

ISSN 0188-7297



Certificado en ISO 9001:2000
Laboratorios acreditados por EMA

INFLUENCIA DE LA SUCCIÓN EN LOS CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DE UN SUELO COMPACTADO

Mauricio Barrera Bucio
Paul Garnica Anguas
Federico Martínez Rodríguez

Publicación Técnica No. 238
Sanfandila, Qro, 2004

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

**Influencia de la succión en los
cambios volumétricos de un
suelo compactado**

**Publicación Técnica No. 239
Sanfandila, Qro, 2004**

El presente trabajo se desarrolló en la División de Laboratorio de la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, en el marco de proyectos de investigación *“Nuevas líneas de investigación en suelos no saturados”*, por los investigadores Dr. Mauricio Barrera Bucio y Dr. Paul Garnica Anguas, así como el Ing. Federico Martínez Rodríguez tesista de la Maestría en Vías Terrestres de la Universidad Autónoma de Chihuahua.

LISTA DE FIGURAS	xi
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Desarrollo del trabajo.....	3
CAPÍTULO 2 COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS	5
2.1 Variables de esfuerzos.....	5
2.2 Estructura de los suelos.....	8
2.3 Comportamiento volumétrico.....	11
2.4 Modelo constitutivo.....	12
2.5 La compactación de los suelos.....	17
2.5.1 Introducción.....	17
2.5.2 Objetivos de la compactación.....	17
2.5.3 Variables relacionadas con la compactación.....	18
2.5.3.1 Contenido de agua de compactación.....	18
2.5.3.2 Masa volumétrica seca y curva de compactación.....	19
2.5.3.3 Energía de compactación.....	19
2.5.4 Tipos de compactación.....	20
2.5.4.1 Introducción.....	20
2.5.4.2 Influencia del tipo de compactación.....	20
2.5.4.3 Métodos de compactación en el laboratorio.....	21
2.5.4.4 Métodos de compactación en el campo.....	24
2.5.5 Estructura en los suelos cohesivos compactados.....	27
2.5.5.1 Influencia del contenido de agua en la estructura del suelo.....	27
2.6 Problemática en los pavimentos.....	29

2.6.1	Introducción.....	29
2.6.2	Deformaciones permanentes.....	29
2.6.2.1	Roderos por fallas en la subrasante.....	30
2.6.2.2	Roderos por fallas en la capa de asfalto.....	31
2.6.3	Factores a considerar en el diseño de pavimentos.....	31
2.6.4	Cambios en contenidos de agua en bases, subbases y terracerías.....	33
2.6.5	Condiciones iniciales.....	33
2.6.6	Succión inicial.....	34
2.6.7	Efecto de la succión sobre las propiedades del suelo compactado.....	36
2.6.7.1	Módulo de deformación.....	36
2.6.7.2	Cambios de volumen asociados a la succión.....	37
2.6.7.3	Resistencia.....	39
2.6.8	Pavimentos sobre suelos expansivos o colapsables.....	42
2.6.8.1	Pavimentos sobre suelos expansivos.....	42
2.6.8.2	Pavimentos sobre suelos colapsables.....	44
2.6.9	Empleo de materiales hasta ahora descartados.....	45

CAPÍTULO 3 EQUIPO EMPLEADO Y SUELO USADO DURANTE LA INVESTIGACIÓN..... 49

3.1	Introducción.....	49
3.2	Sistema de presión de aire y presión de agua.....	50
3.3	Equipo empleado.....	51
3.3.1	Psicrómetro de transistor.....	51
3.3.2	Edómetro convencional.....	55
3.3.3	Descripción de la nueva célula edométrica con control de succión (IMT)	55
3.3.3.1	Calibración de la célula edométrica y medidores de volumen de agua.....	59
3.3.3.2	Efecto de envejecimiento sobre la permeabilidad al agua en los discos cerámicos de AVEA.....	60
3.4	Caracterización del suelo usado.....	64
3.4.1	Origen del geológico y composición del suelo.....	64
3.4.1.1	Caracterización de los suelos muestreados.....	64

3.4.2	Difracción de rayos X.....	65
3.4.3	Ensayos de clasificación geotécnica.....	68
3.4.3.1	Límites de consistencia.....	68
3.4.3.2	Granulometría.....	68
3.4.3.3	Obtención de las curvas de compactación bajo el método Próctor estándar.....	70
3.4.4	Ensayos previos de colapso.....	72
3.5	Ensayos de compactación y técnica de preparación de las diferentes estructuras de suelo usado en los ensayos (A-3).....	75
3.5.1	Ensayos de compactación Próctor estándar (Manual SCT, M·MMP·1·09, Compactación AASHTO.....	75
3.5.2	Técnica de preparación de las muestras usadas en los diferentes ensayos.....	83
3.6	Curvas succión / grado de saturación y succión / humedad. Curva de Retención.....	84
3.6.1	Introducción.....	84
3.6.2	Curvas de retención.....	85
 <i>CAPÍTULO 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....</i>		87
4.1	Introducción.....	87
4.2	Programa de investigación.....	87
4.2.1	Ensayos edométricos de colapso por inundación.....	88
4.2.2	Ensayos edométricos con succión controlada.....	89
4.3	Resultados e interpretaciones.....	96
4.3.1	Ensayos edométricos por inundación.....	96
4.3.2	Ensayos edométricos con control de succión.....	101
4.3.2.1	Introducción.....	101
4.3.2.2	Ensayo A.....	102
4.3.2.3	Ensayo B.....	107
4.3.2.4	Ensayo C.....	114
 <i>CAPÍTULO 5 RESUMEN Y CONCLUSIONES.....</i>		119
5.1	Resumen y conclusiones.....	119

5.1.1	Características del material ensayado.....	119
5.1.2	Equipo de laboratorio.....	120
5.1.3	Resultados de los ensayos.....	120
5.1.3.1	Aspectos generales.....	120
5.1.3.2	Ensayos edométricos con control de succión.....	121
REFERENCIAS.....		125

RESUMEN

El estudio del comportamiento de los *Suelos No Saturados* ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación en las últimas décadas debido a las dificultades para la aplicación de la *Mecánica de Suelos tradicional* a los problemas geotécnicos que se plantean en este tipo de material. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema, aún falta información sobre diversos aspectos de estos materiales que pueda contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento que presentan estos suelos frente a cambios de esfuerzos y de succión.

En el presente trabajo se ilustra un estudio experimental del comportamiento hidromecánico de un limo de alta plasticidad parcialmente saturada, bajo condiciones edométricas. Los ensayos se realizaron en una nueva célula edométrica con control de la succión de los Laboratorios de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte. Se presentan los resultados obtenidos en ensayos en los que se combinan trayectorias de humedecimiento–secado–humedecimiento a esfuerzo vertical neto constante en muestras en estado normalmente consolidado y sobreconsolidado. Los resultados obtenidos revelan la relación que existe entre los cambios de succión, grados de saturación y densidad, con los cambios volumétricos de un suelo compactado. Estos resultados experimentales se han interpretado en el contexto de un modelo de comportamiento elastoplástico para suelos no saturados.

El objetivo principal de este trabajo, es establecer la relación entre los cambios volumétricos de un suelo compactado y los cambios de succión y grados de saturación, asociados a las condiciones climáticas de la región, de manera de introducir este conocimiento en los procedimientos de análisis y diseño de pavimentos carreteros, con ello contribuir a mejorar la seguridad, calidad y eficiencia de la infraestructura de manera sustancial y reducir los costos de mantenimiento de las grandes obras del transporte ya existentes en nuestro país y de nuevas obras.

ABSTRACT

In the last years the study of the unsaturated soils behaviour have been object of many kind of researches due to the difficulties of application of the traditional mechanical of soils to the geotechnical problems to unsaturated soils. Even though this published jobs, it is necessary to get more information about different characteristics about this material in order to contribute to a better understanding of the behaviour of these soils under change of stress and suction.

The present works shown an experimental study of the hydro-mechanical behavior of high plasticity silt under odometer conditions. The tests were accomplished with a new edométrica cell with matric suction control, at the Infrastructure Laboratories of the Mexican Institute of Transportation. This works shows the results obtained of samples in state normally consolidated and sobreconsolidated in wetting-dry-wetting paths under a constant vertical net stress. The tests have revealed important aspects of the relation between the changes of suction, degrees of saturation and density, with the volumetric changes of a compacted soil. The results from the tests were interpreted by means of an elastoplastic hardening model.

The main objective of this research work is to establish the relation between the volumetric changes of a compacted soil and the changes of suction and degrees of saturation, associated to the climatic conditions of the region, of way to introduce this knowledge in the procedures of analysis and design of pavements, in order to improve the security, quality and efficiency of the infrastructure to reduce the cost of maintenance of big buildings existent in Mexico and of new buildings.

Resumen ejecutivo

La demanda del transporte por carretera ha aumentado considerablemente debido al crecimiento económico y poblacional del país, y ha hecho necesario el aumento de cargas por eje para hacer más rentable el costo del transporte. Aunado a esto, existe el crecimiento provocado por el intercambio comercial internacional, que también demanda carreteras con calidad y en cantidad suficiente que permita que sus recorridos se hagan a un costo adecuado. Esto da paso a pensar en la elaboración de métodos de diseño que representen las condiciones imperantes en el país, para contribuir así, a satisfacer la demanda actual y futura.

Por esto, las investigaciones actuales y futuras de los materiales para pavimentos tendrán como objetivo final mejorar su comportamiento bajo las solicitaciones del tráfico y en las condiciones climáticas del lugar, de modo rentable y con atención al medio ambiente.

Recientemente, tanto los suelos compactados como los rellenos de escombros han pasado a formar parte de los materiales no saturados a los que deben enfrentarse los ingenieros geotécnicos. Entender su comportamiento mecánico e hidráulico es fundamental para el diseño, construcción y mantenimiento de pavimentos, rellenos, diques, presas de tierra e incluso barreras de protección ambiental contra las emisiones contaminantes gaseosas y líquidas, ya que todos están sometidos a cambios de humedad y modificaciones en su comportamiento a lo largo de su construcción y vida útil.

El objetivo fundamental de esta investigación, es establecer la relación entre los cambios volumétricos de un suelo compactado y los cambios de succión y grados de saturación, asociados a las condiciones climáticas de una región dada, de manera de introducir este conocimiento en los procedimientos de análisis y diseño de pavimentos carreteros.

Para ello se escogió un limo de alta compresibilidad de la zona del nuevo Aeropuerto de la ciudad de Querétaro, con una estructura preparada artificialmente y compactada de acuerdo con los procedimientos y especificaciones de la Norma ASTM-D698. La succión total de las muestras después de la compactación se midió empleando la técnica psicrométrica. Con este procedimiento de fabricación se logró conocer su historia de esfuerzos, estableciendo unas condiciones iniciales.

Una novedosa aportación del presente trabajo, fue la adquisición y manejo de una nueva e innovadora célula edométrica con control de la succión matricial, mediante la técnica de traslación de ejes; lo que ha permitido estudiar el comportamiento de cambio de volumen (colapso, expansión y retracción) de muestras normalmente consolidadas y sobreconsolidadas mediante ensayos edométricos. Se analizó la influencia del estado inicial, así como los efectos del

esfuerzo neto aplicado y los cambios de succión en el comportamiento volumétrico, la permeabilidad y las características de retención de agua. En donde se observaron pautas de comportamiento reversible e irreversible en relación con los cambios de volumen (colapso, expansión y retracción). Se constató la existencia de deformaciones plásticas importantes y de cambios irreversibles en el contenido de agua, asociados con las trayectorias de hidratación-secado y en trayectorias de carga.

Los ensayos objeto de esta investigación se realizaron en muestras compactadas con diferentes contenidos de agua y densidades secas, pero siempre con humedades por debajo de la humedad óptima de compactación. La fabricación de muestras con humedades superiores al óptimo no se abordó dada la dificultad de obtener muestras repetitivas, por tanto, hay que tener presente que los resultados de este trabajo se refieren exclusivamente a muestras del “lado seco” de la curva de compactación.

El desarrollo de la investigación se dividió básicamente en cuatro fases fundamentales:

- Revisión del estado de conocimiento en el comportamiento de suelos no saturados y su influencia en las vías terrestres.
- Puesta a punto de los equipos experimentales. Esta fase incluye las modificaciones o adaptaciones de nuevos aparatos, las calibraciones de los equipos existentes y la definición de la instrumentación requerida, así como el manejo y capacitación de un nuevo e innovador equipo (célula edométrica) y sus respectivas calibraciones.
- Desarrollo experimental. Estudio del comportamiento hidromecánico en suelos no saturados de tendencia colapsable mediante ensayos de laboratorio.
- Análisis e interpretación de los datos obtenidos en la fase anterior mediante un modelo de comportamiento elastoplástico.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Esquema de succión osmótica.....	7
Figura 2.2	Expansión en arcilla de Tournemire mojando con diferentes soluciones salinas (Daupley, 1997).....	8
Figura 2.3	Resultados de ensayos de consolidación en una arcilla pleistocena (adaptado de Richards <i>et al</i> , 1984).....	8
Figura 2.4	Estructura del suelo (adaptado de Alonso <i>et al</i> , 1987).....	9
Figura 2.5	Expansión y colapso durante el mojado de dos muestras compactadas (Escario y Sáez, 1973).....	11
Figura 2.6	Efectos de la carga y el contenido de agua en la deformación volumétrica. Resultados obtenidos mediante ensayos de doble edómetro, con muestras compactadas mediante impacto al 80% de compactación relativa.....	13
Figura 2.7	Superficie de fluencia del modelo BBM y su expansión durante un proceso de humedecimiento (a) y de aumento del esfuerzo desviador (b).....	15
Figura 2.8	Resumen del BBM adoptado al estado de esfuerzos edométricos (Alonso <i>et al</i> , 1990).....	16
Figura 2.9	Curvas de compactación para diferentes niveles de energía específica (Barrera, 2002).....	25
Figura 2.10	Autopista Caracas-La Guira. Falla por colapso.....	30
Figura 2.11	Roderas por fallas en la subrasante.....	31
Figura 2.12	Roderas por fallas en la mezcla.....	32
Figura 2.13	Relación de vacíos contra ciclos de humedecimiento, (Day, 2000).....	34
Figura 2.14	Curvas de compactación para tres esfuerzos isotropos y contornos de igual succión (Ψ) total después de la compactación, para una arcilla de baja plasticidad de la ciudad de Barcelona (Barrera, 2002).....	35
Figura 2.15	Relación entre contenido de agua y succión para cinco mezclas de suelo, (Marinho & Chandler, 1993).....	36
Figura 2.16	Relación módulo de resiliente-saturación para compactaciones del 95% y 100% (Thompson y Robbnet, 1979).....	37
Figura 2.17	Perfiles de succión (Park, 1999).....	38
Figura 2.18	Expansión medida en muestras compactadas de arcilla de Boom-Clay en función de la succión final y el esfuerzo vertical (Romero, 1997).....	39
Figura 2.19	Variación de la deformación vertical con el esfuerzo vertical (Suriol, 1998).....	40
Figura 2.20	Relación entre el CBR y la succión efectiva (Liben & Isla, 1975)..	41
Figura 2.21	Aproximación hiperbólica y elíptica sobre resultados de ensayos de corte con succión controlada: a)arcilla roja de Guadalix; b) arcilla gris de Madrid, (Escario, 1988).....	42
Figura 2.22	Movimiento de la sección transversal (Gordon & Waters, 1984)...	43

Figura 3.1	Compresor de aire con sistema de refrigeración para suministro de aire seco (IMT).....	50
Figura 3.2	Psicrómetro de termopar.....	52
Figura 3.3	Respuesta del psicrómetro usando el modo psicrométrico.....	53
Figura 3.4	Curva de calibración utilizando disoluciones de NaCl con diferentes concentraciones.....	54
Figura 3.5	Edómetros convencionales, Laboratorio de Infraestructura Instituto Mexicano del Transporte.....	56
Figura 3.6	Esquema de la célula edométrica con control de succión Instituto Mexicano del Transporte.....	57
Figura 3.7	Edómetro con control de succión, panel de presión y medidores de cambio de volumen de agua.....	58
Figura 3.8	a) Marco de carga mediante pesos muertos; b) panel de presión y medidores de volumen de agua; c) célula edométrica con control de succión (IMT).....	58
Figura 3.9	a) Disco cerámico (AVEA); b) combinación disco cerámico (AVEA) y piedra porosa; c) diseño de la base para la eliminación del aire disuelto a través del disco cerámico, como consecuencia de la técnica de traslación de ejes.....	59
Figura 3.10	Aire disuelto a través del disco cerámico bajo unas condiciones de presión de aire ($u_a=0,4$ MPa) y agua ($u_w=$ atmosférica).....	61
Figura 3.11	Relación entre volumen de agua – tiempo, para obtener la permeabilidad de la muestra y ratificar el 100% de saturación de la misma.....	63
Figura 3.12	Efecto de envejecimiento sobre la permeabilidad al agua en el disco cerámico de AVEA, entre ensayo y ensayo.....	63
Figura 3.13	Difracción de rayos-X del limo alta compresibilidad del aeropuerto de la ciudad de Querétaro.....	67
Figura 3.14	Gráfica en 3D mostrando las diferentes fases cristalinas del limo de alta compresibilidad del aeropuerto de la ciudad de Querétaro.....	67
Figura 3.15	Carta de plasticidad.....	69
Figura 3.16	Curva granulométrica para los cinco suelos.....	70
Figura 3.17	Curvas de compactación (ASTM D-698).....	71
Figura 3.18	Condiciones iniciales de las muestras para los ensayos previos de colapso.....	73
Figura 3.19	Ensayos previos de colapso bajo inundación a carga constante..	74
Figura 3.20	Moldes cilíndricos y pisones para las pruebas de compactación AASHTO.....	77
Figura 3.21	Elaboración del espécimen de prueba.....	78
Figura 3.22	Hoja de registro y curva de compactación para prueba dinámica AASHTO.....	80
Figura 3.23	Curvas de compactación para tres valores de energía. Las líneas continuas indican los contornos de igual succión.....	81
Figura 3.24	Anillos edométricos biselados para la obtención de las probetas.	83

Figura 3.25	Relación succión total (Ψ) y contenido de agua (w), para diferentes masas volumétricas secas a porosidad constante (Técnica psicrométrica).....	85
Figura 3.26	Curva de retención (succión & grado de saturación) a porosidad constante.....	86
Figura 3.27	Comparación de la relación succión–grado de saturación obtenida con la expresión de Van Genuchten y los datos experimentales.....	86
Figura 4.1	Etapas de carga vertical a humedad constante, antes de la saturación.....	89
Figura 4.2	Condiciones iniciales del grupo de ensayos de colapso bajo inundación a carga constante.....	90
Figura 4.3	Condiciones iniciales de los ensayos edométricos con succión controlada.....	92
Figura 4.4	Trayectoria de esfuerzos de los ensayos edométricos con control de succión.....	93
Figura 4.5	Influencia del contenido de agua en la deformación de colapso...	98
Figura 4.6	Influencia de la energía de compactación (para tres valores de $E= 1200, 600$ y $300 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$) en la deformación de colapso.....	99
Figura 4.7	Deformación de colapso para diferentes valores de la carga vertical aplicada.....	100
Figura 4.8	Deformación de colapso para diferentes valores de grado de saturación inicial ($S_r\%$).....	101
Figura 4.9	Variación del índice de poros de las diferentes etapas de equilibrio con relación a los cambios de la carga vertical neta del ensayo A.....	103
Figura 4.10	Evolución temporal de la ε_v , w y S_r durante la trayectoria de humedecimiento (B→C) bajo $(\sigma_v-u_a)=$ constante. Ensayo A.....	104
Figura 4.11	Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de los cambios de succión. Ensayo A.....	105
Figura 4.12	Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de la carga vertical neta. Ensayo A.....	106
Figura 4.13	Variación del índice de poros de las diferentes etapas de equilibrio con relación a los cambios de la carga vertical neta del ensayo B.....	108
Figura 4.14	Evolución temporal de la ε_v , w y S_r durante la trayectoria de humedecimiento (B→C) bajo $(\sigma_v-u_a)=$ constante. Ensayo B.....	109
Figura 4.15	Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de los cambios de succión. Ensayo B.....	110
Figura 4.16	Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de la carga vertical neta. Ensayo A.....	111
Figura 4.17	Comparación entre los ensayos A y B: a) variación de ε_v , w y S_r en función de la succión matricial; b) evolución temporal.....	112

Figura 4.18	Comparación entre los ensayos A y B de la variación de ε_v , w y S_r en función de la carga vertical neta.....	113
Figura 4.19	Variación de la deformación volumétrica, contenido de agua y grado de saturación de las diferentes etapas de equilibrio. Ensayo C.....	115
Figura 4.20	Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de los cambios de succión. Ensayo C.....	116
Figura 4.21	Figura 4.21 Evolución temporal de la ε_v , w y S_r durante la trayectoria de humedecimiento ($b' \rightarrow c'$) bajo $(\sigma_v - u_a) = \text{constante}$. Ensayo C.....	117

1 Introducción y objetivos

1.1 Introducción

El empleo de los suelos compactados para la construcción de obras de ingeniería civil es frecuente a lo largo de la historia. A pesar de que el comportamiento de estos suelos ha sido estudiado por numerosos autores, es necesario continuar con la sistematización de la información disponible sobre ellos para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que intervienen.

En las últimas décadas, el estudio de estos suelos ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación, debido a las dificultades que implica la aplicación de la mecánica del suelo tradicional a los problemas geotécnicos que estos plantean. Por ejemplo, el principio de los esfuerzos efectivos, que constituye uno de los puntos básicos del comportamiento del suelo saturado, aplicado a los no saturados presenta dificultades que no se han resuelto totalmente. Los problemas que entraña el conocimiento de la influencia de nuevas variables de esfuerzos, como la succión, los fenómenos de histéresis respecto a los cambios de humedad, los fenómenos acoplados hidromecánicos, los flujos no lineales y otros aspectos del comportamiento de los suelos no saturados, han llevado a mantener la aplicación de la teoría de los suelos saturados en los estudios y proyectos geotécnicos.

Los suelos compactados son suelos no saturados artificiales. Se pueden estudiar, por lo tanto, como suelos parcialmente saturados y aplicarles los conocimientos que de estos suelos se tienen. Intervienen en el tratamiento del problema todas las consideraciones que se hacen para los suelos no saturados, como por ejemplo:

- Inclusión de la succión en las trayectorias de esfuerzos, dada la influencia que esta variable tiene sobre el comportamiento del suelo.
- Imposibilidad de aplicar el principio de los esfuerzos efectivos de la manera en que se hace para los suelos saturados.
- Expansión considerada como un aumento de volumen generado cuando se inunda el suelo bajo una presión aplicada, y colapso considerado como una reducción de volumen generada cuando se inunda el suelo bajo las mismas condiciones.

Es un objetivo importante conseguir la eliminación o por lo menos la reducción a un mínimo de los fenómenos de expansión y colapso, sin consecuencias negativas para la estructura que se considera.

Para ello es necesario conocer cuáles son las condiciones más adecuadas con las que se ha de compactar un suelo, es decir cómo se deben controlar las siguientes variables, con el fin de obtener una estructura estable frente a las presiones aplicadas y a la presencia del agua en la misma:

- Contenido de agua de compactación
- Nivel de energía de compactación que se entrega al suelo
- Método de compactación que conviene emplear

Hasta el momento, no se ha desarrollado un marco general que abarque el problema de forma completa, sino que existen referencias puntuales a casos estudiados, pero los resultados de las experiencias de distintos autores permiten hacer varias generalizaciones (Balmaceda, 1991):

- Los suelos que se compactan por la rama seca de la curva de compactación (humedades menores que la óptima), experimentan colapsos con mucha frecuencia.
- Los suelos que se compactan por la rama húmeda de la curva de compactación (humedades mayores que la óptima), en general no colapsan.
- Un suelo que ha sido compactado en determinadas condiciones puede sufrir expansión o colapso según cual sea la presión aplicada al mismo cuando se lo inunda.

Desde un punto de vista práctico, el estudio experimental del comportamiento de los suelos compactados, al igual que el desarrollo de un marco conceptual de un modelo constitutivo que permita simular el comportamiento de estos suelos (suelos no saturados) frente a cambios de succión y de esfuerzo, es de gran interés en el campo de obras de ingeniería, como las vías terrestres, con retos a resolver problemas de estabilidad de laderas naturales y taludes, construcción de terraplenes, empujes de tierras contra toda clase de elementos de retención, cimentaciones para puentes y obras viales y presas de tierra, cuya sola enumeración constituye un catálogo que fundamenta lo dicho.

1.2 Objetivos

El objetivo fundamental de este trabajo de investigación, es establecer la relación entre los cambios volumétricos de un suelo compactado y los cambios de succión y grados de saturación, asociados a las condiciones climáticas (precipitación y temperatura) de una región dada, de manera de introducir este conocimiento en los procedimientos de análisis y diseño de pavimentos carreteros. Por lo que se diseñó y se llevó a cabo un programa experimental para conocer dicha relación, con una variedad de trayectorias de esfuerzos y de succión, que fueron

interpretadas de acuerdo con un marco conceptual de un modelo de comportamiento elastoplástico.

Una novedosa aportación para este trabajo fue la adquisición y el manejo de una nueva e innovadora célula edométrica diseñada para realizar ensayos edométricos con control de succión. En una primera etapa, dentro del marco de proyectos de investigación “*Nuevas líneas de investigación en suelos no saturados*”, se diseñó un programa de ensayos edométricos con control de succión, de los cuales se obtuvieron unos primeros resultados para estudiar la relación de las deformaciones del suelo (colapso, expansión y retracción) y los cambios en contenido de agua cuando el suelo es sometido a procesos combinados de humedecimiento–secado bajo un esfuerzo vertical neto constante, en muestras normalmente consolidadas y sobreconsolidadas.

1.3 Desarrollo del trabajo

El presente trabajo de investigación se ha dividido en los cinco capítulos que se resumen a continuación.

El capítulo 2, contiene un resumen sobre el estado del conocimiento respecto al comportamiento de suelos no saturados. Se inicia con generalidades de los fenómenos que los caracterizan, en particular el colapso y la expansión, así como la teoría de un modelo de comportamiento elastoplástico; se continúa con una introducción sobre los suelos compactados y posteriormente, se presenta una caracterización de la problemática en los pavimentos por efecto de los comportamientos de los suelos no saturados (suelos compactados).

En el capítulo 3 se describen los equipos de laboratorio utilizados, así como la instrumentación requerida y los diferentes métodos de calibración; se analizan las diferentes curvas de compactación del suelo y las curvas de succión–grado de saturación obtenidas utilizando la técnica psicrométrica y se presentan resultados de ensayos previos de comportamiento deformacional con objeto de seleccionar un material que cumpla con unas características geotécnicas para poder llevar a buen término la investigación.

Dentro del capítulo 4 se describen los métodos y trayectorias de esfuerzos realizadas dentro del programa de ensayos, así como los análisis de los datos obtenidos. Inicialmente, se realiza un estudio particular de la respuesta de cada ensayo de colapso por inundación bajo carga constante y a continuación se hace un análisis de los ensayos edométricos con control de succión realizados en la nueva célula edométrica con control de succión.

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

Dentro de la fase experimental se llevaron a cabo los siguientes programas de ensayos:

Ensayos previos convencionales de caracterización en cinco suelos diferentes para la selección del material:

- Programa de muestreo de material.
- Análisis de tamaño de partículas y límites de consistencia.
- Análisis de la relación entre la densidad seca y contenido de agua dentro del plano Próctor.
- Análisis de ensayos de colapso bajo inundación a carga constante, llevados a cabo en edómetros convencionales.

Una vez seleccionado el material, se realizaron los siguientes programas de ensayos:

Ensayos de caracterización del suelo estudiado:

- Análisis del tamaño de partículas y límites de consistencia.
- Análisis de difracción de rayos –X.
- Determinación de la gravedad específica.
- Obtención de los parámetros de las curvas de compactación bajo diferentes valores de energía específica de compactación.
- Obtención de los contornos de igual succión en el plano Próctor mediante la técnica psicrométrica.

Ensayos del comportamiento de cambio de volumen:

- Ensayos de colapso bajo inundación a carga vertical constante en muestras con diferentes condiciones de estado inicial. Edómetros convencionales.
- Ensayos edométricos con succión controlada en muestras con diferentes condiciones de estado inicial. Nueva célula edométrica con control de succión:
 - Trayectorias de carga bajo succión constante ($u_a - u_w = 0,4$ y $0,25$ MPa).
 - Trayectorias de humedecimiento–secado–humedecimiento bajo esfuerzo vertical neto constante ($\sigma_v - u_a = 0,125$ MPa).
 - Trayectoria de humedecimiento–secado bajo esfuerzo vertical neto constante ($\sigma_v - u_a = 0,635$ MPa).
 - Trayectorias de humedecimiento–secado–humedecimiento bajo esfuerzo vertical neto constante ($\sigma_v - u_a = 0,613$ MPa).

2 Comportamiento de suelos parcialmente saturados

Desde sus inicios la mecánica del suelo ha concedido más énfasis al estudio de los suelos saturados. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados, mediante modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte, etc. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran ocurrencia de suelos saturados sedimentarios, en países con clima templado. También por el descubrimiento de la ley de presiones efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados.

Sin embargo, existen condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica. Por este motivo, sobretodo también asociado a las características de los suelos compactados, es por el que se han desarrollado fórmulas y modelos que tratan de explicar esta faceta del comportamiento.

Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con expansiones y retracciones en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, tal y como señala Alonso *et al* (1987). Sin embargo, los mismos autores, proponen un estudio global de dichos suelos, desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados.

2.1 Variables de esfuerzos

Actualmente está reconocido que son necesarias dos variables de esfuerzos independientes para explicar el comportamiento de suelos parcialmente saturados. Éstas pueden ser cualquier combinación de dos de las tres variables siguientes: $(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})$, $(\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij})$ y $(u_a - u_w) \delta_{ij}$, tal y como propusieron Fredlund y Morgenstern (1977), donde σ_{ij} representa el tensor de esfuerzos totales, u_a la presión de aire, y u_w la presión de agua.

Los autores llegaron a esta conclusión basándose en la forma de las ecuaciones de equilibrio de un elemento diferencial multifase de suelo (aunque este aspecto no pueda considerarse determinante), y en diferentes ensayos a volumen constante, bajo condiciones edométricas e isotrópicas. En el caso de los suelos saturados $u_a = u_w$ sólo se requiere la variable $(\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij})$, que equivale a la presión efectiva de Terzaghi, para controlar el comportamiento del suelo.

Dada la enorme ventaja que supone trabajar con una sola variable, igual que sucede con el esfuerzo efectivo en suelos saturados, a lo largo de la historia ha habido propuestas de variables. La primera propuesta es de Bishop (1959):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi (u_a - u_w) \quad (2.1)$$

Donde, χ es un parámetro con valores entre cero y uno. Inicialmente se creía que sólo una variable de esfuerzos era necesaria para describir el comportamiento de los suelos no saturados. Las propuestas, tal y como se observa en la ecuación (2.1) intentaban englobar la ecuación de las presiones efectivas de Terzaghi, desde una perspectiva más general. Así, en el caso de suelos saturados, $u_a = u_w$, la ecuación (2.1) se transforma en la ecuación de presiones efectivas. Ha habido varios intentos de conseguir una ecuación con el mismo grado de validez que la ley Terzaghi; sin embargo ninguno ha alcanzado el éxito de ésta. El principal inconveniente es que el parámetro χ no es constante, sino que depende del grado de saturación, tipo de suelo, y efectos de histéresis según las trayectorias que haya seguido el suelo. Finalmente Aitchison (1965) propone que, dada la dificultad de determinar el valor de χ , es más adecuado tratar de forma independiente el término σ , y $u_a - u_w$, y determinar las trayectorias de esfuerzos por separado. Posteriormente Matyas y Radhakrishna (1968) reflejan el comportamiento de un suelo a partir de una superficie de estado que liga el índice de poros con la succión y el esfuerzo aplicado. Las superficies de estado, siguiendo el esquema que propusieron Matyas y Radhakrishna (1968), y que han seguido otros autores, posteriormente, Fredlund y Morgenstern (1976) y Lloret y Alonso (1980, 1985), son útiles para describir las variaciones de volumen de los suelos bajo cambios en la carga y en la succión. Sin embargo la unicidad de dicha superficie se pierde si se siguen trayectorias de esfuerzos en las cuales las variaciones de succión no son monótonas. Además el planteamiento que siguen las superficies de estado dificulta la integración de estos conceptos en un modelo constitutivo mecánico más general.

De las variables que están actualmente consideradas que controlan el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, el término $(u_a - u_w) \delta_{ij}$ constituye la definición de deficiencia de presión de agua en el suelo, o la succión matricial $s = -\gamma_m \Psi_m$ (Ψ_m , potencial matricial). Sin embargo, el potencial total Ψ_t se puede expresar, de forma más general por la suma de los siguientes factores: potencial osmótico, Ψ_o , potencial gravitacional, Ψ_g , potencial matricial (donde se incluye la componente capilar y la componente de adsorción), Ψ_m , y potencial neumático, Ψ_a . El potencial gravitatorio está relacionado con la cota a la que se

encuentra el agua. El neumático, con la presión de la fase gaseosa, y sólo debe considerarse cuando la presión es diferente a la atmosférica. El potencial total de succión Ψ_s es la suma del potencial capilar y el osmótico, y es el que controla el comportamiento de un suelo parcialmente saturado.

El potencial matricial es el debido a las fuerzas capilares y de adsorción, que se consideran de forma conjunta, por su difícil separación. La denominación de matricial, viene del hecho de que estas fuerzas se ejercen sobre el esqueleto del suelo, que, a veces, se llama matriz. Es evidente la influencia de la componente matricial sobre la succión de un suelo. Sin embargo es menos intuitiva la colaboración de la succión osmótica (o succión de soluto) sobre el comportamiento de un suelo. El valor de la succión de soluto está controlado principalmente por la concentración salina en el agua del suelo (Fig. 2.1).

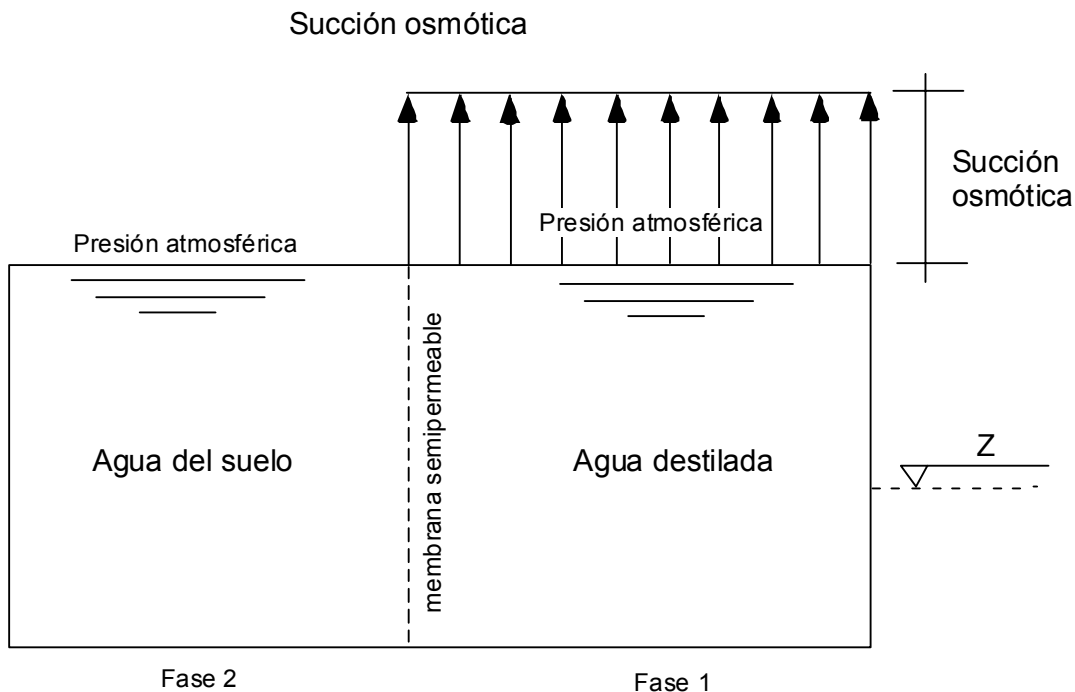


Figura 2.1
Esquema de succión osmótica

Experimentalmente se ha comprobado que los cambios en succión de soluto inducen deformaciones volumétricas, tal y como se aprecia en la Fig. 2.2, en la cual se representan los resultados de ensayos de consolidación con agua con diferentes concentraciones de sal, y para diferentes sales. Sobre este aspecto hay que señalar que en algunos casos se observan variaciones según sea el tipo de sal empleada (Fig. 2.3). Sin embargo, cabría esperar que las variaciones volumétricas sólo dependieran del valor de la succión, o concentración, y no del tipo de soluto. Una posible explicación a este hecho corresponde a la actuación de otros fenómenos físicos-químicos entre la arcilla y algunos iones, tal y como señala Alonso *et al* (1987).

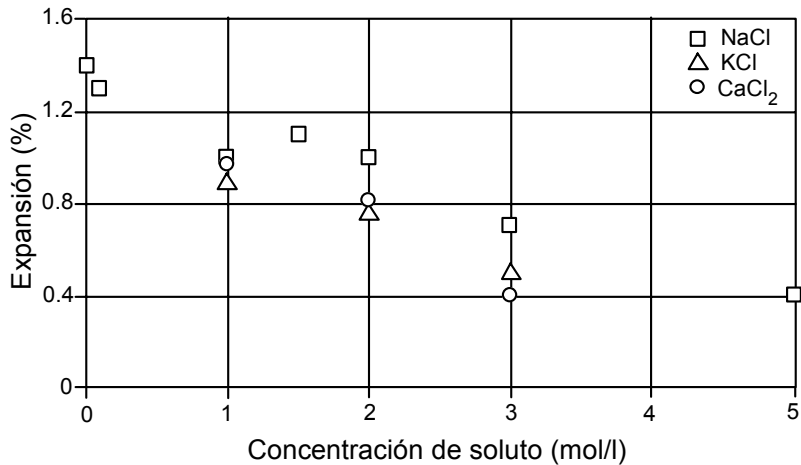


Figura 2.2
Expansión en arcilla de Tournemire mojado con diferentes soluciones salinas (Daupley, 1997)

2.2 Estructura de los suelos

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

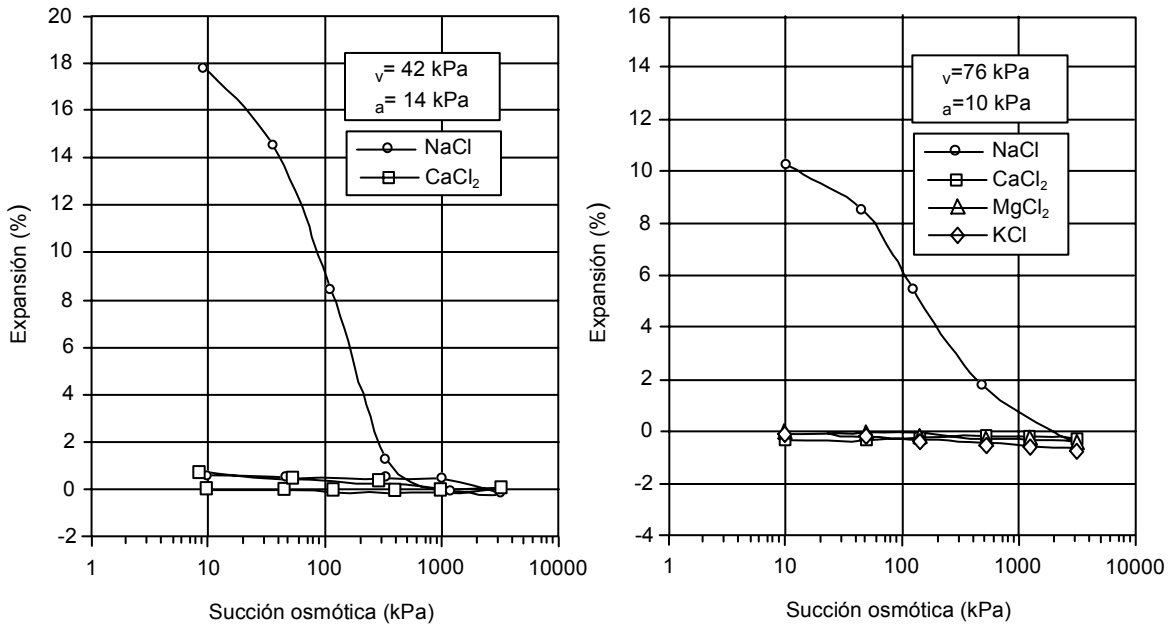


Figura 2.3
Resultados de ensayos de consolidación en una arcilla pleistocena (adaptado de Richards et al, 1984)

Inicialmente se trató de explicar el comportamiento de las arcillas en base a considerar que tuvieran una estructura floculada, o una estructura dispersa, aplicando la teoría de la capa doble difusa. Sin embargo estos conceptos fueron desarrollados para dispersiones coloidales, y no pueden ser aplicados más que en casos muy particulares, como por ejemplo, en arcillas marinas. La teoría de la capa doble difusa trata de explicara las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (del tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde) o dispersa. Teniendo en cuenta esta teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente, mientras que los bordes, positiva y negativamente; de este modo se generan los contactos cara-borde o borde-cara.

En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso *et al*, 1987) que son: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales (Fig. 2.4), que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea se considera una estructura de tipo matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales creando una matriz. A veces las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente puede considerarse una estructura de grano de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla.

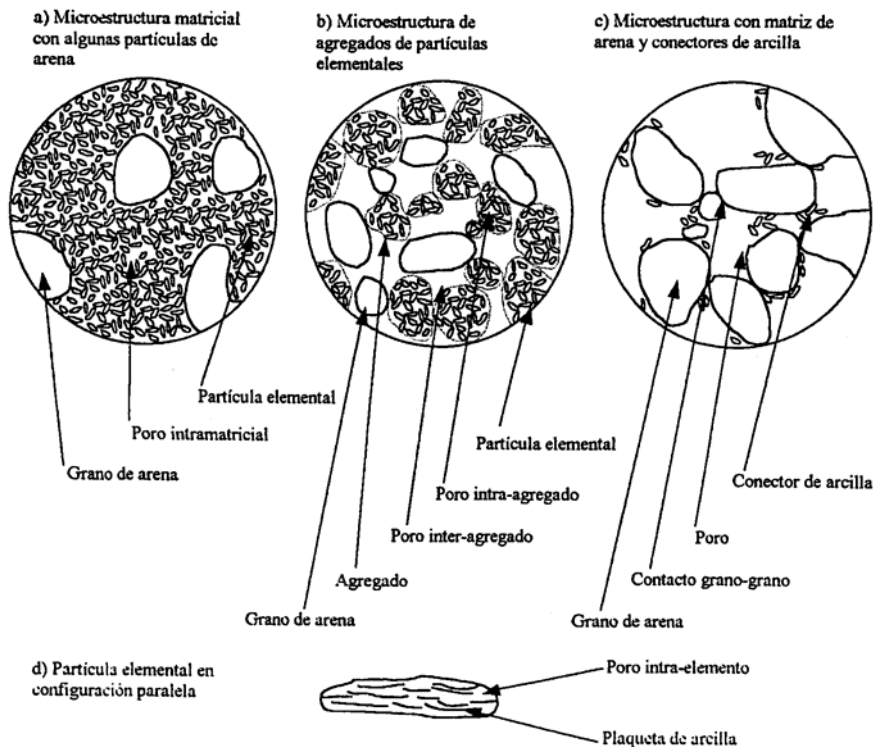


Figura 2.4
Estructura del suelo (adaptado de Alonso *et al*, 1987)

Generalmente los suelos compactados del lado húmedo del contenido de agua óptimo, y los suelos expansivos se corresponden con una microestructura de tipo predominantemente matricial. Mientras que los suelos compactados del lado seco del óptimo, o que tienen tendencia a colapsar, suelen presentar microestructura de agregados, o con conectores de arcilla.

Cuando cargamos un suelo con una microestructura de agregados, los contactos entre agregados, o entre granos de arena, y agregados, se rompen, de modo que los agregados pasan a ocupar el vacío de los poros, y el suelo colapsa irreversiblemente. Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcillas, mantienen una baja compresibilidad de dichas partículas.

De un modo similar, si mojamos el mismo suelo, la disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura colapsa irreversiblemente. Esto sucede a pesar de que los agregados puedan experimentar un aumento de volumen debido a la captación de agua en las partículas de arcilla. Pero este aumento de volumen es menor que la disminución provocada por el colapso general de la estructura, con desaparición de gran cantidad de los macroporos. En algunos casos es posible transformar la estructura de agregados, en una de tipo matricial.

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

La estructura de los suelos ha sido estudiada por medio del microscopio de barrido electrónico (SEM), que permite tener una referencia visual. Además, actualmente los microscopios de tipo ambiental (ESEM) permiten controlar la humedad de las muestras, de modo que es posible realizar un estudio más detallado de la microestructura. Diversos estudios han confirmado la presencia de las estructuras antes mencionadas. Por otra parte, los estudios de porosimetría permiten detectar distribuciones de poros bimodales, en el caso de estructuras de agregados (Fig. 2.4b), con la existencia de poros inter-agregado e intra-agregado. Mediante la distribución de los poros también es posible observar que bajo cargas de compactación mayores, los macroporos disminuyen de tamaño, pero no sucede igual con los microporos.

2.3 Comportamiento volumétrico

El comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados es uno de los aspectos más estudiados sobre éstos. Los suelos parcialmente saturados presentan gran diversidad de comportamientos frente a cambios en los esfuerzos aplicados, y en la succión. Para analizar dichos comportamientos se considera el espacio de esfuerzos $p-s$, donde p es el esfuerzo medio o vertical (esfuerzo vertical en condiciones edométricas, o esfuerzo medio en condiciones isotropas) neto ($\sigma-u_d$), y s es la succión. Existen gran cantidad de ensayos publicados, con diferentes trayectorias de esfuerzos en el plano $p-s$. De estos ensayos se pueden extraer los siguientes resultados:

- 1) El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión. Sin embargo el aumento de la rigidez no puede ser indefinido y, tal y como observan Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de la rigidez, para succiones que superen un cierto valor.

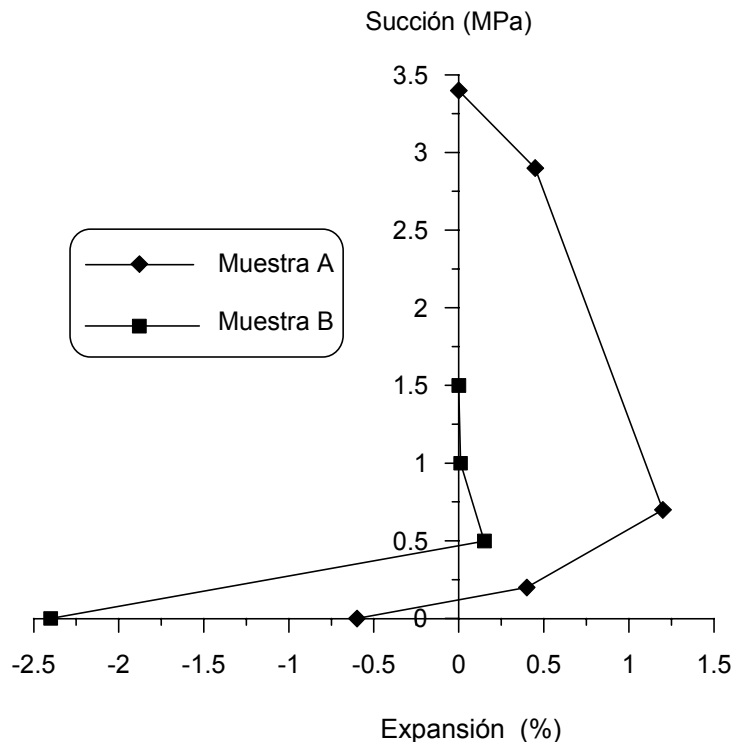


Figura 2.5
Expansión y colapso durante el mojado de dos muestras compactadas (Escario y Sáez, 1973)

- 2) La carga aplicada controla, en gran medida, la cantidad de expansión de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión, es decir, los mojamos. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es la expansión.

- 3) La mayoría de los suelos pueden expandir o colapsar dependiendo de la carga aplicada, cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas el suelo colapsa, pero hincha con cargas bajas. Sin embargo no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual el suelo expande o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión. Es decir, un suelo que inicialmente expande al disminuir la succión, puede llegar a un valor de la succión para el cual comience a colapsar, aunque el resultado global sea una expansión (Fig. 2.5). En los suelos compactados, estos fenómenos están relacionados con el hecho de que aquellos que se compactan del lado seco del óptimo presentan una estructura de agregados. Inicialmente se produce una expansión por el humedecimiento, pero la resistencia de los contactos entre los agregados disminuye con la succión de modo que al llegar a un valor crítico (que depende de la carga, de forma inversa) la estructura colapsa.
- 4) Los suelos con una estructura abierta experimentan un colapso cuando se disminuye la succión. A medida que se incrementa la carga aplicada, el colapso producido al saturar un suelo, aumenta hasta llegar a un valor máximo, después del cual el colapso disminuye (ver Fig. 2.6). El valor de la carga para la cual se produce el colapso máximo depende, entre otros factores, del tipo de suelo, la humedad inicial, la densidad seca inicial.
- 5) Al cargar un suelo progresivamente se pueden producir deformaciones irreversibles, si se supera el valor de la presión de preconsolidación, de un modo similar a los suelos saturados. Sin embargo este valor aumenta con la succión, como se ha comentado en el primer punto.
- 6) El valor de la expansión alcanzado depende de la trayectoria de esfuerzos que se ha seguido, en el plano $p-s$, sobretodo cuando las trayectorias incluyen incrementos en la succión.

Basándose en las características de comportamiento mencionadas, Alonso *et al* (1987) propusieron las bases de un modelo, englobado dentro de la teoría elastoplástica con rigidización, que fue desarrollado formalmente por Alonso *et al* (1990). Dicho modelo, en lo sucesivo denominado BBM (Barcelona Basic Model), está basado en la existencia de unas curvas de fluencia LC (loading – collapse) y SI (suction increase) y permite entender con gran facilidad el comportamiento de los suelos parcialmente saturados. Por otra parte se puede integrar un modelo constitutivo para el suelo saturado, como condición de contorno. En la propuesta de Alonso *et al* (1990) utilizan el modelo de estado crítico de Cam-clay modificado, pero apuntan la posibilidad de emplear otros.

2.4 Modelo constitutivo mecánico

En términos de relaciones constitutivas, el marco teórico propuesto por Alonso, *et al* (1987), representa una referencia para los modelos elastoplásticos en suelos no saturados. La formulación matemática del modelo se realizó tres años después (Alonso *et al*, 1990) y ha sido posteriormente refinada por otros autores (Cui &

Delage, 1996; Wheeler & Sivakumar, 1995; Wheeler, 1996). Todos los estudios conciernen a suelos reconstituidos en laboratorio. Por ello cabe mencionar que la evaluación en laboratorio del comportamiento de los suelos no saturados ha tenido un importante desarrollo en las últimas décadas. Una gran cantidad de equipos para el estudio de los fenómenos de colapso e hinchamiento, así como para el estudio general del comportamiento de los suelos compactados se puede encontrar en diversas referencias. La variedad de estos equipos es muy amplia, se han utilizado células edométricas y triaxiales convencionales; modificados o con nuevos diseños de estos equipos con control de succión. De forma análoga, los procedimientos de ensayos han variado, desde los aspectos relacionados con las trayectorias de esfuerzos utilizados, hasta los identificados con la instrumentación y el control. Sin embargo, sólo muy recientemente se ha empezado a estudiar el acoplamiento existente entre la deformación volumétrica y el cambio de humedad durante los procesos de carga o cambio de succión en estos suelos (Romero, 1999; Rampino, *et al*, 2000; Wheeler & Sivakumar, 2000; Barrera, 2002).

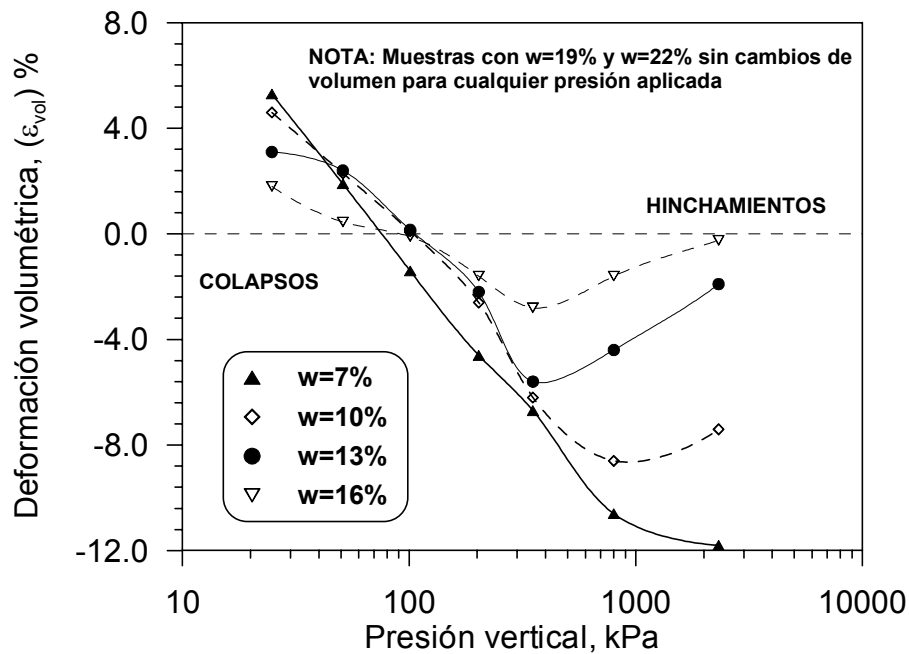


Figura 2.6

Efecto de la carga y del contenido de agua en la deformación volumétrica. Resultados obtenidos mediante ensayos de doble edómetro, con muestras compactadas mediante impacto al 80% de compactación relativa (Lawton *et al*, 1989)

El modelo BBM (Barcelona Basic Model) utiliza dos variables de esfuerzo independientes: el tensor de esfuerzo neto (exceso del esfuerzo total sobre la presión de aire) y la succión, que es una variable de tipo escalar definida como la presión de aire menos la presión de líquido intersticial. En el espacio de esfuerzos (p, q, s), donde p es el esfuerzo medio neto, q el esfuerzo desviador y s la succión, el modelo adopta una superficie de fluencia de forma elíptica:

$$q^2 - M^2 (p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (2.2)$$

Donde $p_s = k_s s$, está relacionado con el incremento de la cohesión aparente con la succión, p_0 es la presión de preconsolidación a una succión determinada y M es la pendiente de la línea de estado crítico. La variación de p_0 con s está dada por la siguiente expresión:

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (2.3)$$

Donde p^c es un esfuerzo de referencia, la presión de preconsolidación del suelo saturado y el parámetro de rigidización del modelo, κ la pendiente de la trayectoria de descarga–recarga isótropa (elástica) y $\lambda(s)$ la pendiente de la línea virgen de compresión en condiciones isótropas. Esta pendiente está relacionada con la succión a través de:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r) \exp(-\beta s) + r \right] \quad (2.4)$$

Siendo r y β parámetros que controlan la compresibilidad del suelo y $\lambda(0)$ la pendiente de la línea virgen de compresión para la condición saturada.

La Fig. 7 muestra un esquema de la superficie de fluencia en el espacio (p, q, s) . Su traza en el plano $p:s$ (ecuación 2.3) se denomina superficie de fluencia LC (Loading–Collapse), que representa la superficie de activación de las deformaciones irreversibles cuando es alcanzada por trayectorias de carga (Load) o de humedecimiento (Colapso). La Fig. 7a presenta la activación de la superficie LC a partir del punto A debida a un humedecimiento (disminución de s). Las deformaciones irreversibles de colapso generan un endurecimiento del material moviendo la superficie de fluencia inicial LC1 hasta la posición LC2 y el parámetro de historia en el modelo BBM incrementa su valor de p_{01}^* a p_{02}^* . Por otro lado, la Fig. 7b muestra el endurecimiento del material a partir del punto A debido a un aumento en el esfuerzo desviador. Esta trayectoria de esfuerzo, de acuerdo a la regla de flujo adoptada, genera deformaciones volumétricas de tipo contractantes, que implican un aumento del dominio elástico del material dado por el movimiento de la superficie LC de la posición inicial LC1 hasta LC3.

El modelo considera una rigidización isótropa del material, controlada por las deformaciones volumétricas plásticas $(d\varepsilon_v^p)$, siendo e la relación de vacíos:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{1+e}{\lambda(0)-\kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.5)$$

El modelo adopta una regla de flujo no asociada:

$$\frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (2.6)$$

Donde α es la constante de no asociatividad, que se deriva a partir de la condición de deformaciones laterales nulas en trayectorias edométricas (trayectoria K_0).

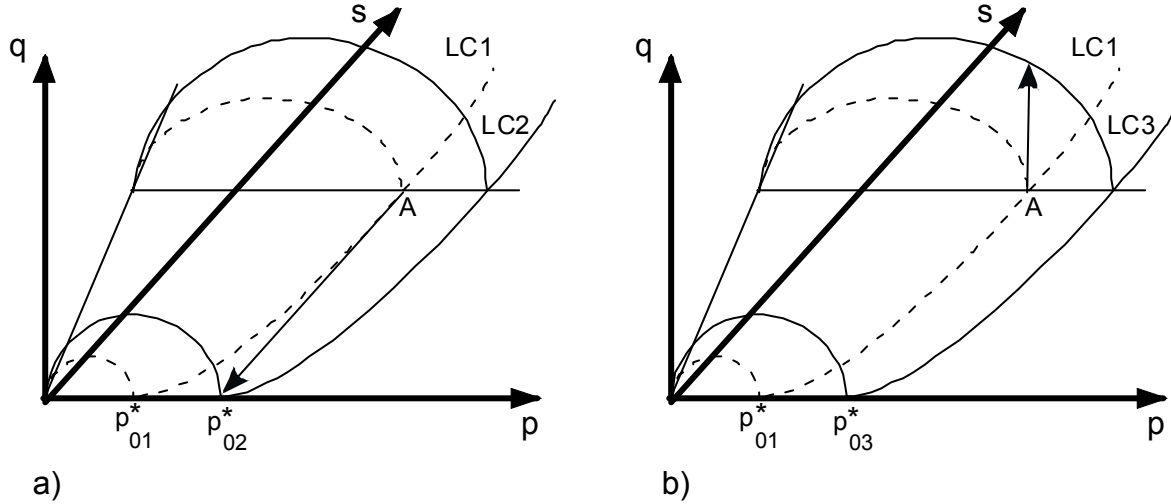


Figura 2.7

Superficie de fluencia del modelo BBM y su expansión durante un proceso de humedecimiento (a) y de aumento del esfuerzo desviador (b)

Las deformaciones elásticas volumétricas ($d\varepsilon_v^e$) y de corte ($d\varepsilon_q^e$) inducidas por un cambio de esfuerzo y succión dentro de la superficie de fluencia, están dadas por:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p}; \quad d\varepsilon_q^e = \frac{dq}{3G}; \quad G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K \quad \text{y} \quad d\varepsilon_s^e = \frac{\kappa_s}{1+e} \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (2.7)$$

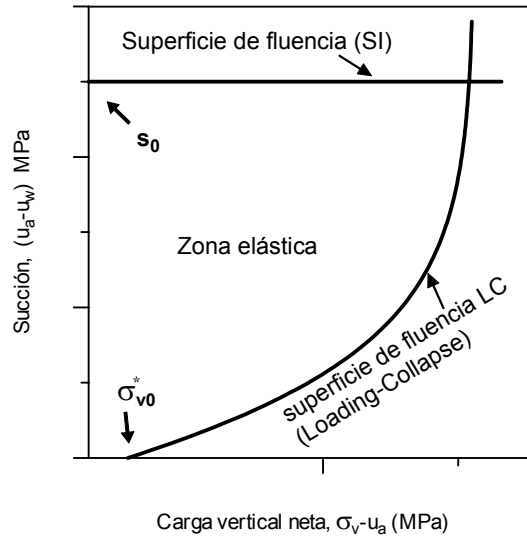
Donde κ_s es el parámetro de compresibilidad elástica para cambios de succión; G el módulo de corte; K el módulo volumétrico; ν el coeficiente de Poisson y p_{atm} la presión atmosférica.

El BBM es capaz de reproducir las principales características del comportamiento de los suelos no saturados, siempre y cuando el material no exhiba anisotropía o una expansividad irreversible. En la Publicación Técnica No 226 del Instituto Mexicano del Transporte, y en Alonso *et al* (1990), se presenta con más detalle la formulación del BBM.

En este trabajo se presentan los resultados de ensayos edométricos realizados para estudiar tanto las deformaciones del suelo como sus cambios de contenido de agua cuando el suelo se somete a procesos combinados de carga/descarga y de secado/imbibición. Las trayectorias de esfuerzos y de succión han sido

interpretadas de acuerdo con un marco conceptual del modelo elastoplástico de estado crítico descrito en los párrafos anteriores.

En la Fig. 2.8, se muestra un resumen de las bases del modelo y de sus parámetros, *adaptados al estado de esfuerzos edométricos*. La zona elástica está delimitada por dos superficies de fluencia, la superficie SI que está asociada al valor máximo de la succión aplicada sobre el suelo y la superficie LC (Loading-Collapse) que está asociada a los cambios de carga y de reducción de succión (colapso) antes descritos.



$$LC: \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_v^c} \right) = \left(\frac{\sigma_{v0}^*}{\sigma_v^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}}$$

Condiciones elásticas:

$$de = -\kappa \frac{d\sigma_{vn}}{\sigma_{vn}} ; de = -\kappa_s \frac{ds}{s}$$

Condiciones elastoplásticas:

$$de = -\lambda(s) \frac{d\sigma_{vn}}{\sigma_{vn}} ; de = -\lambda_s \frac{ds}{s} \quad (\Delta s > 0) \quad \lambda(s) = \lambda(0) [(1-r)\exp(-\beta s) + r]$$

σ_v = esfuerzo vertical; u_a = presión de aire; u_w = presión de agua; σ_{vn} = esfuerzo vertical neto = $\sigma_v - u_a$; s = succión = $u_a - u_w$; e = índice de poros σ_{v0} = esfuerzo vertical neto de preconsolidación; σ_{v0}^* = esfuerzo vertical neto de preconsolidación para la condición saturada, ($s=0$); s_0 = succión máxima aplicada al suelo; σ_v^c = esfuerzo de referencia; κ, κ_s = coeficientes de compresibilidad elásticos; $\lambda(s), \lambda_s$ = coeficientes de compresibilidad elastoplásticos; r, β = parámetros que controlan la variación de la compresibilidad respecto a la carga con la succión.

Figura 2.8
Resumen del BBM adoptado al estado de esfuerzos edométricos (Alonso et al, 1990)

En las Publicaciones Técnicas No 198 y 226 del Instituto Mexicano del Transporte, se profundiza más en los temas referentes a los suelos no saturados (reseña histórica, origen, fases componentes, clasificación, estructura, mecanismos y

procesos del colapso y expansión); técnicas experimentales de aplicación y medida de la succión; estados de esfuerzos en suelos no saturados y generalidades sobre los modelo elastoplásticos.

2.5 La compactación de los suelos

2.5.1 Introducción

La compactación es uno de los varios procedimientos de mejora de un suelo que es utilizado en la construcción. Por sus características, dentro de los procedimientos de mejora del terreno, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos a contenido de agua constante. Se aplica en la construcción de rellenos artificiales como presas, terraplenes, caminos, etc y en algunas ocasiones a terrenos naturales, como es el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye son indispensables para dimensionarla y asegurar su estabilidad. Por esta razón se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e *in situ* que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales. Según Balmaceda (1991) y Beneyto *et al* (2000), a pesar de que se han investigado mucho en este campo, la gran variedad de suelos existentes y de métodos de compactación desarrollados no han permitido, hasta el momento, llegar a condiciones definitivas sobre este tema.

2.5.2 Objetivos de la compactación

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

- Densificación del suelo (aumento de la densidad seca)
- Aumento de la resistencia mecánica
- Aumento de la rigidez
- Reducción de la permeabilidad
- Reducción de la erosionabilidad

Estos son algunos de los efectos más importantes pero también altera la estructura del suelo y modifica la anisotropía de sus propiedades mecánica (Rico y del Castillo, 1976; Balmaceda, 1991; Beneyto *et al*, 2000).

2.5.3 Variables relacionadas con la compactación

Según Reséndiz (1977), el estudio de los suelos compactados puede enfocarse definiendo tres grupos de variables, que permiten abarcar el problema de manera bastante completa. Aunque podrían elegirse otras variables, es necesario que sean independientes unas de las otras y que el conjunto defina por completo el estado interno del suelo; es decir, que sean auténticas variables de estado.

<u>Grupo 1</u> : variables fundamentales que controlan el comportamiento de un suelo compactado (parámetros o variables de la compactación).	{	<ul style="list-style-type: none">- Humedad de compactación- Nivel de la energía de compactación- Método de compactación- Tipo de suelo
<u>Grupo 2</u> : variables más importantes que gobiernan el comportamiento de las obras construidas con suelos compactados	{	<ul style="list-style-type: none">- Cambio de volumen (colapso e expansión)- Resistencia- Deformabilidad- Permeabilidad- Erosionabilidad
<u>Grupo 3</u> : conjunto de variables intermedias que actúan como nexo entre los dos grupos anteriores relacionándolos	{	<ul style="list-style-type: none">- Densidad seca (índice de vacíos)- Grado de saturación- Estructura del suelo

2.5.3.1 Contenido de agua de compactación

El parámetro fundamental que gobierna la respuesta del suelo cuando se compacta es el contenido de agua de compactación (w).

Un contenido de agua alto (grado de saturación creciente) implica que los poros contienen bastante agua como para que la deformabilidad no drenada del suelo sea baja, puesto que en este caso las presiones aplicadas son soportadas principalmente por la mezcla aire-agua. Se supone que el fenómeno de la compactación es casi instantáneo y que todos los procesos de deformación que se desarrollan son no drenados. En el límite, cuando el suelo está completamente saturado las deformaciones volumétricas son nulas.

Una humedad baja (grado de saturación decreciente) implica que en los poros hay poca agua y la succión que se desarrolla hace que el suelo sea poco deformable ya que rigidiza el esqueleto sólido que es el que, básicamente soporta las acciones externas. En las curvas de compactación en el plano Próctor, se obtiene, como consecuencia de lo anterior, un óptimo en el que es máxima la deformabilidad del suelo. De hecho esto es el origen de la curva de compactación.

2.5.3.2 Masa volumétrica seca y curva de compactación

La masa volumétrica seca es una variable intermedia simplificada que resulta útil y plantea una correlación empírica con los parámetros del comportamiento del suelo y tiene como expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{1 + w} \quad (2.9)$$

Donde γ_w es la masa volumétrica húmeda.

Próctor (1933) (citado por Rico y del Castillo, 1976), estableció la costumbre, todavía en uso, de representar la variación de la masa volumétrica seca con el contenido de agua de compactación para obtener la llamada curva de compactación (γ_d, w). Para cada tipo de suelo, y nivel y tipo de energía de compactación existe una curva de compactación. A partir de esta curva se puede juzgar el resultado de dicho proceso y obtener información sobre el suelo compactado como se verá más adelante.

En cada caso, la curva pasa por un máximo absoluto que es la masa volumétrica seca máxima (γ_{dmax}) para un contenido de agua conocido como óptimo w_{op} . Los puntos de la curva que corresponden a un contenido de agua menor que la óptima forma la llamada rama seca de ésta y los que tienen una humedad mayor que la óptima forman la rama húmeda. Además, en el plano (γ_d, w) se pueden dibujar las curvas que correspondan a distintos grados de saturación empleando la expresión siguiente:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + \frac{S_s w}{S_r}} \gamma_o \quad (2.10)$$

Donde S_s es la densidad relativa de sólidos, γ_o es la masa volumétrica del agua destilada a 4 °C, considerada en la práctica como 1 000 kg/m³.

2.5.3.3 Energía de compactación

La sensibilidad de la masa volumétrica seca (γ_d) frente a la energía de compactación es diferente según el contenido de agua de compactación, ya sea menor o mayor que el óptimo. La masa volumétrica seca es más sensible para la rama seca que para la rama húmeda. Esto se debe a que para un contenido de agua menor que el óptimo el grado de saturación es bajo y los poros del suelo contienen bastante aire, aun cuando la succión rigidiza el esqueleto sólido, un aumento del nivel de energía de compactación causa una eliminación más rápida del aire, principalmente por expulsión y en menor grado por disolución en el agua o por difusión en el medio, permitiendo así una mayor reducción en el tamaño de los poros.

Cuando un mismo suelo se compacta con el mismo método pero con niveles diferentes de energía de compactación, se consiguen masas volumétricas secas mayores para el mismo contenido de agua. La tendencia observada por varios autores es que, cuanto mayor es el nivel de la energía entregada al suelo, la masa volumétrica seca máxima que se consigue es mayor y se obtiene para un contenido de agua de compactación más baja y para un grado de saturación similar. Lawton (1989) observó que la curva que une los puntos de coordenadas (γ_{dmax}, w_{op}) en general coincide con la curva del grado de saturación de 70 al 80%.

La masa volumétrica seca máxima crece con el nivel de la energía de compactación pero no lo hace de manera indefinida. La eficiencia de la energía entregada al suelo se reduce en la medida que disminuye el índice de vacíos e , pero esta disminución no es lineal siendo rápida al comienzo para disminuir posteriormente.

2.5.4 Tipos de compactación

2.5.4.1 Introducción

En este apartado se comentan las formas más frecuentes en que se entrega energía a un suelo para compactarlo. Estas se indican a continuación:

- Métodos de impacto
- Métodos de presión
- Métodos de amasado
- Métodos vibratorios
- Métodos mixtos

Cada una de ellas tiene a su vez una variante de laboratorio y otra de campo. Para generar en el laboratorio las condiciones que se desea conseguir en el campo es necesario encontrar una buena correlación entre un método experimental y el procedimiento de compactación que se aplicará en obra. Básicamente se trata de decidir el tipo y el nivel de energía con los que se compacta el suelo. El nivel de energía de compactación o energía específica de compactación es la energía por unidad de volumen que se entrega al suelo durante el proceso mecánico que se considera, y a veces resulta difícil de evaluar (Rico y del Castillo, 1976).

2.5.4.2 Influencia del tipo de compactación

Un mismo suelo, con la misma estructura, al que se aplica el mismo nivel de energía de compactación pero la forma de aplicarla es distinta, dará en principio, una curva de compactación diferente. Además la eficiencia de la compactación, expresada como densidad seca máxima alcanzada, dependerá del método escogido; Rico y del Castillo (1976).

A continuación se comentan algunas de las características más relevantes de cada uno de los métodos mencionados en el apartado anterior:

- *Métodos de impacto*: se basan en dejar caer sobre el suelo una masa desde una cierta altura. La energía transmitida por el impacto genera acciones locales que dependen de la geometría de la masa y modifican la estructura del suelo haciéndola más completa. Son apropiados para suelos cohesivos aunque también se emplean en otros tipos de suelos.
- *Métodos de presión*: se basan en aplicar sobre el suelo una presión distribuida uniformemente. Se emplean en arenas, limos no plásticos y gravas limpias.
- *Métodos de amasado*: se basan en concentrar las presiones por medio de pequeñas piezas de formas diversas que desmenuzan los agregados de partículas del suelo. Son especialmente adecuados para los suelos cohesivos y no se recomiendan para los suelos granulares.
- *Métodos vibratorios*: se basan en aplicar al suelo una excitación con una determinada frecuencia, amplitud y una cierta sobrecarga, sobre áreas pequeñas. En algunos suelos tienen el efecto de reordenar la estructura cuando las sollicitaciones transmitidas consiguen superar la fricción entre las partículas que forman los mismos. Se usan principalmente en suelos granulares y son poco eficaces en suelos cohesivos.
- *Métodos mixtos*: Se basan en combinar algunos de los anteriores, por ejemplo el de presión con el de vibración.

2.5.4.3 Métodos de compactación en el laboratorio

El objetivo básico de estos ensayos de laboratorio es, en principio, obtener la curva de compactación del suelo que se estudia. En algunos casos se trata, además, de obtener probetas para realizar con ellas ensayos específicos.

Una vez elegido el tipo y el nivel de energía que se aplicará al suelo se compacta con distintos contenidos de agua para obtener un conjunto de puntos (γ_d, w) (en general con cuatro puntos es suficiente para dibujar la curva y poder determinar la masa volumétrica seca máxima y la humedad óptima). Algunos autores aconsejan no reutilizar el suelo para conseguir los sucesivos puntos de la curva, especialmente cuando se trata de suelos con muchos finos, debido a los cambios que se producen en la estructura y en la granulometría como consecuencia de las recompactaciones sucesivas.

Para cualquier ensayo de compactación en general, se sigue la costumbre de descartar por tamizado aquella fracción de suelo cuyo tamaño de agregado supera una cierta norma y que resulta excesivamente grande para el tamaño de molde que se emplea. Si el porcentaje de suelo eliminado es bajo (menos del 25%), el material grueso sustituye al fino dando un buen cierre y una masa volumétrica

seca mayor que la real. Si la eliminación de material supera al 30%, la granulometría es discontinua con insuficiente fracción fina lo que da un mal cierre. Hay tendencias a obtener una masa volumétrica seca máxima menor que la real y un contenido de agua óptimo mayor que la real (Rico y del castillo, 1976).

A continuación se describen brevemente los métodos de compactación que se emplean con más frecuencia en el laboratorio.

- *Métodos de impacto*: Se basan en compactar el material seleccionado en capas con un cierto espesor, colocadas dentro de un molde cilíndrico de acero, aplicando sobre cada capa un cierto número de golpes con un pisón que tiene una masa determinada y que se deja caer desde una altura prefijada. Variando alguno de estos factores (altura de caída, masa del pisón, número de golpes, etc) varía el nivel de energía entregado y con ello el resultado que se obtiene. Uno de los más conocidos es el ensayo desarrollado por Próctor en 1933.

En los procesos de compactación en el laboratorio, por impacto, la energía específica de compactación se evalúa como:

$$E_e = \frac{N \times n \times W \times h}{V} \quad (2.11)$$

Donde:

E_e = Energía específica

N = Número de golpes por capa

n = Número de capas

W = Masa del pistón compactador

h = Altura de caída del pisón

V = Volumen total del molde

El inconveniente más frecuente que suelen tener los ensayos de impacto radica en la dispersión de los resultados obtenidos, en particular cuando los golpes se aplican con un pisón en forma manual, ya que el reparto uniforme de los mismos sobre cada capa no siempre resulta sencillo, además las capas no suelen tener el mismo espesor lo que hace que los resultados de la compactación varíen a lo largo de la probeta de suelo compactado. El empleo de los compactadores automáticos ha mejorado los resultados obtenidos (Park *et al*, 1999).

Los métodos de laboratorio por impacto se consideran adecuados para reproducir las características de los suelos cohesivos compactados en el campo (Rico y castillo, 1976). Sin embargo, el inconveniente que tiene radica en que al compactar el suelo en un molde muy rígido, los desplazamientos laterales que experimentan las partículas son mucho menores que en el terreno.

Uno de los métodos por impacto más comunes es el Próctor en sus dos variantes, el normal y el modificado.

- *Métodos de presión:* Se desarrollaron con la idea de que eran mas adecuados para reproducir en el laboratorio las características de los suelos granulares compactados, en particular los compactadores con rodillo liso. Una de estas pruebas es la de Porter y consiste en colocar tres capas de suelo en un molde cilíndrico, cada una ligeramente compactada por amasado con una varilla delgada con punta redondeada, sobre la que se aplica una presión determinada durante un cierto tiempo. Las especificaciones del ensayo de Porter se pueden encontrar en varias obras de Mecánica de Suelos como por ejemplo en Rico y del Castillo (1976).

En el caso de compactar en el laboratorio de forma estática, la energía específica depende del tamaño del molde, de la presión aplicada y también del tiempo de aplicación de la misma.

- *Métodos de amasado:* Con ellos se intenta reproducir en el laboratorio el efecto que tiene en el campo el rodillo conocido como pata de cabra y en menor grado el rodillo neumático. La compactación se hace con una varilla delgada sucesivamente aplicada sobre la muestra. Este procedimiento desarrolla fuertes presiones en áreas muy pequeñas por lo que hay acciones muy localizadas que lo hacen especialmente adecuado para compactar suelos cohesivos ya que deshace los grumos grandes de partículas. Es poco apropiado para materiales granulares.

Cuando en el laboratorio se recurre a la compactación por amasado, la evaluación de la energía específica es aún más compleja, ya que la compactación se hace con un pisón que produce presiones variables en el tiempo, que crecen y decrecen, cíclicamente. La energía entregada al suelo es función de la presión aplicada, de las características de la varilla, del tamaño del molde y del número de aplicaciones.

Uno de los métodos que se emplea con más frecuencia para la compactación dinámica en el laboratorio es el Harvard que utiliza el compactador manual del mismo nombre. Este compactador cuenta con una varilla que comprime un muelle por lo que en cada aplicación la presión que se transmite a la muestra es constante. Esta presión es constante en cada ensayo pero se puede modificar ya que es posible cambiar la constante recuperadora del resorte mediante un tornillo de ajuste.

Para los suelos muy blandos, con contenidos de agua elevados, se corre el riesgo de que la varilla llegue al fondo del molde desvirtuando así el efecto de la compactación. Por otro lado, si el suelo es muy rígido, con baja humedad, la compactación puede ser insuficiente.

- **Métodos de vibración:** Son adecuados para materiales granulares en los que la vibración aplicada genera fuerzas que vencen la fricción interna permitiendo así la reducción del índice de vacíos. Son poco adecuados para los materiales cohesivos ya que son incapaces de deshacer los grumos de partículas que se forman.

La compactación se consigue aplicando un vibrador sobre el suelo colocado en un molde o bien poniendo el molde sobre una mesa vibratoria. La energía específica que se transmite al suelo es una función de la frecuencia y amplitud de la excitación que se aplica, del tiempo de aplicación y de la sobrecarga que se coloca.

De todos los ensayos descritos, el que más se utiliza con mayor frecuencia para preparar probetas para el estudio del comportamiento mecánico de los suelos compactados es el método de Próctor en sus dos variantes, el normal y el modificado. En la Fig. 2.9 (Barrera, 2002), se comparan diferentes curvas de compactación para distintas energías de compactación.

2.5.4.4 Métodos de compactación en el campo

La ejecución de obras del tipo de terraplenes, caminos o presas de tierra se lleva a cabo por capas sucesivamente compactadas. Estas se compactan con los equipos específicos del método de compactación elegido hasta que se reúnan los requisitos de resistencia, permeabilidad, deformabilidad, erosionabilidad y demás propiedades que se desea que tenga el suelo compactado. En general, se controla la evolución de la masa volumétrica seca, la cual actúa como una variable intermedia que está correlacionada con todas las propiedades antes mencionadas, y que debe alcanzar un valor mínimo establecido comúnmente como un porcentaje de la masa volumétrica seca máxima de un ensayo normalizado. Este valor de γ_{dmin} está fijado en proyectos o en normas oficiales y varía según la función que debe cumplir la obra.

A continuación se comentan brevemente los métodos empleados para la compactación en el campo.

- a) **Métodos de impacto.** En estos métodos el esfuerzo que se aplica al suelo se transmite en un lapso muy breve y la acción es muy localizada. Los equipos que se emplean se clasifican básicamente en dos tipos.
 - **Pisones.** Su empleo se reserva a la compactación de áreas pequeñas. Hay de varios tipos, desde los más elementales de caída libre y accionados a mano, hasta masas de 2 o 3 toneladas de peso que se dejan caer desde varios metros de altura, para la compactación de fragmentos de roca. También se utilizan los pisones neumáticos o de explosión que se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra éste. Son apropiados para suelos cohesivos aunque se los emplee también para otros tipos de suelos.

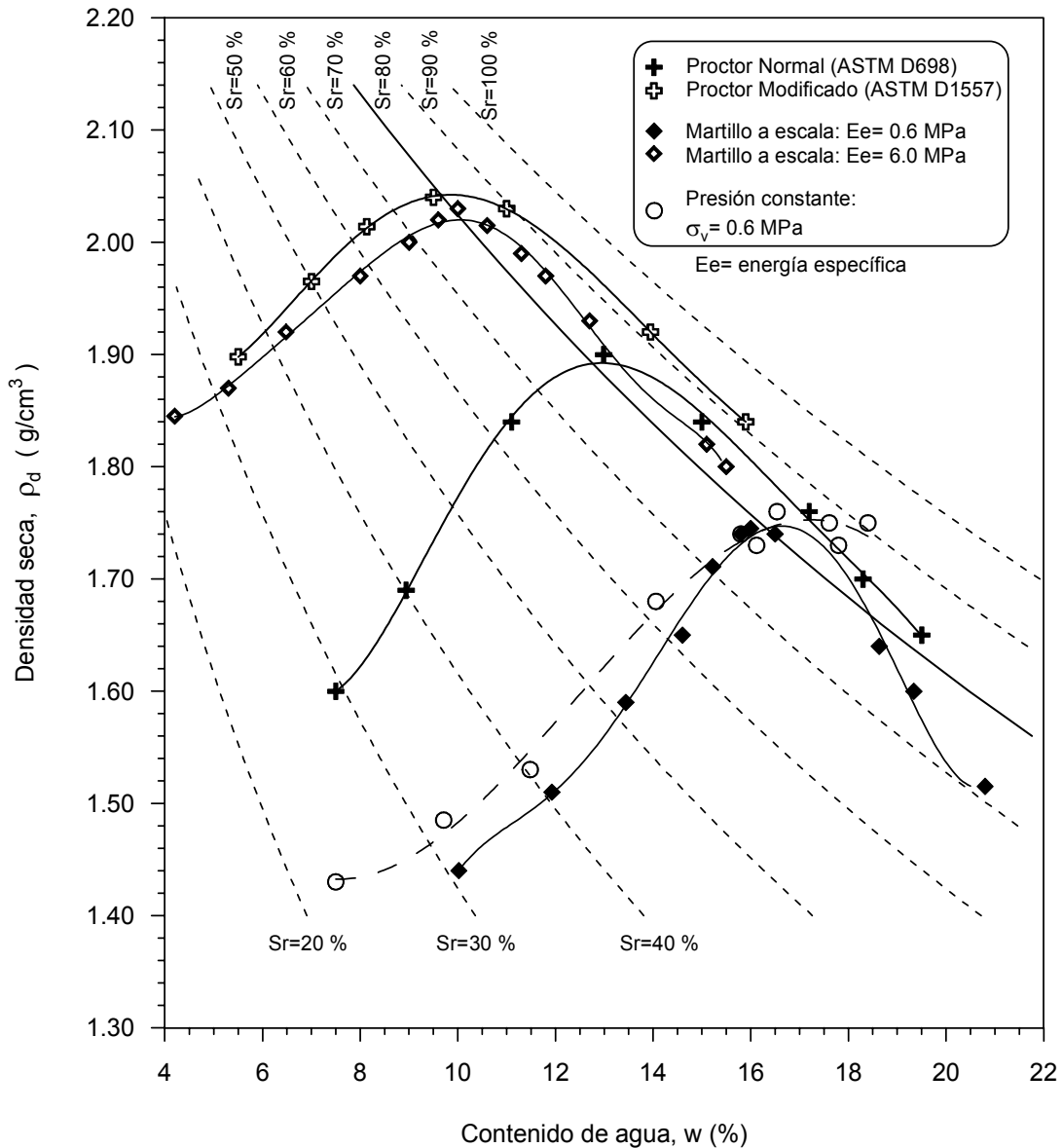


Figura 2.9
Curvas de compactación para diferentes niveles de energía específica (Barrera, 2002)

- *Rodillos apisonadores.* Por su forma y dimensiones, ejercen sobre el suelo una compactación de tipo dinámico. Según Rico y del Castillo (1976) los mejores resultados se obtienen en suelos finos con abundante contenido de grava o en suelos residuales con fragmentos de roca.
- b) *Métodos de presión.* Se emplean dos tipos de rodillos que se describen a continuación:
- *Rodillos lisos.* El peso del rodillo se transmite al suelo por la generatriz de contacto. Se aplican para compactar aquellos materiales que no

requieren grandes concentraciones de esfuerzo ya que carecen de grumos, como arenas, limos no plásticos y gravas limpias. La compactación se realiza desde arriba hacia abajo y se reduce a medida que se profundiza en la capa que se compacta. Por ello es que en el caso de compactar arcillas y limos plásticos, al cabo de un cierto número de pasadas, la capa superior se sobreconsolida y puede llegar a fisurarse debido a la gran rigidez que adquiere, quedando la capa inferior con una rigidez y compacidad más baja, lo que acarrea discontinuidades importantes en la estructura.

- *Rodillos neumáticos.* Compactan por el peso y la presión de inflado del neumático y además generan, según la presión, un cierto efecto de amasado que colabora en el proceso de compactación.
- c) *Método de amasado.* Se emplean los rodillos pata de cabra que concentran sobre vástagos desarrollando presiones muy elevadas en acciones netamente localizadas. Estos vástagos pueden ser de formas y tamaños diferentes. A medida que el suelo se va compactando, en cada pasada los vástagos profundizan cada vez menos, hasta que llega el momento en que nuevas pasadas no aportan prácticamente consolidación adicional. A su vez, la capa que está por debajo de la que se está compactando va haciéndose más resistente y en algunos suelos llega el momento en que el rodillo rueda sobre los vástagos sin que el tambor toque el suelo. El rodillo pata de cabra aplicado a suelos finos da una distribución uniforme de la energía de compactación en cada pasada y además genera una buena ligazón entre capas sucesivas. En comparación con otros equipos como rodillos lisos o neumáticos, el pata de cabra deja a los suelos con un índice de vacíos más elevados. Esto se puede subsanar en los suelos cohesivos complementando su empleo con el de otros equipos.
- d) *Métodos vibratorios.* La compactación se consigue con rodillos o placas que llevan adosado un mecanismo del tipo de masas desbalanceadas que generan un efecto vibratorio. La eficiencia de la compactación está directamente relacionada con la frecuencia empleada, la amplitud de vibración, el empuje dinámico que genera cada impulso del oscilador, el peso del equipo de compactación y la forma y tamaño del área de contacto. La máxima masa volumétrica seca se consigue para contenidos de agua bajos en comparación con otros métodos y la eficacia del procedimiento está en razón inversa a la cantidad de finos plásticos (no son aconsejables para suelos arcillosos). Además permiten trabajar con capas de mayor espesor que otros métodos lo que, comparativamente, reduce los costos.
- e) *Métodos mixtos.* Combinan los efectos de dos o más sistemas tradicionales como los compactadores de rodillo liso vibratorio, los rodillos pata de cabra vibratorios, los compactadores neumáticos vibratorios, los rodillos lisos vibratorios y de neumáticos, etc.

2.5.5 Estructura en los suelos cohesivos compactados

El término estructura, se emplea para describir la forma en que se disponen las partículas de un suelo. La estructura de un suelo cohesivo compactado depende básicamente de dos factores, uno interno y otro externo:

- El factor interno está representado por la interacción fisicoquímica entre las partículas de arcilla. Según Lambe (1958), éstas tienen tendencia a desarrollar la capa doble y para ello necesitan una cierta cantidad de agua. La diferencia entre la cantidad de agua necesaria para formar esa capa doble y la disponible es la succión en la arcilla. Cuando un suelo arcilloso se compacta con una humedad baja, menor que la óptima y la concentración de cationes en el mismo es elevada, las partículas quedan con cargas eléctricas de distinto signo en las caras y en los bordes. Esto favorece el desarrollo de los contactos borde-cara entre las partículas del suelo, generando una estructura que tiende a ser muy porosa con un elevado número de grandes y pequeños poros. Este tipo de estructura recibe el nombre de floculada. Cuando el suelo se compacta con una humedad mayor que la óptima, hay agua suficiente como para que cada partícula desarrolle su capa doble, con una menor concentración de cationes. En este caso muchas partículas quedan con cargas del mismo signo, por lo que predominan las fuerzas de repulsión entre ellas, los contactos que se desarrollan preferentemente son cara-cara que dan origen a una estructura conocida como dispersa. En la Fracción 2.2 *Estructura de los suelos*, se ha definido la estructura interna de acuerdo a Alonso *et al*, 1987.
- El factor externo que condiciona el tipo de estructura es la deformación que genera en el suelo el método de compactación escogido. Estas deformaciones son menores en la rama seca, con humedades bajas y altas succiones donde el suelo es menor deformable, y mayores en la rama húmeda con altas humedades y bajas succiones, donde el suelo es más blando y más deformable.

Todos los modelos que intentan explicar el comportamiento de un suelo incluyendo la microestructura entre las variables internas chocan con el problema de que ésta no se puede identificar con la sencillez con que es posible medir el grado de saturación o el índice de vacíos. De todos modos, Reséndiz (1977), basándose en los trabajos desarrollados con microscopio electrónico por Pawlak (1998) y las conclusiones de Mitchel (1976), considera que la determinación del grado de orientación de las partículas del suelo permite identificar el tipo de estructura del mismo.

2.5.5.1 Influencia del contenido de agua en la estructura del suelo

El contenido de agua en el suelo es determinante del tipo de estructura que se desarrolla por efecto de la compactación. Como se comentó en el apartado anterior, cuando se compacta un suelo en la rama seca, se desarrolla una estructura que tiende a ser floculada, porosa, en la que la mayoría de los poros

están comunicados entre sí y llenos de aire sometido a la presión del exterior, que puede ser la atmosférica. El agua se encuentra en forma capilar con presión negativa. Esto hace que haya una succión elevada y el suelo tenga una rigidez considerable, con lo que las deformaciones de corte tienden a ser pequeñas. Cuando el suelo se compacta en la rama húmeda, la estructura que se genera tiende a ser dispersa. Los poros están ocupados mayoritariamente por agua, la succión es baja, el suelo es poco rígido, y puede experimentar deformaciones de corte mayores, (Balmaceda, 1991).

A medida que la humedad de compactación aumenta, las tendencias que aparecen son las siguientes:

rama seca	↔	rama Húmeda
floculación	↔	dispersión
+ succión	↔	- Succión
+ rigidez	↔	- rigidez
- grado de orientación	↔	+ grado de orientación
- deformación de corte	↔	+ deformaciones de corte

El nivel de energía de compactación que se entrega a un suelo es determinante del grado de orientación y por ende del tipo de estructura que se obtiene para un contenido de agua determinada. Destacando el hecho de que la sensibilidad de la masa volumétrica seca, γ_d , al nivel de la energía de compactación es mayor en la rama seca que en la rama húmeda.

Las deformaciones angulares que genera el proceso de compactación tienen una gran influencia sobre la estructura que el suelo adopta. Por esta razón el método de compactación utilizado es determinante de la misma. Rico y del Castillo (1976) describen los procedimientos más frecuentes que se emplean para compactar un suelo y el tipo de estructura que tienden a generar.

- *Amasado*. Este método genera fuertes acciones locales que desmenuzan los grumos de partículas, causando fuertes deformaciones que conducen a estructuras dispersas.
- *Impacto*. Este método causa efectos similares al anterior, aunque no tan intensos favoreciendo también el desarrollo de estructuras dispersas.
- *Presión*. Según la intensidad de la presión aplicada, la estructura resultante puede ser floculada o dispersa. En la Fracción 2.2 *Estructura de los suelos*, se ha definido la estructura interna de acuerdo a Alonso *et al*, 1987.
- *Vibración*. Tiene tendencia a generar estructuras poco dispersas.

2.6 Problemática en los pavimentos

2.6.1 Introducción

Como es bien sabido el nivel de regularidad en la superficie de un pavimento, está fuertemente influenciado por las características de deformabilidad en cada una de las capas que constituyen la sección estructural. Un problema de particular interés siempre ha sido la estimación de los cambios volumétricos en los suelos compactados ante cambios en su contenido de agua. Actualmente el enfoque en que se basa el análisis de tal fenómeno pasa por el concepto de succión.

Aunque hoy se comprenden razonablemente bien muchos aspectos del papel del agua en las carreteras (variaciones estacionales del contenido de agua y su efecto sobre la deformabilidad y rigidez de las capas, interacción con las cargas de tráfico, procedencia de las aguas de infiltración, papel del drenaje, etc.) los fenómenos son complejos, muy condicionales por el clima local y por las propiedades de los materiales utilizados. Aunque se avanza notablemente en la confección de especificaciones y criterios de diseño óptimo para resolver los problemas de drenaje en carreteras, es necesario profundizar también en conceptos fundamentales y en la elaboración de modelos físicos de comportamiento que sean de aplicabilidad.

La variación del contenido de agua en terraplenes o terrenos naturales, tiende a ser un fenómeno complejo, controlado por muchos factores. Los materiales son ahora muy inversos y es difícil generalizar y recurrir a normas sencillas de proyecto. Un principio acertado de proyecto en todos los casos sería sin embargo eliminar o minimizar la variación de humedad a partir del momento de construcción de las capas estructurales. De esta forma se evitarían los cambios volumétricos y las variaciones en la rigidez y resiliencia inicial, que idealmente deben corresponder a las condiciones de proyecto, ya que sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiestan en la primera ocasión en la que el suelo gana humedad. Por ejemplo, en el caso de terraplenes mal compactados, que son casos relativamente frecuentes, que se manifiesta en daños de carpeta y muy singularmente en las transiciones de terraplenes a sub-estructura, vea Figura 2.10.

2.6.2 Deformaciones permanentes

El asfalto es un material que puede ser considerado con un comportamiento elástico–lineal a temperaturas bajas y a frecuencias de carga altas, pero con propiedades viscosas y plásticas a temperaturas mayores. Debido a este comportamiento, las cargas repetidas del tránsito generan deformaciones permanentes en las capas asfálticas, especialmente durante el periodo de verano, Frydman *et al* (1995). El comportamiento de las mezclas asfálticas con respecto a las deformaciones permanentes depende fuertemente del tipo de ligante utilizado,

así como de la composición de la mezcla, forma y tamaño de las partículas, calidad de los agregados y aditivos (cuando estos son empleados). La temperatura del asfalto es un factor que afecta fuertemente a la deformación permanente. No solo las temperaturas máximas, sino también los gradientes de temperatura pueden tener una influencia sobre la deformación permanente. La temperatura máxima, así como el gradiente de temperatura pueden ser cambiados por la conductividad térmica de la mezcla, así como la brillantez o reflectividad, por medio de la selección del agregado.



Figura 2.10
Autopista Caracas-La Guira. Falla por colapso.

El ancho de carriles y la velocidad del tránsito también pueden afectar la deformación permanente. La distribución lateral de la zona de rodadas está influenciada por la velocidad del tránsito, ancho de carril y profundidad de las roderas. Las velocidades bajas del tránsito, las cuales corresponden a frecuencias de carga más bajas, también contribuyen directamente al desarrollo de deformaciones permanentes en las capas bituminosas.

La deformación permanente se caracteriza por una sección de superficie cruzada que ya no se encuentra en su posición de diseño. Se le llama permanente porque representa una acumulación de pequeñas cantidades de deformación irrecuperable que ocurre cada vez que se le aplica la carga. Existen dos principales tipos de roderas: roderas por fallas en la subrasante y roderas por fallas en la capa de asfalto.

2.6.2.1 Roderas por fallas en la subrasante

Este tipo de roderas son causadas por un excesivo esfuerzo repetido en las capas interiores (base o subbase) bajo la capa de asfalto (Fig. 2.11). Si bien los materiales rígidos pueden reducir parcialmente este tipo de roderas, es

considerado un problema estructural más que de los materiales en sí. Esencialmente, no hay suficiente fuerza en el pavimento o dureza para reducir la fuerza aplicada en un nivel tolerable. Puede más bien ser causado por el inesperado debilitamiento de una de las capas generadas por la intrusión de agua. La deformación ocurre en las capas inferiores más que en las capas de asfalto, Caprara (2000).

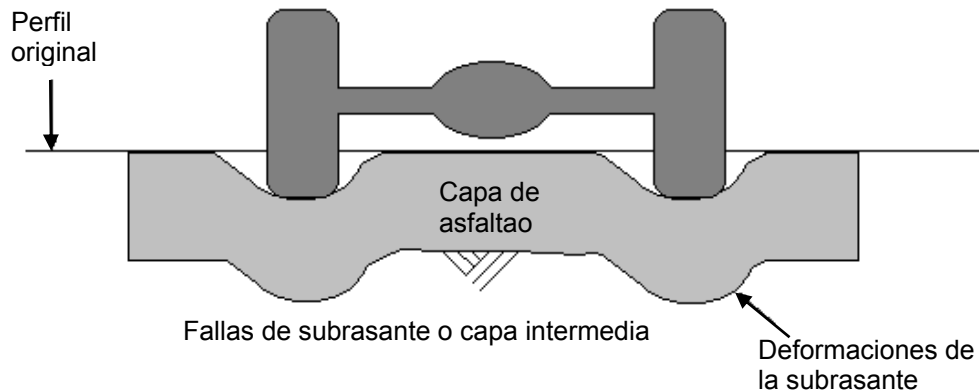


Figura 2.11
Roderas por fallas en la subrasante

2.6.2.2 Roderas por fallas en la capa de asfalto

El tipo de roderas que más preocupa a los diseñadores de mezclas asfálticas es la deformación de las capas de asfalto. Esta deformación es el resultado de una mezcla de asfalto sin la suficiente capacidad de fuerza para resistir cargas pesadas (Fig. 2.12). Una mezcla débil va acumulando pequeñas, pero permanentes deformaciones con cada camión que pasa, y eventualmente forma una ruta caracterizada con una inclinación y deslizamiento lateral de la mezcla. Las roderas pueden ocurrir en el curso de la superficie de asfalto, o las roderas que se ven en la superficie pueden ser causadas por el debilitamiento de alguna de las capas bajas de asfalto.

Las roderas de una mezcla débil ocurren típicamente durante el verano, bajo temperaturas altas del pavimento. Mientras esto podría sugerir que las roderas del cemento asfáltico son un problema causado por el sol, es más correcto pensar que son una combinación entre la resistencia de los agregados minerales y el cemento asfáltico, Caparara (2000).

2.6.3 Factores a considerar en el diseño de pavimentos

- *El tránsito:* Interesan para el dimensionamiento de los pavimentos, las cargas más pesadas por eje (simple, tándem o tridem) esperadas en el carril de diseño durante el período de diseño adoptado. La repetición de las cargas del tránsito y la consecuente acumulación de deformaciones sobre el pavimento

son fundamentales para el cálculo. Además, se deben tener en cuenta las máximas presiones de contacto, las sollicitaciones tangenciales en tramos especiales (curvas, zonas de frenado y aceleración, etc), las velocidades de operación de los vehículos (en especial las lentas en zonas de estacionamiento de vehículos pesados), la canalización del tránsito, etc; Montero (1998).

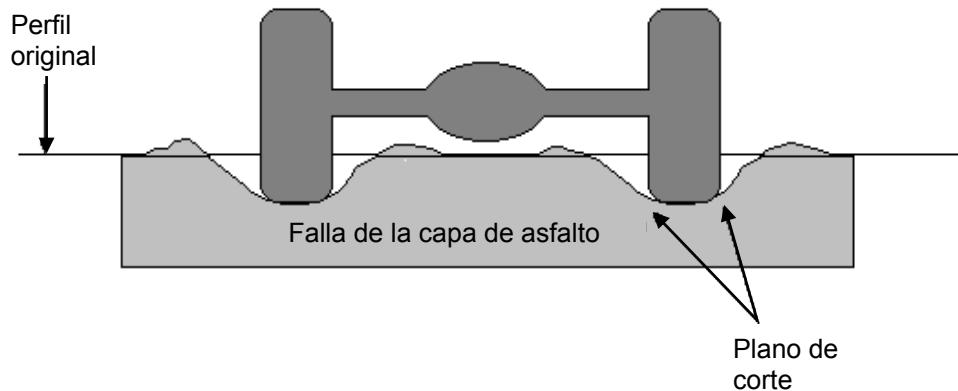


Figura 2.12
Roderas por fallas en la mezcla

- *La subrasante:* De la calidad de esta depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, sea éste flexible o rígido. Como parámetro de evaluación de esta capa se emplea la capacidad de soporte o resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas del tránsito. Es necesario tener en cuenta la sensibilidad del suelo a la humedad, tanto en lo que se refiere a la resistencia como a las eventuales variaciones de volumen. Los cambios de volumen en un suelo expansivo, pueden ocasionar graves daños a las estructuras que se apoyan sobre éste, por esta razón, al construir un pavimento hay que intentar al máximo controlar las variaciones volumétricas del mismo a causa de las variaciones en el contenido de agua. En nuestro medio los mejores resultados se han logrado estabilizando los suelos con cal, mas esto no siempre es la solución al problema.
- *El clima:* Los factores que en nuestro medio más afectan a un pavimento son las precipitaciones pluviales y los cambios de temperatura.

Las *precipitaciones pluviales* por su acción directa en la elevación del nivel freático, influyen en la resistencia, la compresibilidad y los cambios volumétricos de los suelos especialmente de subrasante. Este parámetro también influye en algunas actividades de construcción tales como el movimiento de tierras y la colocación y compactación de capas granulares y asfálticas.

Los *cambios de temperatura* en las losas de pavimentos rígidos ocasionan en éstas esfuerzos muy elevados, que en algunos casos pueden ser superiores a los generados por las cargas de los vehículos que circulan sobre ellas, Garzón (2000).

En los pavimentos flexibles y dado que el asfalto tiene una alta susceptibilidad térmica, el aumento o la disminución de temperatura puede ocasionar una modificación sustancial en el módulo de elasticidad de las capas asfálticas, ocasionando en ellas y bajo condiciones especiales, deformaciones o agrietamientos que influirían en el nivel de servicio de la vía.

- *Los materiales disponibles:* Los materiales disponibles son determinantes para la selección de la estructura de pavimento más adecuada técnica y económicamente. Por una parte, se consideran los agregados disponibles en canteras y depósitos aluviales del área. Además de la calidad requerida, en la que se incluye la deseada homogeneidad, hay que atender al volumen disponible aprovechable, a las facilidades de explotación y al precio, condicionado en buena medida por la distancia de acarreo.

2.6.4 Cambios en contenidos de agua en bases, sub-bases y terrecerías

El efecto de cambios en el contenido de agua sobre el comportamiento de las capas estructurales (bases y subbases) y del terreno subyacente reciben una atención especial por parte de instituciones carreteras e investigadores. Aunque el avance es notable en las confecciones de especificaciones y criterios de diseño óptimo para resolver los problemas de drenaje en las carreteras, es necesario profundizar también en conceptos fundamentales y en la elaboración de modelos físicos de comportamiento que sean de aplicación general.

Cuando se examinan diferentes países o condiciones regionales, edad de los proyectos las diferencias en geometría de la estructura de los firmes, condiciones ambientales o terrenos de apoyo son lógicamente muy grandes, es decir presentaran diferentes condiciones iniciales y su funcionamiento será seguramente muy diferente (Alonso, 1998).

2.6.5 Condiciones iniciales

Los efectos del colapso de un suelo es gobernado por la presencia de material arcilloso, teniendo como efecto principal su plasticidad, además de las condiciones de compactación inicial (contenido de agua y masa volumétrica seca), Day (1995). La reducción de este fenómeno con el tiempo está dado por la remoción de el material arcilloso y con el tiempo estas fuerzas interpartículas son reestablecidas; otra posible razón es el incremento de la cementación por efecto de los minerales, tal como el carbonato de calcio (calcita) u óxido de hierro (limonita), Swanson, *et al* (1999).

Day, R. (1995), realizó diversos ensayos en muestras compactadas a diferentes contenidos de agua, sujetos a ciclos de humedecimiento-secado. Similares pruebas fueron realizadas pero con un material mixto de 80% arena cuarzosa y 20% arcilla, compactada a contenidos de agua correspondientes a 10, 30 y 50%. Los resultados muestran que para todas las muestras para el ciclo final, décimo ciclo, la relación de vacíos es esencialmente la misma para las tres muestras. Por lo que puede concluirse que para este tipo de materiales sujetos a ciclos de humedecimiento-secado la última relación de vacíos es independiente de las condiciones iniciales de compactación, y esto se observa en la Fig. 2.13.

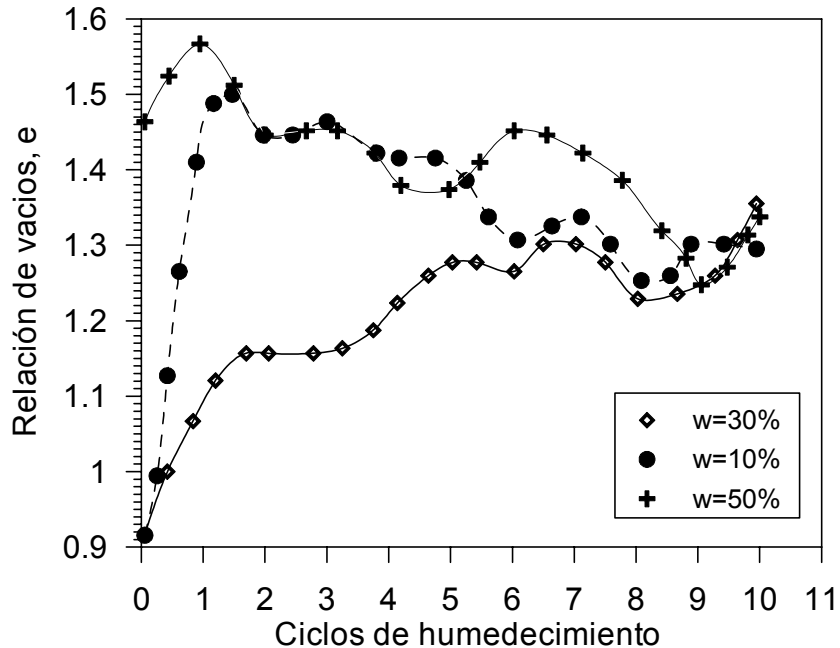


Figura 2.13
Relación de vacíos contra ciclos de humedecimiento, (Day, 1995)

2.6.6 Succión inicial

La succión inicial tras la compactación depende, para un suelo dado, de las variables de compactación (γ_d , w). Medidas sistemáticas de succión para diferentes condiciones de compactación proporcionan las tendencias de la variación de la succión, (Gens, *et al*, 1995; Romero, 1999; Barrera, 2002).

Cuando el grado de saturación es alto (óptimo de compactación), las curvas de igual succión siguen fielmente las curvas de igual grado de saturación, Alonso (1998). Esta tendencia se pierde en parte cuando el contenido de agua es bajo (Fig. 2.14). En estos casos la succión aparece independiente de la masa volumétrica alcanzada. Los valores absolutos alcanzados por la succión para un estado similar de compactación (por ejemplo el óptimo de Próctor), depende

mucho del tipo de suelo y en particular de su granulometría y plasticidad. Acar y Vnyerestse (1992) y Marinho y Chandler (1993) citados por Alonso (1998), midieron succiones, mediante la técnica del papel filtro, en mezclas de proporción variable de arena y arcilla de Londres bajo diferentes contenidos de agua (Fig. 2.15). En la misma figura se han indicado las condiciones correspondientes al contenido de agua óptimo, en donde se aprecia que a cambios pequeños en contenido de agua, corresponden variaciones importantes en la succión inicial.

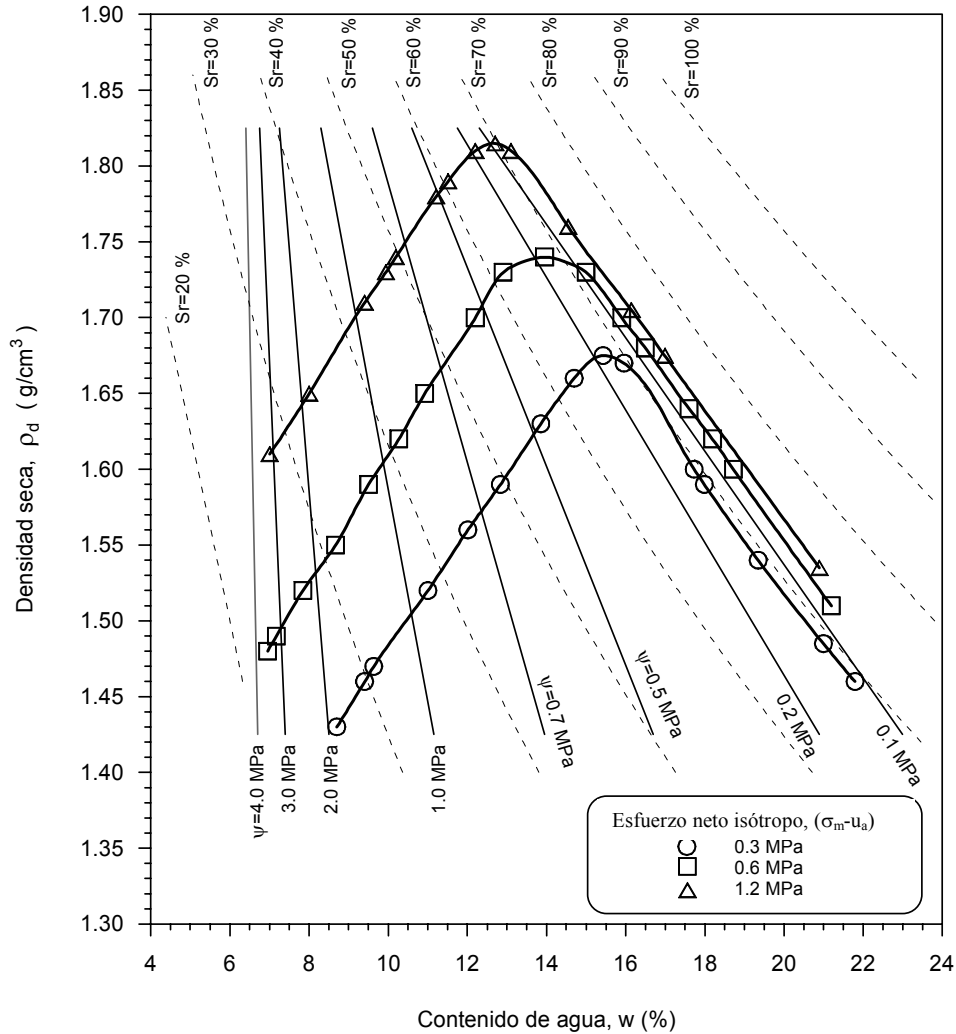


Figura 2.14
Curvas de compactación para tres esfuerzos isotrópicos y contornos de igual succión (ψ) total después de la compactación, para una arcilla de baja plasticidad de la ciudad de Barcelona (Barrera, 2002).

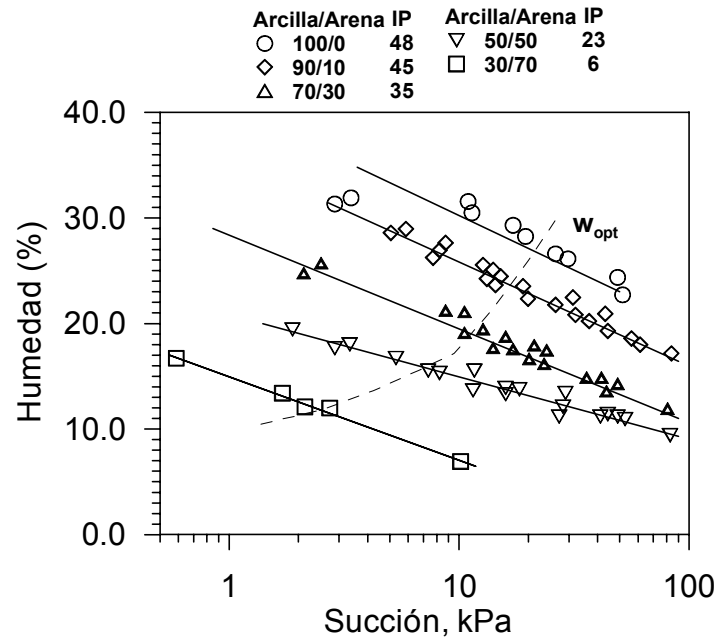


Figura 2.15
Relación entre contenido de agua y succión para cinco mezclas de suelo, (Alonso, 1998)

2.6.7 Efecto de la succión sobre las propiedades del suelo compactado

2.6.7.1 Módulo de deformación

La masa volumétrica seca (γ_d) es la relación entre la masa de la fase sólida y el volumen de la muestra de suelo. Este representa un valor particular de la masa volumétrica del suelo (γ_m) para el caso en que el grado de saturación del suelo es nulo. El contenido de agua de un suelo (w) es la relación entre la masa de agua contenida en el mismo y la masa de su fase sólida. El grado de saturación (S_r) es la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos, y su valor varía de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado).

La influencia de estos factores es de particular importancia práctica, ya que con un control apropiado de estos parámetros, un suelo puede ser compactado de manera tal que se puedan minimizar los efectos perjudiciales de las características de alta resiliencia.

Seed *et al* (1962) y Tanimoto y Nishi (1970), citados en Suthgate (1991), mostraron que las deformaciones resilientes eran relativamente pequeñas para especímenes preparados en el lado seco del óptimo y se incrementaban rápidamente a medida que el contenido de agua excedía el óptimo. Seed *et al* (1962) (citado en Suthgate, 1991), desarrollaron curvas de deformaciones

resilientes en función del contenido de agua y la masa volumétrica seca las cuales podrían ser utilizadas para determinar la influencia de los parámetros de compactación sobre las deformaciones resilientes durante la misma. Se mostró que, para un alto grado de saturación, pequeños cambios en el contenido de agua y la densidad generan grandes cambios en la deformación resiliente. Thompson y Robnett (1979) mostraron que el módulo de resiliencia decrece cuando se incrementa el grado de saturación (Fig. 2.16).

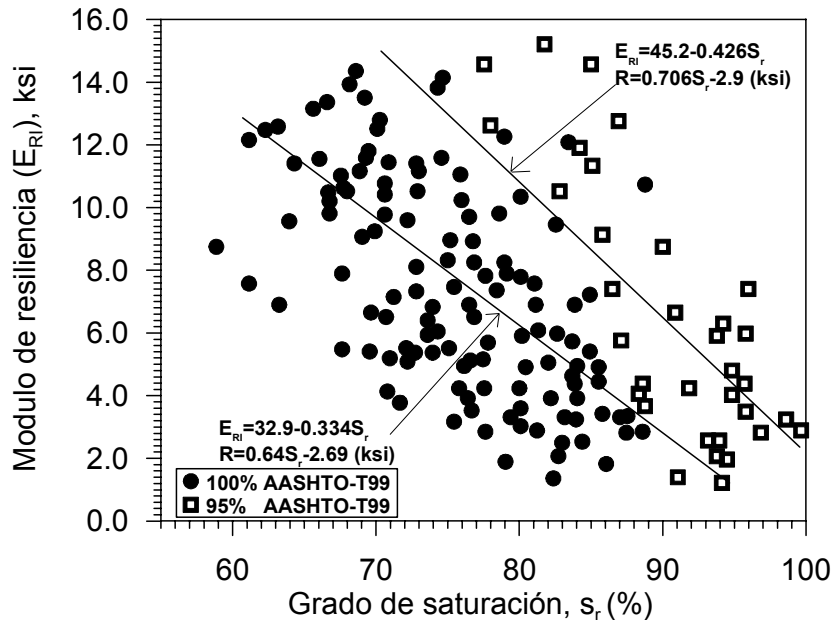


Figura 2.16
Relación módulo resiliente-saturación para compactaciones del 95 y 100%, (Thompson y Robbnet, 1979)

2.6.7.2 Cambios de volumen asociados a la succión

Como se ha mencionado anteriormente, el estudio del comportamiento volumétrico en los suelos no saturados (suelos compactados) han sido objeto de investigaciones en las últimas décadas, debido a la influencia de la succión en su comportamiento. Park *et al* (1999), en coordinación con el Departamento de Transporte de la ciudad de Texas, se estudió la influencia en la distorsión de un pavimento usando el efecto de la succión, este estudio se realizó de acuerdo a la cuantificación del contenido del sulfato, ya que este provoca una expansión, sobre todo cuando el pH es mayor de 10,5 (Mitchell, 1976).

La adición de cal en suelos arcillosos es frecuente (para proporcionar al suelo un mejor comportamiento mecánico), esperando que esta alteración del suelo crea una alta condición del pH que acelera la floculación de los minerales de la arcilla y reduzca la cantidad de deformación. Sin embargo, la liberación del sulfato podría

ocurrir cuando los sulfatos menos solubles presentes en el suelo se estabilizan con una base de calcio.

La medida de succión en un perfil de subsuelo, es de gran utilidad y ayuda para poder identificar fenómenos tales como la expansión o el colapso, ya que muestran en que dirección el agua del subsuelo está emigrando, y con ello decidir como se deben seguir o hacer las correcciones respectivas del tramo. En la Fig. 2.17 se muestra un perfil de succión. Por otra parte el perfil mostrado determina la variación de la succión en función del lado del pavimento y la profundidad relacionada.

Es de esperar que un cambio de succión, altere el comportamiento esfuerzo–deformación de un suelo (Lawton, *et al* 1991). Una descripción razonablemente completa del efecto de los cambios de succión sobre le comportamiento volumétrico de suelos compactados requiere una interpretación a partir de modelos elastoplásticos generales, Alonso (1993). Sin embargo las deformaciones volumétricas son muy determinantes en muchos casos y sobre ellas existe una amplia información experimental.

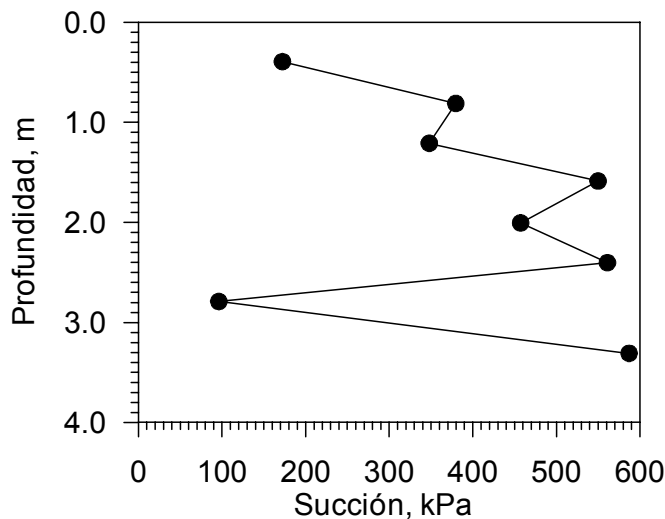


Figura 2.17
Perfiles de succión (Park *et al*, 1999)

Por otra parte los esfuerzos desviadores parecen afectar poco a las deformaciones volumétricas inducidas por cambios de succión (Lawton, 1991). Son el esfuerzo medio y el cambio de succión las variables que esencialmente controlan, para un suelo dado y un grado de compactación, los cambios de volumen. Para ilustrar el comportamiento de estas dos condiciones se presenta en la Fig. 2.18 las deformaciones medidas en ensayos de aumento de humedad bajo succión controlada, bajo diferentes cargas y condiciones edométricas.

Suriol (1998) citado por Alonso (1998) presenta que los colapsos medidos bajo cargas crecientes (aplicadas a succión constante), se muestran en la Fig. 2.19. Aquí que las muestras húmedas han desarrollado un colapso a pesar de que el

secado implica un aumento de peso volumétrico por retracción, por lo que se dice que la razón dominante para la adquisición de colapso es el incremento de succión.

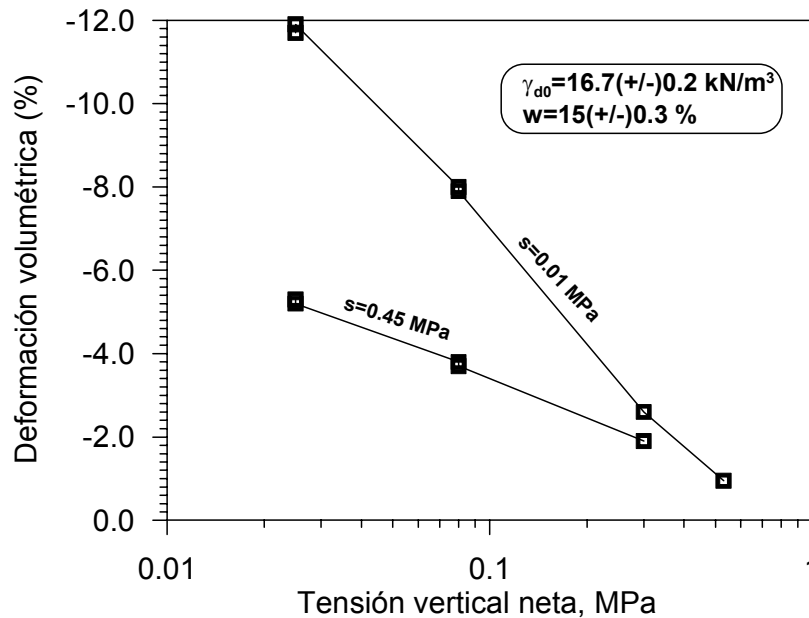


Figura 2.18

Expansión medida en muestras compactadas de arcilla de Boom-Clay en función de la succión final y el esfuerzo vertical (Romero, 1997)

Alonso (1998), presenta resultados de Suriol (1998), de ensayos de colapso bajo carga crecientes a succión constante (Fig. 2.19). Donde presenta que las muestras con mayor cantidad de agua han desarrollado un colapso a pesar de que el secado implica un aumento de la masa volumétrica, debido a una retracción del suelo, por lo que se dice que la razón dominante para la defromación de colapso es el incremento de succión.

2.6.7.3 Resistencia

En las últimas décadas, la investigación experimental en suelos no saturados, se realizaron, primeramente en equipos de corte directo con control de la succión (Escario, 1980 y Fredlund y Rahardjo, 1993); y posteriormente en equipos triaxiales (Delage *et al*, 1987; Wheeler, 1995 y Barrera, 2002) entre otros, llegando a una misma conclusión: la succión incrementa la resistencia al corte de los suelos.

Mientras que la resistencia en bases y terracerías en las vías de comunicación se determina indirectamente en la práctica a través de índices, como el CBR, que son una medida de la capacidad de carga bajo condiciones normalizadas de laboratorio. La variación del CBR con las condiciones de compactación sigue las tendencias esperables: aumenta con la masa volumétrica y disminuye con el

contenido de agua. Así pueden dibujarse mapas de isolíneas de CBR superpuestas sobre un plano de compactación (Head, 1982). Sin embargo es importante conocer las condiciones de humedad reales. Si el ensayo se realiza una vez saturada la muestra, el cambio en la forma de estas isolíneas es muy considerable, Escario (1987), citado por Alonso (1998).

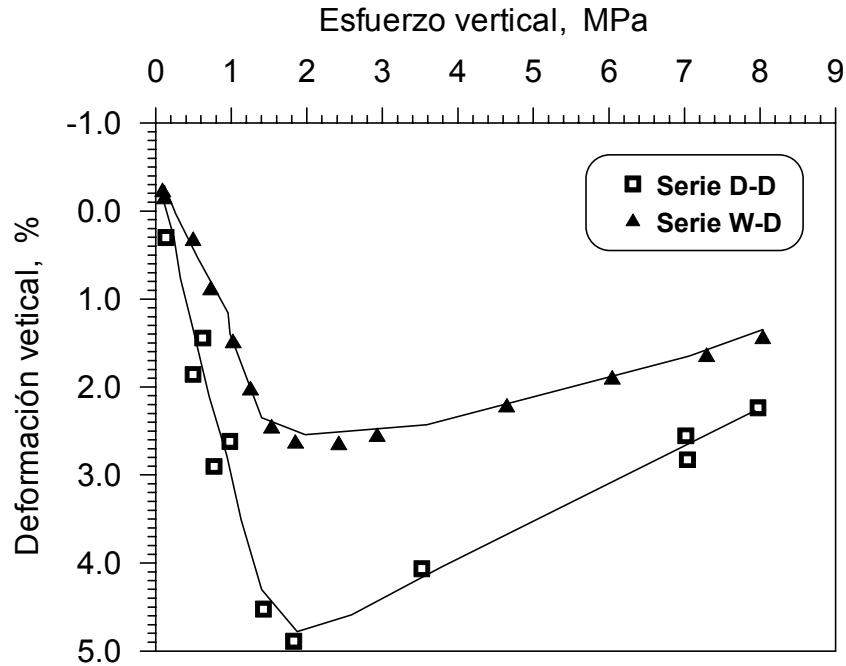


Figura 2.19

Variación de la deformación vertical con el esfuerzo vertical (Suriol, 1998)

Para terracerías en arcillas expansivas y a partir de datos recogidos en carreteras en Israel, Livneh & Ishai (1975) propusieron una correlación entre el CBR, el límite plástico y lo que denominan “succión efectiva”: $s = s Sr^2$, que puede determinarse con la curva de retención de la arcilla. Esta correlación se reproduce en la Fig. 2.20. De acuerdo a este criterio de rotura para un suelo no saturado se puede expresar como una función del esfuerzo normal neto al plano de rotura ($\sigma - u_a$) y la succión matricial, s :

$$\tau_f = f(\sigma - u_a, s) \tag{2.12}$$

A succiones bajas y en concreto cuando la succión sea inferior al valor de entrada de aire del suelo s_b , el criterio anterior debe ser compatible con el criterio de mohr-Coulomb para un suelo saturado. Por ello, Fredlund *et al* (1996) y Gan (1988) propusieron un criterio bilateral del tipo.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + s \tan \phi'_b \tag{2.13}$$

Donde $\varphi'_b = \varphi$; si $s < s_b$; en la ecuación anterior el último término se puede interpretar como una cohesión aparente inducida por la succión.

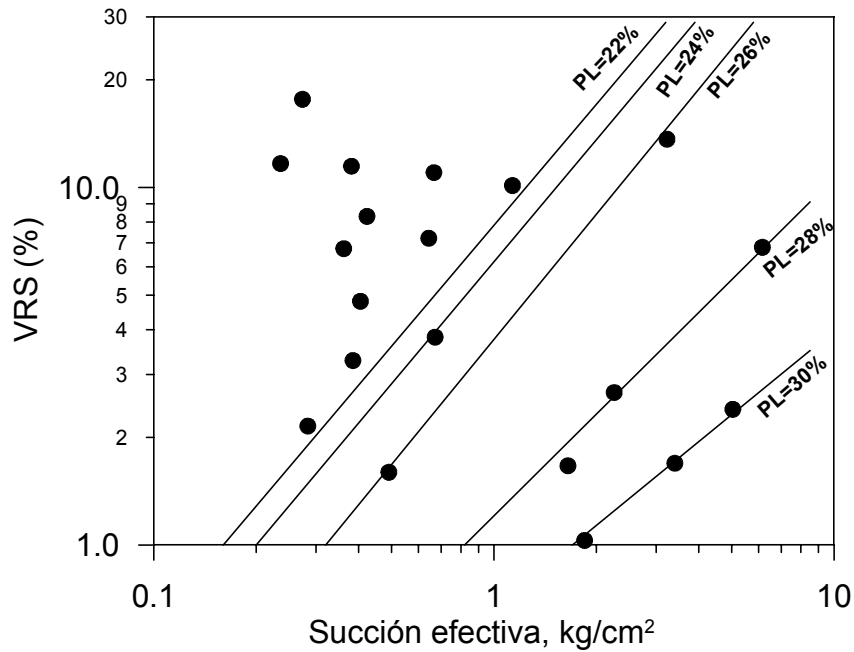


Figura 2.20
Relación entre el CBR y la succión efectiva (Livneh & Ishai, 1975)

Ensayos de corte en succiones altas (15 MPa) realizados por Escario y Jucá (1989), mostraron que el aumento de la resistencia con la succión, no es indefinido sino que alcanza un valor límite. Algunos ensayos publicados por estos autores se muestran en la Fig. 2.21. Escario (1988) propuso una elipse de grado 2.5 para describir sus resultados. Es más simple, sin embargo, utilizar una expresión explícita hiperbólica Gens (1993) del tipo:

$$\tau = \tau_f^{sat} + \frac{s}{\cot \varphi' + \frac{s}{c}} \quad (2.14)$$

Donde τ_f^{sat} corresponde al criterio en condiciones saturadas (Mohr-Coulomb). El incremento de resistencia asociado a la succión crece con pendiente φ' . c no puede ser el máximo incremento de resistencia, c_{max} , por que la hipérbola alcanza este máximo asintóticamente ($s \rightarrow \infty$). Por lo tanto $c = c_{max}/r$, en la Fig. 2.21 muestra el grado de aproximación de este criterio hiperbólico con los resultados experimentales de Escario.

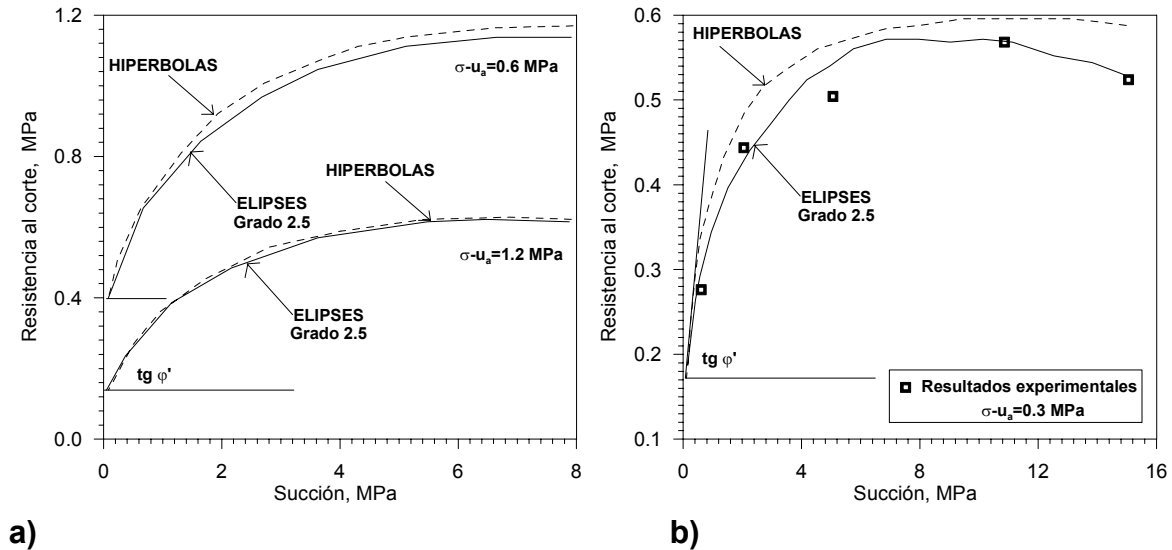


Figura 2.21
Aproximaciones hiperbólicas y elípticas sobre resultados de ensayos de corte con succión controlada: a) arcilla roja de Guadalix; b) arcilla gris de Madrid, (Escario y Jucá, 1989)

2.6.8 Pavimentos sobre suelos expansivos o colapsables

2.6.8.1 Pavimentos sobre suelos expansivos

En la construcción de un pavimento, en lo general, presenta un incremento en el contenido de agua en los suelos que conforman la estructura de un pavimento (terracerías, subbases o bases), por varios motivos:

- Cesa la evaporación de la cubierta vegetal. En climas áridos y semiáridos la transpiración vegetal es responsable del mantenimiento de las succiones en las capas superiores del terreno
- El pavimento, principalmente si es concreto hidráulico, permite la entrada fácil del agua a través de las grietas y capas granulares de la base.

El incremento del contenido de agua asociado a estos fenómenos hace disminuir la succión y por tanto tiende a generar una expansión del suelo. La vegetación puede mantener succiones elevadas incluso en periodos húmedos, Brackley (1992), y controla la infiltración real hacia capas inferiores. A este respecto son significativas las medidas de expansión a lo largo del tiempo cuando se reemplaza la cubierta vegetal por capas continuas, o bien simplemente se elimina la vegetación. En campo abierto, con vegetación, las expansiones son menores y son visibles los fuertes movimientos estacionales de expansión y retracción, Williams (1981).

En las carreteras afectadas por suelos expansivos se detectan dos tipos de fenómenos (Alonso, 1998):

- Formas onduladas similares al efecto "gilgai".
- Fenómeno de borde que conducen a agrietamientos longitudinales debido a la mayor inestabilidad de arcenes en relación con el eje de la calzada. Vea la Fig. 2.22, en donde se presentan perfiles de movimientos de la sección transversal correspondiente a tres secciones del pavimento en Australia.

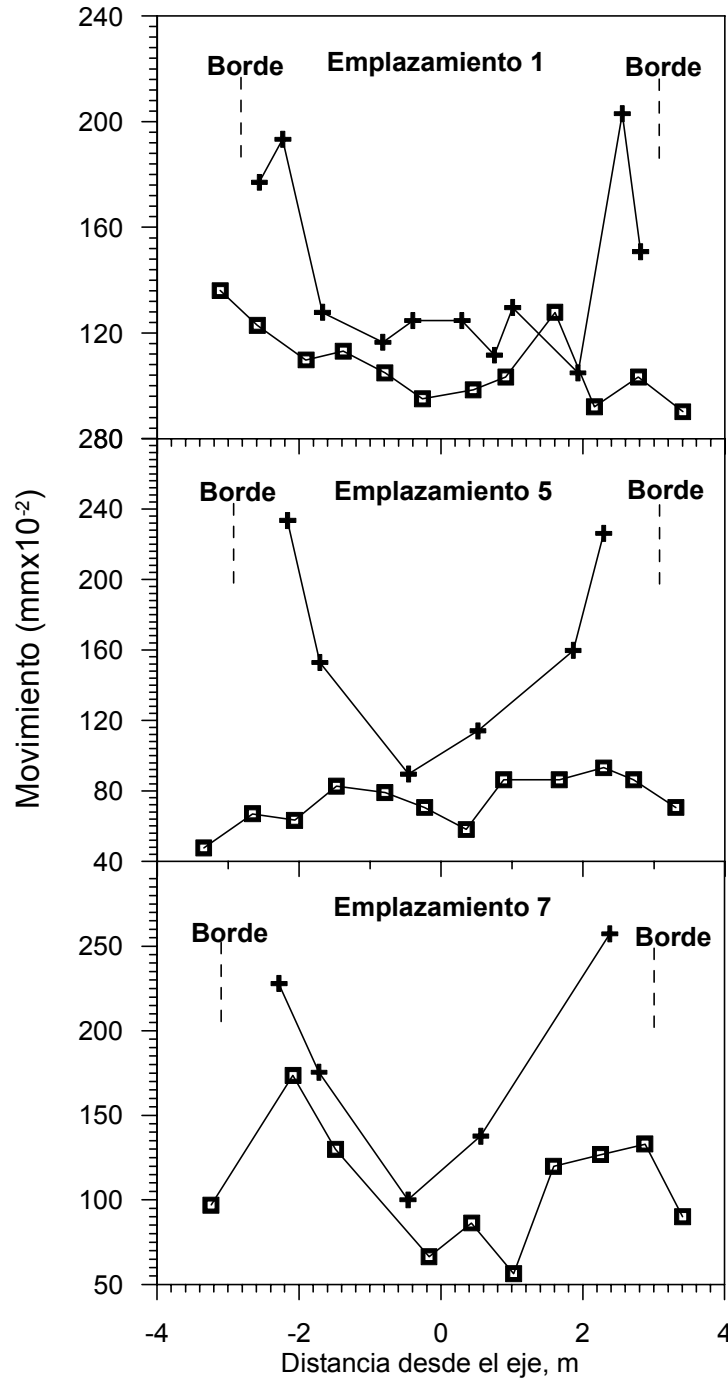


Figura 2.22
Movimientos de la sección transversal (Gordon & Waters, 1984)

Varios autores han señalado condiciones mínimas para que los fenómenos de expansión se lleguen a producir. Wiseman, Komornik y Greenstein (1985) citados por Alonso (1998) a partir de su experiencia en Israel señalaron los índices siguientes:

Tabla 2.1
Condiciones mínimas para que el fenómeno de hinchamiento se llegue a producir (Komornik & Greenstein, 1985)

Parámetro	Generalmente sin problemas, (%)	Casi siempre problemáticos, (%)
Índice plástico	< 20	> 32
Límite de retracción	> 13	< 10
Expansión libre	< 50	> 100

Para limitar la acción de los suelos expansivos se han propuesto o utilizado varios procedimientos que se pueden resumir en el siguiente párrafo.

- Pavimento de asfalto o concreto
- Superficie de la carretera situada entre 0,5 y 5,0 m por encima del terreno natural
- Suelo expansivo situado dentro de los 3 primeros metros de terreno por debajo de la superficie
- Mantener constante el contenido de agua inicial del terreno (técnicas de aislamiento). Humedecer el terreno expansivo y mantener el contenido de agua constante (técnicas de humedecimiento y aislamiento).
- Sustituir el terreno natural por terreno estable (técnicas de sustitución y pretratamiento).

2.6.8.2 Pavimentos sobre suelos colapsables

A diferencia del carácter potencialmente cíclico de los fenómenos de expansión y retracción, el colapso es un fenómeno irreversible lo que de alguna forma simplifica su tratamiento y estudio. Pero sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiesta en la primera ocasión en que el suelo gana agua (un aumento en el grado de saturación). Los terraplenes mal compactados son un caso relativamente frecuente que se manifiesta en daños de terracerías, bases, subbases, firme y muy singularmente en las transiciones de terraplenes a obra de transición.

Delage (1989), ha descrito el caso de un terraplén de acceso a un puente de 8 m de altura construido con limos compactados de baja plasticidad. Los asentamientos se atribuyeron a la insuficiente masa volumétrica seca (16 kN/m^3 frente a $19,8 \text{ kN/m}^3$ del óptimo). El humedecimiento del terraplén provino en su mayor parte del ascenso capilar a partir del NAF situado en su base.

2.6.9 Empleo de materiales hasta ahora descartados

Las exigencias actuales para el diseño y la utilización de materiales solicitados en terraplenes son sin duda cuestionables, muy diversas y en muchos casos no definidas. Para que un material sea aceptado para su utilización, debe pasar unas ciertas condiciones en sus propiedades índices, por lo que es de naturaleza notable, el incorporar variables u otros parámetros de aceptación o rechazo.

Por lo que los materiales a emplear en terraplenes serán, con carácter general, suelos o materiales locales que se obtendrán de las excavaciones realizadas en obra y de los préstamos que se definan en proyecto.

Los criterios para conseguir un relleno en terraplén que tenga las debidas condiciones irán encaminados a emplear los distintos materiales, según sus características, en las zonas más apropiadas de la obra, según las normas habituales de buena práctica en las técnicas de puesta en obra, Tobarra (1999).

En todo caso, se utilizarán materiales que permitan cumplir las condiciones básicas siguientes:

- Puesta en obra en condiciones aceptables
- Estabilidad satisfactoria de la obra.
- Deformaciones tolerables a corto y largo plazo, para las condiciones de servicio que se definan en Proyecto.

Por ejemplo, en el artículo 130 de prescripciones técnicas de Madrid se ha implantado ciertas características en los materiales. En los siguientes párrafos se presentan los puntos más significativos:

Por otro lado, de los suelos naturales, se podrán utilizar en terraplenes los productos procedentes de procesos industriales o de manipulación humana, siempre que cumplan los requerimientos de especificación y que sus características físico-químicas garanticen la estabilidad presente y futura del conjunto (Tobarra, 1999).

Desde el punto de vista de sus características intrínsecas los materiales se clasifican en los siguientes tipos:

Suelos seleccionados: Se considerarán como tales aquellos que cumplen las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cero coma dos por ciento ($MO < 0,2\%$)
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \leq 100 \text{ mm}$)
- Tamizado por el tamiz No 40 menor o igual que el 15 %, o que en caso contrario cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes:
 - Tamizado por el No 2, menor del 80 %

- Cernido por el tamiz No 40, menor del 75 %
- Tamizado por el No 200 inferior al 25 %
- Límite líquido (w_L) menor del 30 %
- Índice de plasticidad (I_P) menor del 10 %

Suelos adecuados: Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados y que cumplan con las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento ($MO < 1\%$)
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \leq 100 \text{ mm}$)
- Tamizado por el No 2, menor del 80 %
- Cernido por el tamiz No 200 inferior al 35%
- Límite líquido (w_L) inferior a 40 %
- Si el $w_L > 30 \%$, el índice de plasticidad (I_P) será superior 4 %

Suelos tolerables: Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, cumplan con las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento ($MO < 2\%$)
- Límite líquido (w_L) inferior a 65 %
- Si el w_L es mayor a 40 %, el I_P será mayor del 73 % del valor que resulta de restar 20 al límite líquido ($I_P > 73 (w_L - 20)$)
- Deformación de colapso inferior al 1,0 %, para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal, y presión de ensayo de 0,2 MPa
- Expansión libre inferior al 3,0 %, para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal

Suelos marginales: Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, ni adecuados, ni tampoco como suelos tolerables, por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para éstos, cumplan con las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cinco por ciento ($MO < 5\%$)
- Expansión libre inferior al 5,0 %, para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal
- Si el $w_L > 90 \%$, el índice I_P será inferior al 73% del valor que resulta de restar el 20 % al límite líquido ($I_P > 73 (w_L - 20)$)

Estos suelos (marginales), son utilizados en algunas zonas de la obra siempre que su uso se justifique mediante estudios especiales. Este estudio, deberá contemplar explícitamente y con detalle al menos los siguientes aspectos:

- Determinación y valoración de las propiedades que confieren al suelo su carácter de marginal
- Influencia de dichas características en los diferentes usos del suelo
- Posible influencia en el comportamiento o evolución de la obra
- Conclusión justificada de los posibles usos del material en estudio

Suelos inadecuados son aquellos que:

- Los que no se puedan incluir en las categorías anteriores
- Las turbas y otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos tales como ramas.
- Los que puedan resultar insalubres para las actividades que sobre los mismos se desarrollen

3 Equipos empleados y suelo usado durante la investigación

3.1 Introducción

En las últimas décadas varios investigadores han estudiado la importancia del grado de saturación y de succión en los suelos no saturados, sobre los comportamientos ingenieriles (Fredlund & Morgenstern, 1977; Fredlund, *et al*, 1978; Alonso, *et al*, 1987; Wheeler & Karube, 1995; Wheeler, 1996). Los primeros resultados relacionados con los cambios de volumen, se analizaron bajo condiciones edométricas (Jennings & Burland, 1962; Fredlund & Morgenstern, 1976), o bajo condiciones isotrópicas (Bishop & Donald, 1961 y Matyas & Radhakrishna, 1968). En términos de las propiedades de resistencia se analizaron ensayos de corte directo (Escario, 1980). Más recientemente, la influencia de la succión sobre el comportamiento esfuerzo–deformación en suelos no saturados ha sido examinada por Alonso, *et al* (1987); Delage, *et al* (1987); Wheeler & Sivakumar (1993); Cui & Delage (1996); estos estudios se centran en el uso de dos variables independientes de estado de esfuerzo, es decir, esfuerzo neto ($\sigma - u_a$) y succión matricial $s = (u_a - u_w)$, donde u_a y u_w son las presiones de aire y de agua de poros respectivamente; y σ es el esfuerzo total.

Consecuentemente, la evaluación en laboratorio del comportamiento de los suelos no saturados ha tenido un importante desarrollo en esos años. Existe una gran cantidad de equipos para el estudio de los fenómenos de colapso e hinchamiento, así como para el estudio general del comportamiento de los suelos compactados que se puede encontrar en diversas referencias. La variedad de estos equipos es muy amplia, se han utilizado células edométricas y triaxiales convencionales; modificados o con nuevos diseños de estos equipos con control de succión. De forma análoga, los procedimientos de ensayos han variado, desde los aspectos relacionados con las trayectorias de esfuerzos utilizados, hasta los identificados con la instrumentación y el control. Sin embargo, sólo muy recientemente se ha empezado a estudiar el acoplamiento existente entre la deformación volumétrica y el cambio de humedad durante los procesos de carga o cambio de succión en estos suelos (Romero, 1999; Rampino, *et al*, 1999; Wheeler & Sivakumar, 2000; Barrera, 2002).

Esta investigación se enfoca principalmente a los comportamientos volumétricos (colapso, expansión y retracción), bajo cambios de succión ($u_a - u_w$) y esfuerzo vertical neto ($\sigma_v - u_a$) en suelos fabricados por un proceso de compactación Próctor, de acuerdo con los procedimientos de la Norma ASTM-D698. Para ello, uno de los equipos utilizados es la célula edométrica con control de succión debido a la precisión en la determinación en los cambios de volumen (resolución en la deformación volumétrica 0.010 %).

Para investigar el comportamiento volumétrico debido a un proceso de inundación bajo carga constante, se utilizaron equipos edométricos convencionales, por lo que en estos ensayos no se controló la succión de las muestras y las trayectorias de carga se realizaron a humedad constante.

En este capítulo se describen los equipos de laboratorio utilizados y procedimientos de calibración y sus elementos auxiliares; así como la selección del material mediante ensayos previos de comportamiento mecánico.

3.2 Sistemas de presión de aire y presión de agua

La presión de aire, para la imposición de la presión de aire (u_a) de poros, se aplicó mediante un sistema de aire a presión con reguladores, suministrada por un compresor con un rango de trabajo usual de $(0,8 \pm 0,05 \text{ MPa})$, que cuenta con un sistema de refrigeración para atrapar y quitar la condensación y suministrar aire seco a los reguladores. Se usaron dos tipos de reguladores de presión modelo Fairchild, con una alimentación hasta 2,0 MPa (resolución 20 kPa) y 0,2 MPa (resolución 2 kPa), este último, para proporcionar una mayor precisión cuando se trabajan con valores bajos de succión. Este sistema nos permite mantener una presión de aire constante en la muestra durante el ensayo (Fig. 3.1).



Figura 3.1
Compresor de aire con sistema de refrigeración
para suministro de aire seco (IMT)

El agua utilizada en los ensayos es inicialmente desaerada y desmineralizada con una conductividad eléctrica menor a 20 $\mu\text{S}/\text{cm}$, que proviene de un tanque conectado a una bomba de vacío. En el caso de controlar la presión de agua se utiliza un elemento interfase, que consiste en un recipiente que contiene agua y aire que divide la cámara en dos dominios. De esta manera, la salida por la parte inferior del elemento interfase comunica una presión de líquido igual a la presión de aire en el interior de la cámara.

3.3 Equipos empleados

3.3.1 Psicrómetro de transistor

El valor de la succión del agua en el suelo en equilibrio con un ambiente de aire húmedo, está ligado termodinámicamente al valor de la humedad relativa de dicho ambiente. La expresión que relaciona ambas magnitudes es la ley psicrométrica (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$h_r = e^{\frac{-M_w s \rho_w}{RT}} \quad (3.1)$$

Donde:

- h_r = Humedad relativa
- M_w = Masa molecular del agua (18.016 kg/kmol)
- ρ_w = Densidad del agua (998 kg/m³)
- s = Succión total del agua
- R = Constante universal de los gases (8.3143 J/ (mol K))
- T = Temperatura

Por tanto, una medida de la humedad relativa del aire en contacto con el agua de los poros del suelo proporciona inmediatamente el valor de la succión total (Ψ). La medida de la humedad relativa se realiza mediante la técnica psicrométrica, que consiste básicamente en obtener la diferencia de temperaturas entre un termómetro seco situado en el ambiente cuya humedad quiere medirse y un termómetro húmedo que está rodeado de agua evaporándose de forma continua, por ejemplo, mediante un filtro que se mantiene húmedo. El calor de vaporización hace que descienda la temperatura del termómetro húmedo en forma proporcional a la diferencia entre la presión de vapor en el ambiente y la presión de vapor en condiciones de saturación de éste (humedad del 100%).

El psicrómetro de termopar, utilizado en esta investigación, mide la succión total (mátrica y osmótica). Este dispositivo fue originalmente desarrollado por Spanner (1951) basado en dos principios o efectos básicos: el efecto Seebeck y el efecto

Peltier. Seebeck (1821) descubrió que en un circuito cerrado formado por dos diferentes metales en donde las juntas tengan diferente temperatura T y $T + \Delta T$ se genera una fuerza electromotriz. Peltier (1834) descubrió que cuando la corriente se hace circular a través de un circuito en una dirección una junta se calienta y otra se enfría, si la dirección de la corriente se invierte se produce un efecto contrario en el calentamiento y enfriamiento de las juntas.

Actualmente los psicrómetros se construyen con alambres de cromel (aleación cromo-níquel) y de constantan (aleación cobre-níquel), protegidos del exterior por una pequeña malla de acero inoxidable o una copa cerámica que permita entrar el vapor del agua (Fig. 3.2).

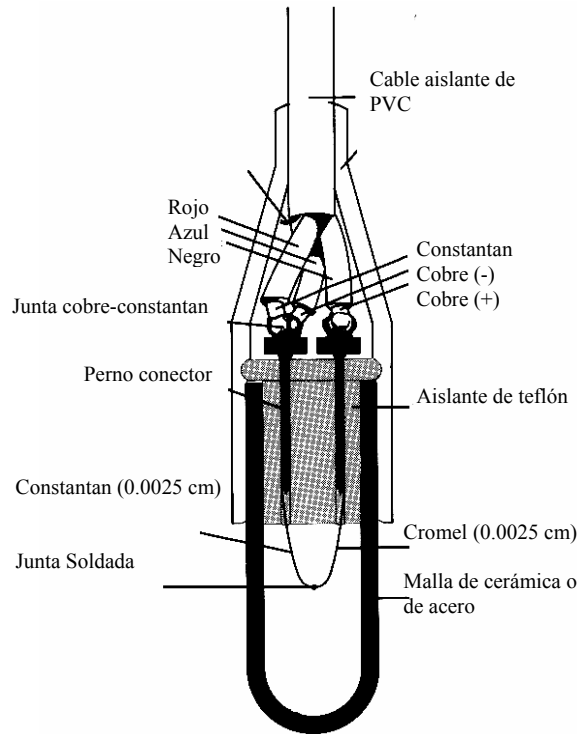


Figura 3.2
Psicrómetro de termopar

Es indispensable contar, además de los psicrómetros, con unidades de medición del microvoltaje como pueden ser la unidad HR-33T o el CR7, entre otros. El primero de ellos opera de manera manual y únicamente registra una lectura a la vez. El segundo opera de manera semiautomática y almacena los datos en una unidad denominada Dataloger la cual es conectada a una computadora para el procesamiento de los datos, la ventaja de este aparato es que puede operar de manera simultánea hasta 14 psicrómetros.

En general, el funcionamiento del psicrómetro de termopar es de la siguiente manera: Por medio de la inducción de un pequeño voltaje, la temperatura del termopar se reduce hasta el punto de rocío, de tal manera que el agua es

condensada en la unión (efecto Peltier). El enfriamiento se detiene y la temperatura de la unión es medida con un microvoltímetro mientras la unión sufre la evaporación (efecto Seebeck). La temperatura de la unión depende de la velocidad de evaporación, la cual a su vez depende de la humedad relativa del ambiente que está directamente relacionada con la succión del suelo.

El máximo grado de enfriamiento reportado por el fabricante (Wescor Inc.) que puede alcanzar un psicrómetro es de $0,6^{\circ}\text{C}$ abajo de la temperatura ambiente. Esto limita la lectura de la succión máxima del psicrómetro a 8 MPa. El valor mínimo medible de succión según la literatura es de 80 kPa. De acuerdo a la experiencia que se ha tenido es del orden de 0,1 MPa a 6 MPa.

Las lecturas registradas por los psicrómetros son microvolts (μV) generados por la diferencia de temperaturas de la unión de referencia y la unión de medición. Estos microvolts, como ya se mencionó, están relacionados con la velocidad de evaporación de agua en la unión y ésta a su vez con la succión del suelo. En la Fig. 3.3, se muestra la respuesta típica de un psicrómetro para una disolución.

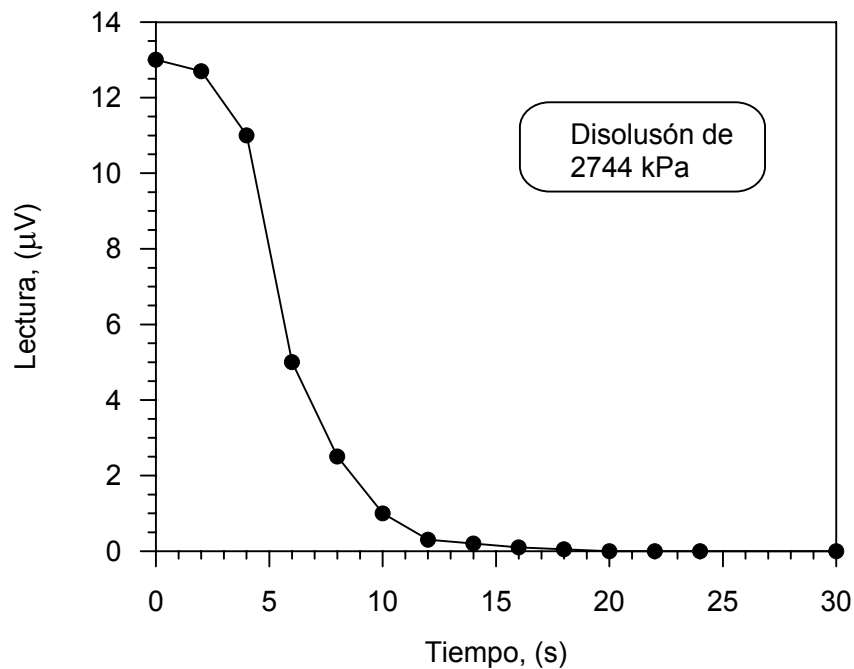


Figura 3.3
Respuesta del psicrómetro usando el modo psicrométrico

En la Fig. 3.3 se observa como decrece el microvoltaje después de que se ha interrumpido el paso de la corriente que produjo la condensación de la gota de agua. De este gráfico se registra únicamente el máximo microvoltaje, que posteriormente se relacionará con la curva de la calibración para determinar la succión del suelo.

Para convertir las lecturas a valores de succión será necesario realizar una curva de calibración con la respuesta del psicrómetro a diferentes concentraciones de disoluciones de succión conocida (Fig. 3.4). La relación entre la succión y los microvolts tiene un comportamiento lineal para el rango de medición de los psicrómetros, por lo que la pendiente de la línea recta (envolvente de los puntos de calibración) puede usarse para saber la respuesta de los psicrómetros por bar u otras unidades de presión.

La calibración se lleva a cabo con disoluciones de valores de succión conocida (succión osmótica) en dispositivos herméticos donde el psicrómetro puede lograr el equilibrio con la atmósfera que lo rodea. Comúnmente se utilizan disoluciones de cloruro de sodio (NaCl) a diferentes concentraciones, a mayor concentración mayor succión. Es importante cuidar los gradientes de temperatura durante la calibración ya que estos influyen directamente sobre la respuesta del psicrómetro.

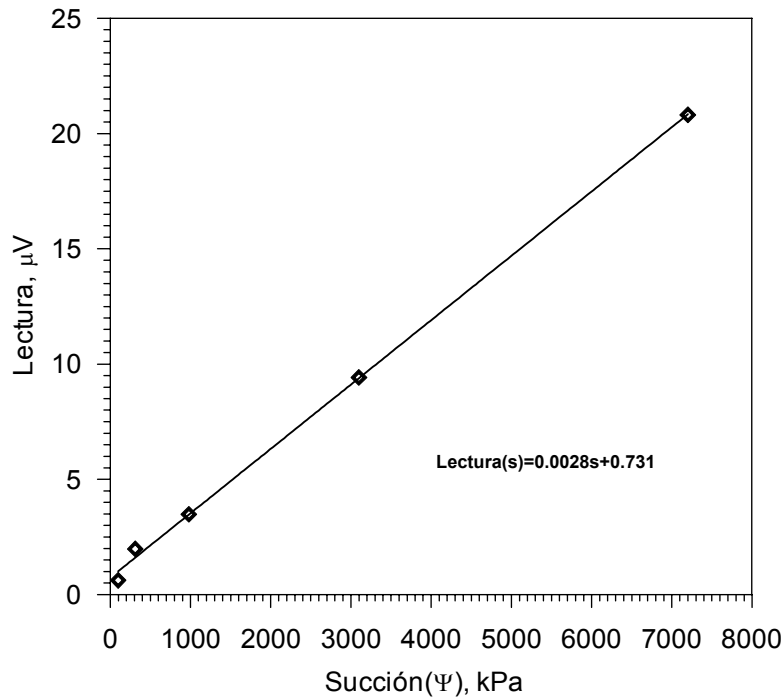


Figura 3.4
Curva de calibración utilizando disoluciones de NaCl con diferentes concentraciones

De acuerdo a los fabricantes la respuesta de los psicrómetros es de $0,47 \mu\text{v}/\text{bar}$ en el modo psicrométrico y $0,75 \mu\text{v}/\text{bar}$ en el modo de punto de rocío.

Algunas compañías fabricantes de psicrómetros (por ejemplo Wescor Inc) proveen una curva que de ninguna manera es la curva de calibración del psicrómetro, simplemente es la respuesta del psicrómetro a una disolución de cloruro de sodio. La finalidad de esta curva es revisar el funcionamiento después de su fabricación, sin embargo de manera muy tosca puede utilizarse para inferir otros valores de

succión. Siempre será recomendable realizar la curva de calibración por lo menos para 3 ó 4 puntos bajo las condiciones de medición.

Las disoluciones utilizadas para la calibración de los psicrómetros pueden adquirirse en las mismas empresas que distribuyen los psicrómetros. Normalmente estas disoluciones, que ya están preparadas, muestran en su etiqueta la succión osmótica de la disolución. De manera económica y sencilla se pueden preparar estas disoluciones en el laboratorio y relacionar su concentración con la succión mediante tablas (Documento Técnico 198 y 226); sin embargo es siempre recomendable adquirirlas de un fabricante para evitar cualquier incertidumbre en su elaboración. En caso de utilizar las tablas mencionadas en los Documento Técnico 198 y 226, deberá introducirse a ellas con la molalidad de la solución. Una solución de 1 molal puede ser hecha disolviendo un gramo de masa molecular de NaCl (58,44 g) en 1000 gramos de agua destilada. Otras molalidades pueden elaborarse usando una cantidad proporcional de NaCl en 1000 gramos de agua. No hay que confundir una solución molal de una molar, la diferencia consiste en que la primera es preparada en masa y la segunda en volumen.

3.3.2 Edómetro convencional

Los edómetros convencionales se utilizaron en un programa de ensayos con el objetivo de determinar, bajo diferentes cargas verticales, la deformación de colapso por inundación del suelo compactado, bajo diferentes condiciones de humedad y densidad (Barrera, *et al*, 2003).

Los edómetros pertenecen al tipo desarrollado por Terzaghi y Casagrande, utilizados normalmente para ensayos de consolidación unidimensional. La muestra de suelo queda confinada en un anillo rígido limitado por encima y por debajo por piedras porosas que permiten el desarrollo de un flujo libre de agua hacia una cámara exterior. La presión se aplica sobre la piedra superior por medio de un pistón y un marco de carga, accionado mediante un sistema de palanca. Las presiones se aplican con pesas que se colocan en el plato que cuelga del brazo de palanca. Este tipo de edómetro se conoce también como edómetro de esfuerzo controlado ya que se aplican presiones y se registran las deformaciones resultantes. Tiene el inconveniente de que no se puede controlar la evolución de la succión (Fig. 3.5).

3.3.3 Descripción de la nueva célula edométrica con control de succión (IMT)

En las Figs. 3.6 y 3.7 se muestra la nueva célula edométrica con control de succión del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto Mexicano del Transporte. Se trata de un equipo compacto y robusto, que se ha construido enteramente de acero inoxidable. Diseñada para realizar ensayos edométricos en muestras de suelo no saturadas controlando la succión matricial durante el ensayo. La succión matricial se controla mediante la técnica de traslación de ejes

empleando una piedra porosa de alto valor de entrada de aire (AVEA)(No 4, Fig. 3.6), en un rango de succión por debajo de 1,5 MPa, (Escario y Sáez, 1973; Romero, 1999; Barrera, 2002).

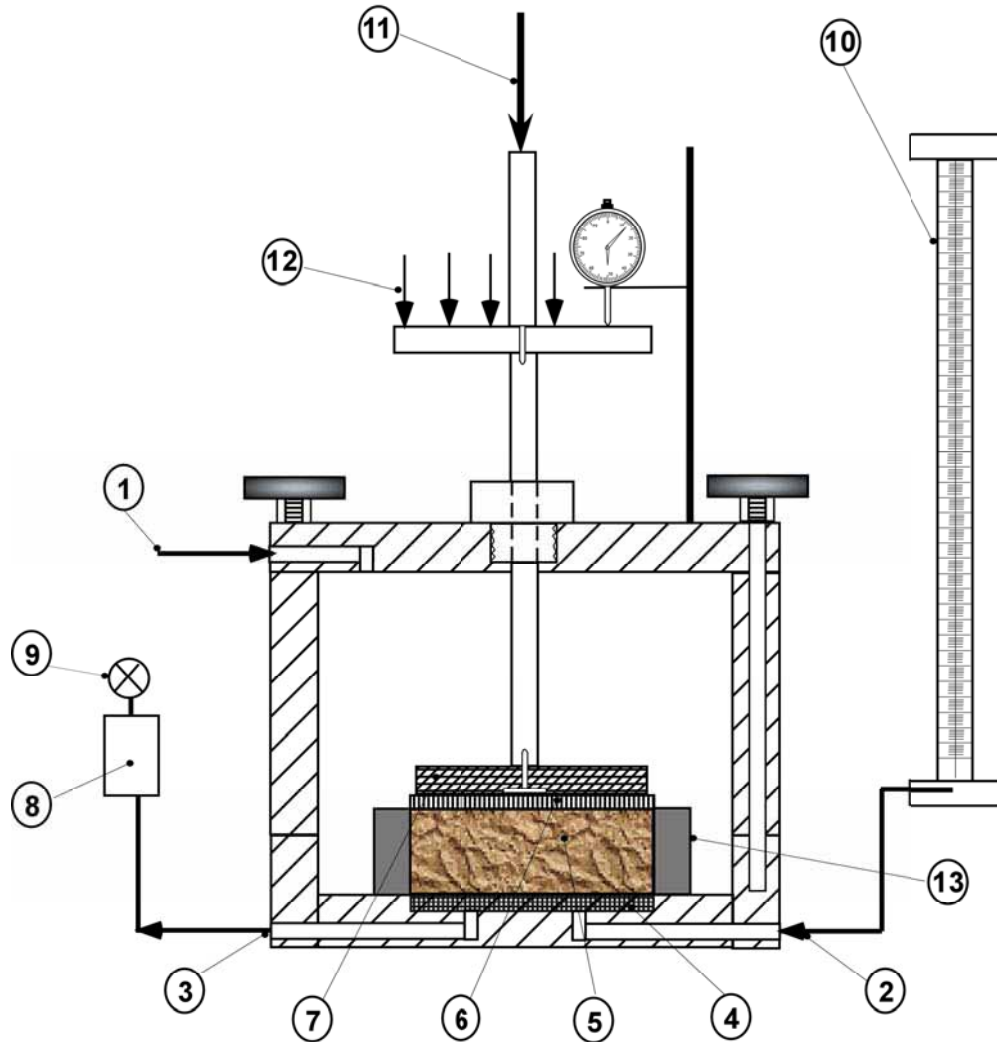
La muestra se coloca sobre el disco cerámico confinada en un anillo de acero inoxidable de 61,5 mm de diámetro interior y 25,4 mm de altura, que se aloja en el cuerpo inferior (No 13, Fig. 3.6). La imposición de la carga vertical es una novedosa aportación, que lo diferencia de los equipos edométricos con control de succión en donde la carga vertical se aplica neumáticamente mediante aire a presión (Romero, 1999; Pérez & Cortéz, 2002; Barrera; 2002; Barrera *et al*, 2002). En este equipo, la carga vertical puede ser aplicada por dos procedimientos mecánicos: a) por incrementos de pesos muertos como se indica en la Fig. 3.6 (No 12); y b) mediante un marco de carga (No.11, Fig. 3.6), ya sea, aplicando una velocidad constante de la deformación unidimensional o por incrementos de peso (Fig. 3.8). En un marco de acero inoxidable, unido en la parte inferior del marco de carga, se coloca un micrómetro mecánico con una resolución de 2 μm para medir los cambios de altura que experimenta la muestra durante el ensayo (Fig. 3.8).



Figura 3.5
Edómetros convencionales, Laboratorios de Infraestructura
Instituto Mexicano del Transporte

El cuerpo inferior (base) está diseñado para acoplarse a diferentes pedestales que alojan piedras porosas de alto valor de entrada de aire (AVEA) para realizar los ensayos con succión controlada hasta un máximo de 1,5 MPa (Fig. 3.9).

El pedestal presenta dos orificios (Fig. 3.9c) en su parte superior conectados por un canal de forma espiral de 3 mm de profundidad. Se adoptó una doble entrada de presión de agua, para crear un flujo de agua a presión en cada conducto, que permita eliminar las burbujas de aire disueltas, como consecuencia de la técnica de traslación de ejes durante el ensayo (No 2 y 3, Fig. 3.6).



1) control de la presión de aire (u_a); 2) presión de agua intersticial (u_w); 3) presión de agua (eliminación de burbujas de aire); 4) pedestal que aloja un disco cerámico de alto valor de aire (AVEA) de 1,5 MPa; 5) espécimen de suelo de $\phi = 61,5$ mm y $h = 25,4$ mm; 6) filtro poroso; 7) pistón de carga $\phi = 60,6$ mm; 8) interceptor de burbujas de aire; 9) bomba para eliminar burbujas de aire; 10) medidor de volumen de agua; 11) carga vertical usando un marco de carga; 12) carga vertical mediante pesos muertos; 13) anillo edométrico.

Figura 3.6
Esquema de la célula edométrica con control de succión
Instituto Mexicano del Transporte

La succión se aplica usando la técnica de traslación de ejes, controlando la presión positiva de agua (u_w) y aire (u_a), que mantienen una diferencia igual a la succión deseada. Una característica, es la posibilidad de independizar o aplicar simultáneamente la presión de agua y aire para el control de la succión matricial ($u_a - u_w$). La succión matricial se controla aplicando una presión de aire (u_a) en la cámara donde se aloja la muestra (No 1, Fig. 3.6) que se trasmite a la muestra a

través de un disco poroso (No 6) y variando la presión de agua (u_w) por debajo de un disco cerámico de alto valor de entrada de aire (AVEA) (No 2).



Figura 3.7
Edómetros con control de succión, panel de presión y medidores de cambio de volumen de agua

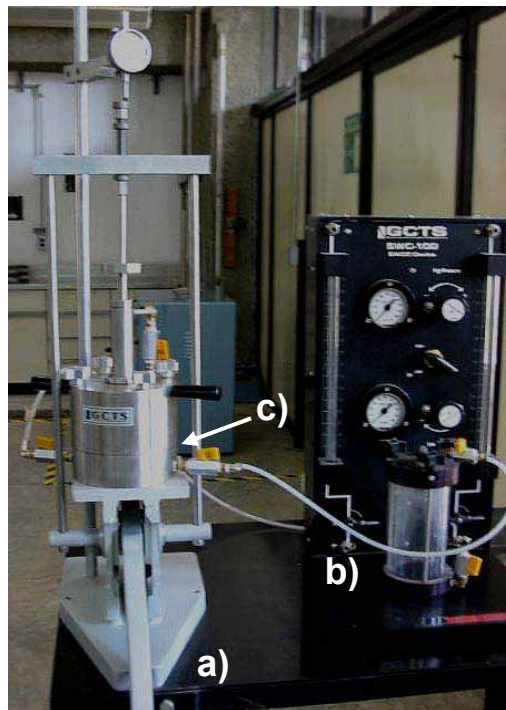


Figura 3.8
a) Marco de carga mediante pesos muertos; b) panel de presión y medidores de volumen de agua; y c) célula edométrica con control de succión (IMT)

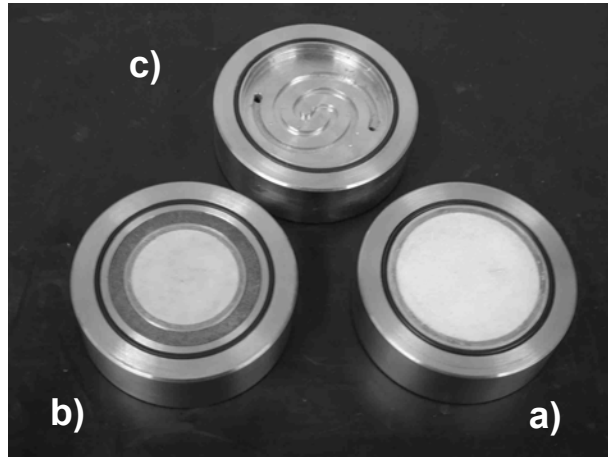


Figura 3.9

a) Disco cerámico (AVEA); b) Combinación disco cerámico (AVEA) y piedra porosa; c) Diseño de la base para la eliminación del aire disuelto a través del disco cerámico, como consecuencia de la técnica de traslación de ejes

Este disco cerámico (Fig. 3.9) se comunica por la cara inferior con un sistema de presión de agua regulada mediante un sistema interfase (No 3, Fig. 3.6) o a presión atmosférica; y por la cara superior el sistema de presión de aire (No 1, Fig. 3.6). La diferencia entre la presión del aire y la de agua es la succión matricial aplicada a la muestra ($u_a - u_w$).

Los cambios de contenido de agua que experimenta el suelo se calculan midiendo el volumen de agua que cruza el disco cerámico AVEA mediante una bureta con una resolución de $0,07 \text{ cm}^3$ (No 10). Estos valores se corren tomando en cuenta la cantidad de aire disuelto a través del disco cerámico AVEA (No 8 y 9). Para la eliminación del aire disuelto, como consecuencia de la aplicación de la técnica de traslación de ejes durante el ensayo, se crea un flujo de agua a presión en cada uno de los conductos conectados a dos orificios situados por debajo del disco cerámico (No 2 y 3, Fig. 3.6 y Fig. 3.9c).

El agua utilizada en los ensayos presenta las características mencionadas en la Fracción 3.2 de este documento. Para controlar la presión de agua se utilizó un elemento interfase o a presión atmosférica, que fue el caso que se utilizó para imponer la succión matricial.

3.3.3.1 Calibración de la célula edométrica y medidores de volumen de agua

Se tuvo especial cuidado en calibrar la carga vertical, y medir las deformaciones intrínsecas del edómetro bajo incrementos de esfuerzo vertical neto. La muestra fue sustituida por un cilindro de acero con las dimensiones de una muestra. Se aplicó un primer ciclo carga–descarga para eliminar el asentamiento inicial en el contacto entre el pistón de carga (filtro poroso) y cilindro de acero y disco cerámico

saturado. Las deformaciones se asocian principalmente a errores de asentamiento debidos a los acoplamientos entre los diferentes elementos indicados previamente. Los errores de acoplamiento por irregularidades en la superficie de las interfases entre la muestra y la superficie de carga podrían no ser directamente determinados por el procedimiento de calibración; sin embargo, se espera que estos errores sean relativamente pequeños debido a la técnica de preparación de la muestra (donde las superficies son cortadas horizontalmente), por lo que se consideraron nulas las deformaciones del equipo para las cargas impuestas. En el caso de las deformaciones del equipo en trayectorias de humedecimiento–secado son despreciables, ya que se realizan a un esfuerzo vertical neto y presión de aire constante.

La calibración de las buretas (medidores de cambio de volumen de agua de la muestra) para obtener un factor de conversión entre la altura de agua de las buretas (mm) y volumen de agua de las mismas (cm^3), se llevó a cabo de la siguiente manera: se tomó nota de la altura inicial del agua en la bureta (L_i), mediante una válvula, se vierte una cantidad de agua en un recipiente previamente pesado, y se toma nota de la altura final de agua (L_f); se pesa nuevamente el recipiente con el agua de la bureta, para obtener la masa de agua y se determina el volumen de agua desalojado por medio de la relación volumen-densidad. De esta manera se obtuvo la relación entre el volumen desalojado y las lecturas de la bureta.

Se recomienda repetir este procedimiento, como mínimo, unas 10 veces, para obtener un valor aceptable del factor lineal de conversión, en este caso el factor lineal encontrado fue:

1 mm = $0,07 \text{ cm}^3$, presentando una capacidad por bureta de 21 cm^3 .

3.3.3.2 Efecto de envejecimiento sobre la permeabilidad al agua en los discos cerámicos de AVEA

El objetivo del disco cerámico AVEA, es controlar la succión matricial, con la técnica de traslación de ejes, la cual es impuesta por la diferencia entre las presiones de aire y agua, ya que los cambios de contenidos de agua en el suelo son calculados midiendo el volumen de agua que cruza el disco cerámico. Este disco cerámico tiene poros de un tamaño pequeño y en la condición saturada solamente permite el paso de agua y no del aire. Cada disco cerámico presenta un valor de entrada de aire, que es la presión de aire que desplaza al agua y fluye a través del disco. Esta presión crítica depende del tamaño de los poros del disco; si presenta un valor de entrada de aire mayor, más baja será la permeabilidad del mismo, por lo cual al modificar la presión de agua durará más tiempo en alcanzar el equilibrio el agua de poros del suelo. Es por eso que la correcta elección del disco cerámico es fundamental para que no limite los objetivos de los ensayos. Se usaron un disco cerámico con un tamaño de poro de $0,5 \mu\text{m}$, $0,5 \text{ MPa}$ de valor de entrada de aire y con un espesor de $7,40 \pm 0,05 \text{ mm}$, y una piedra porosa con un

tamaño de poros 15 μm con un valor de entrada de aire aproximadamente de 19 kPa.

En ensayos con lapsos largos, el aire difuso puede acumularse por debajo del disco cerámico ocasionando errores en las medidas de los cambios de volumen de agua (Fredlund, 1975; Fredlund y Rahardjo 1993). Este tipo de difusión involucra gases disueltos en agua (ley de Henry), difusión a través del agua (ley de Fick) y después saliendo de la solución en forma de burbujas de aire debajo del disco cerámico a baja presión de agua (ley Henry). Además, el aire difuso acumulado por debajo del disco puede evitar el paso del agua del sistema a la muestra, debido a la cavitación o por reemplazamiento de agua con aire, resultando una contracción progresiva en el suelo a causa de la evaporación de agua libre; por lo que es importante hacer circular agua a presión (flushing) continuamente, por debajo del disco cerámico para eliminar las posibles formaciones de burbujas formadas por el aire difuso, especialmente cuando se emplea una diferencia de presión de aire (u_a) y agua (u_w) al límite de las especificaciones del disco cerámico.

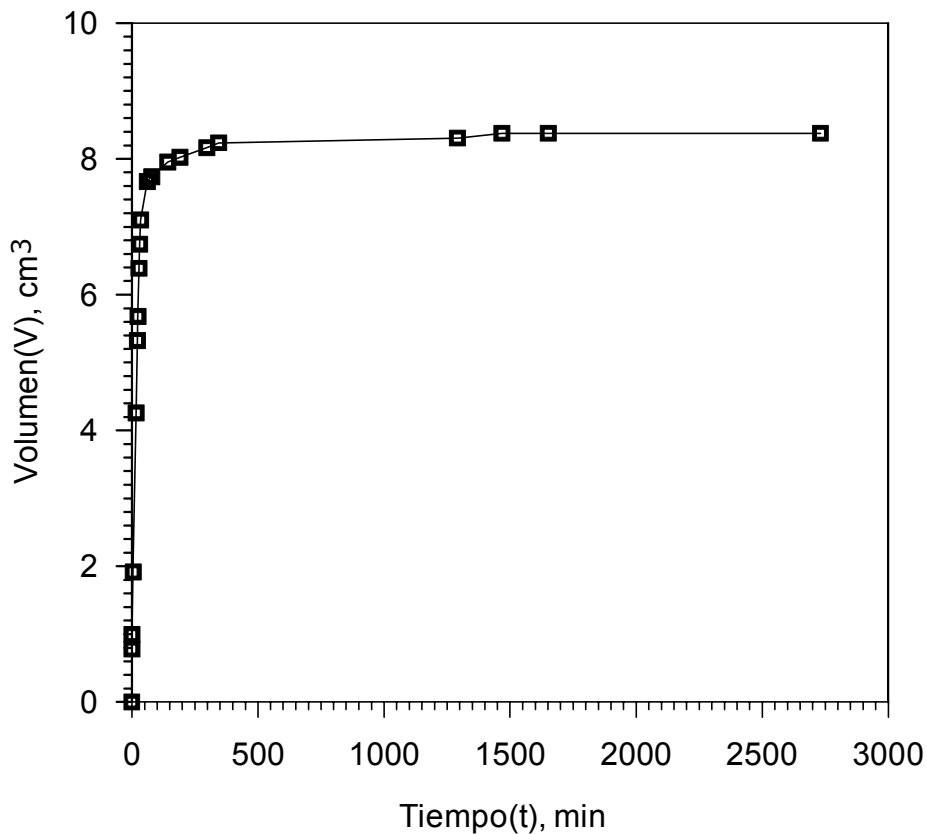


Figura 3.10

Aire disuelto a través del disco cerámico bajo unas condiciones de presión de aire ($u_a = 0,4 \text{ MPa}$) y agua ($u_w = \text{atmosférica}$)

En la Fig. 3.10, se presenta la curva del volumen conocido de agua (8 cm^3) que pasa a través del disco cerámico, empleando el procedimiento propuesto por Bishop y Henkel (1962), al imponer una presión de aire ($u_a = 0,4 \text{ MPa}$) sobre el disco cerámico. Con ello se verifica la capacidad del disco como barrera separadora antes de comenzar los ensayos con control de succión matricial, donde se observa, que el volumen de agua que cruzó el disco cerámico fue de 8 cm^3 , en un lapso de 5 horas, conservando la misma lectura el medidor de volumen de agua alrededor de $2 \frac{1}{2}$ días.

Para obtener valores de permeabilidad del suelo, bajo diferentes condiciones de succión es fundamental conocer las características del disco cerámico de alto valor de entrada de aire (AVEA) para poder asignar la adecuada permeabilidad del disco correspondiente en los diferentes ensayos, así como la comprobación de que el disco cerámico funcione como elemento separador de fluidos.

El procedimiento para determinar la permeabilidad del disco cerámico, consiste en inundar con agua desmineralizada y desaerada la cámara de aire de la célula edométrica (donde se aloja la muestra), la cual es forzada a cruzar el disco cerámico a una presión de $0,6 \text{ MPa}$, mediante un elemento interfase, resultando una carga piezométrica de $\delta h = 60 \text{ m}$ calculado con un peso unitario del agua de 10 kN/m^3 . El volumen de agua que fluye a través del disco cerámico (espesor: $\delta z = 7,40 \pm 0,05 \text{ mm}$) debido al gradiente, es medido usando unos indicadores de cambio de volumen de agua. Esta medida de volumen V_m es dibujada contra espacios de tiempo en la Fig. 3.11. El coeficiente de permeabilidad k_d se determina por la siguiente expresión:

$$k_d = \frac{\Delta V_m \delta z}{\Delta t \delta h A} \quad (3.2)$$

donde ΔV_m es el volumen de agua medido que cruza el disco cerámico en un área de sección transversal A durante un incremento de tiempo Δt . En la Fig. 3.12 se muestra la pérdida de la permeabilidad con el tiempo del disco cerámico con una permeabilidad inicial de $3,9 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ hasta $3,5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

Se observó que la porosidad del disco cerámico en contacto con el suelo, y consecuentemente su permeabilidad intrínsec, disminuye por el progresivo efecto de envejecimiento. Los discos cerámicos contienen diferentes proporciones de caolín, alúmina, talco y materiales feldespáticos: 56% SiO_2 , 15% Al_2O_3 , 12% MgO , y pequeñas cantidades de Fe_2O_3 , CaO , TiO_2 , K_2O y Na_2O , según especificaciones del fabricante (Soilmoisture Equipment Corp Specifications). Los cambios de porosidad pueden deberse a la oclusión de la cerámica por migración de coloides o efectos de intercambio catiónico a través del agua.

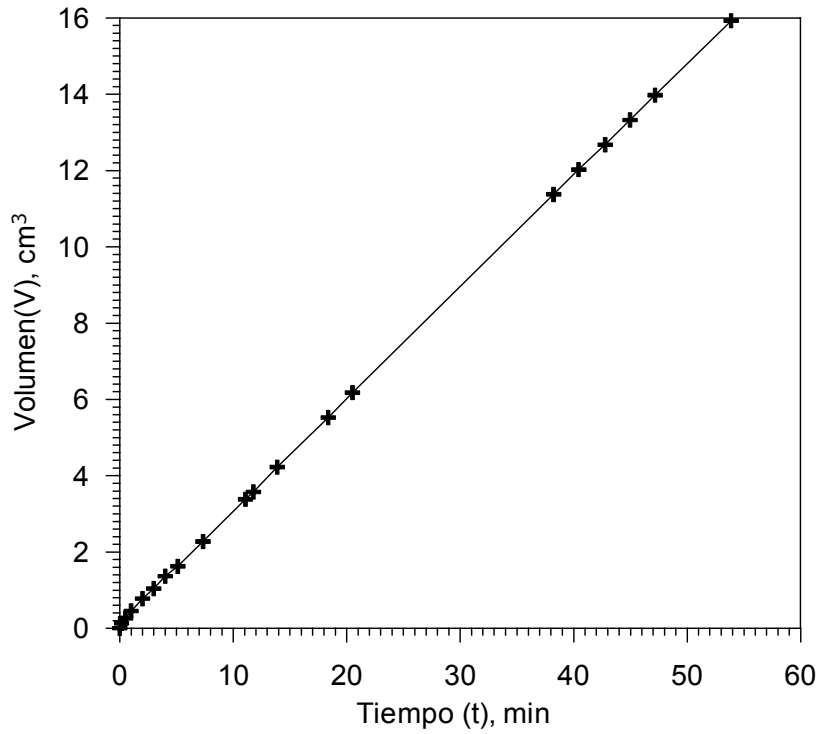


Figura 3.11
Relación entre volumen de agua – tiempo, para obtener la permeabilidad de la muestra y ratificar el 100 % de saturación de la misma

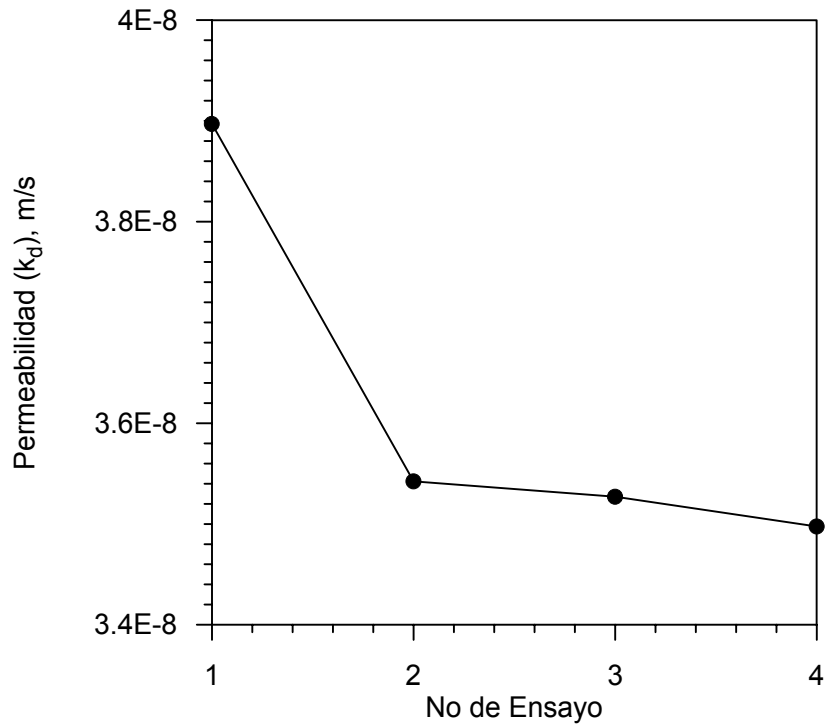


Figura 3.12
Efecto de envejecimiento sobre la permeabilidad al agua en el disco cerámico de AVEA, entre ensayo y ensayo

3.4 Caracterización del suelo usado

3.4.1 Origen geológico y composición del suelo

Por su ubicación geográfica la entidad de estudio se localiza dentro de la zona tropical, recibiendo influencia de los vientos del este provenientes del Golfo de México con una carga considerable de humedad. La Sierra Gorda obstaculiza estas corrientes, lo que origina precipitaciones en su vertiente oriental, mientras que en la vertiente interior prevalecen sequedad y aridez, (Márquez, 2002).

Conforme a los parámetros de temperatura se distinguen tres tipos climáticos: cálidos, semicálidos y templados, con temperaturas variables de 12 a 26 °C.

Como resultado de su complicada estructura orográfica, en el estado de Querétaro existen diversos tipos de suelos; en la parte sur, predominan los del tipo feozem, vertisol y litosol, frecuentemente pobres en materia orgánica, de fertilidad baja a moderada, excepto los que se presentan en los valles de San Juan del Río, Querétaro, Pedro Escobedo, El Marqués y Corregidora, que se han formado con materiales de origen residual, aluvial y coluvial; son profundos, planos o con poca pendiente.

En la porción central del estado se cuenta con estratos de suelo, frecuentemente con menos de 50 cm de profundidad, limitados por un estrato rocoso o por un material inerte (tepetate). Los tipos más representativos en esta zona son los luvisoles, rendzinas, regosoles y feo-zems, cuya principal capacidad es la actividad pecuaria. Dadas las condiciones climáticas y topográficas de la zona, el uso agrícola tiene fuertes limitaciones para su desarrollo.

En la región montañosa, al norte del estado, los suelos se han derivado de rocas sedimentarias fundamentalmente calizas; los tipos de suelos que se presentan son litosoles, luvisoles, rendzinas y cambisoles; son someros, de textura fina, baja fertilidad y subyacen a una capa de roca o tepetate, localizándose, además, en lugares de pronunciadas pendientes.

Los efectos de la erosión hídrica del suelo son particularmente notorios y severos en muchas zonas de las regiones de Amealco, Huimilpan y San Juan del Río, así como en otras partes del estado en que predomina el feozem; de manera igualmente importante, se observan algunos suelos de tipo luvisol de las zonas de Pinal de Amoles, San Joaquín y Landa de Matamoros.

Casi todo el estado forma parte de la cuenca del río Pánuco, a excepción de su zona occidental, en la que se ubica la ciudad de Querétaro.

3.4.1.1 Características de los suelos muestreados

Para el presente trabajo, se realizó un programa de muestreo de materiales, con el propósito de encontrar uno que cumpliera con ciertas características en sus propiedades geotécnicas adecuadas para poder llevarlo a buen término.

Los materiales se obtuvieron de muestreos alterados, de los cuales se realizaron tres en el nuevo Aeropuerto de la ciudad de Querétaro, uno en la comunidad La Lira y otro en la terminal de autobuses de Querétaro. La razón por la que se escogieron estos suelos, en una primera etapa, es básicamente su antecedente de colapsar al aumentar su grado de saturación.

Los tres suelos muestreados en el Aeropuerto presentan las siguientes características:

Localización:	<i>Nuevo Aeropuerto de la ciudad de Qro.</i>
Profundidad de la muestra:	<i>1,5 m</i>
Descripción de la muestra:	<i>Limo color amarillo</i>
Tipo de muestreo:	<i>Alterado</i>

El cuarto suelo presenta las siguientes características:

Localización:	<i>Terminal de Autobuses de Querétaro</i>
Profundidad de la muestra:	<i>1,8 m</i>
Descripción de la muestra:	<i>Limo color café claro</i>
Tipo de muestreo:	<i>Alterado</i>

El quinto suelo presenta las siguientes características:

Localización:	<i>Comunidad La Lira, Qro.</i>
Profundidad de la muestra:	<i>2,3 m</i>
Descripción de la muestra:	<i>Limo color café claro</i>
Tipo de muestreo:	<i>Alterado</i>

3.4.2. Difracción de rayos X

La difracción de rayos X es uno de los métodos más usados en la identificación de minerales en suelos de grano fino y el estudio de su estructura cristalina. A causa de la longitud de onda, alrededor de 1 Å, del mismo orden que el espaciamiento de un plano atómico en materiales cristalinos, los rayos X son eficaces en el estudio de estructuras cristalinas.

Equipo y descripción del método

Se utilizó el Difractómetro de Rayos X, marca SIEMENS, Modelo D 5000, con un tubo de rayos X con ánodo de cobre operado a 35 kV y 35 mA, del Centro Nacional de Metrología (CENAM).

La configuración geométrica utilizada corresponde a la geometría de alta resolución, analizando para cada muestra, un intervalo en 2θ de 15 a 65° con una velocidad de barrido de 0,03°/s.

El análisis por difracción de rayos X revela la estructura cristalina de las muestras analizadas, proporcionando información de los compuestos constituyentes (en concentraciones mayores al 5 % en peso para muestras complejas, como en este caso).

En este estudio es posible observar los cambios en la composición química entre las diferentes fracciones de las muestras de suelos y también identificar los compuestos que están presentes, así como proporcionar una idea de su concentración relativa entre las muestras.

Preparación de las muestras

Para las fracciones denominadas FONDO (polvo), sólo se empacó en los portamuestras; para las otras fracciones, excluyendo las de fragmentos mayores, se redujo el tamaño de partícula por medio de un mortero de ágata para posteriormente empacarlas en los portamuestras de aluminio procurando no inducir orientaciones preferenciales de las partículas. El análisis de cada muestra se realizó de forma independiente y continua de manera que la exposición a la humedad ambiental de las partículas recién formadas fue mínima.

Las partículas de polvo aleatoriamente orientadas en todas direcciones aseguran que algunas lo sean con respecto al haz del rayo X que produce una característica de reflexión continua y un valor de θ (ángulo del rayo difractado) correspondiente al espaciamiento de los planos prominentes. Como no hay minerales que tengan el mismo espaciamiento del plano, el ángulo al cual ocurre la difracción es usado para la identificación de los componentes cristalinos (ley de Bragg: Mitchell, 1993).

La Fig. 3.13 corresponde a un ensayo de difracción de rayos X para el suelo Aeropuerto -1 (que es el suelo seleccionado para este estudio) y en la Fig. 3.14, se construye la gráfica tridimensional mostrando las diferentes fases cristalinas. Los detalles del montaje e instrucciones de operación de la unidad de difracción se describen en Willard, *et al* (1974). La composición mineralógica de la fracción fina ($< 63 \mu\text{m}$) está fundamentalmente compuesta por: cuarzo, albita, calcita y muscovita. La fracción de muscovita podría igualarse con la illita, pero sería necesario un análisis químico para confirmar su presencia.

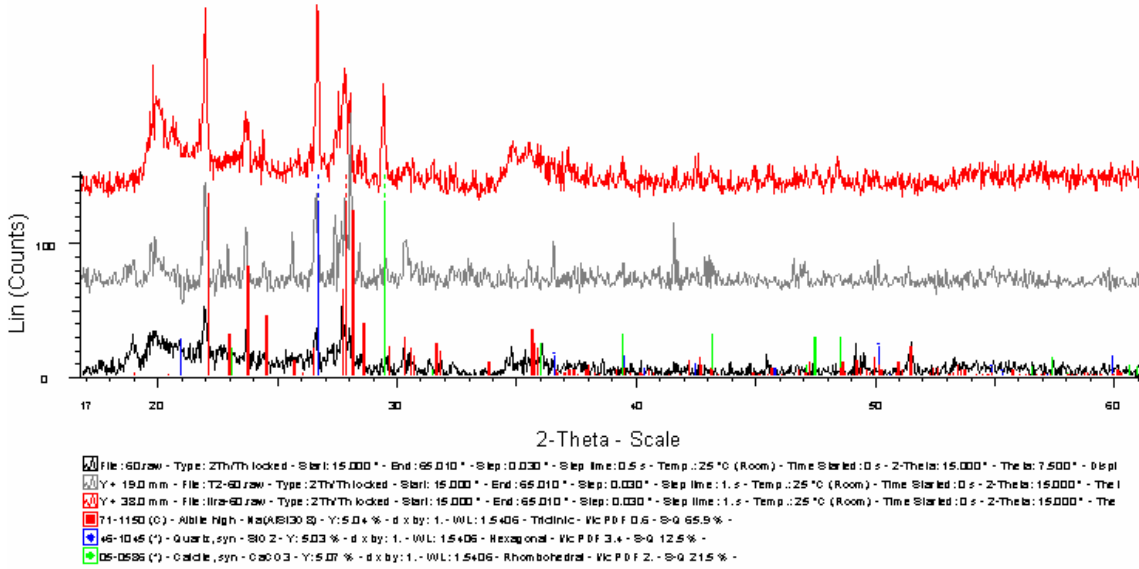


Figura 3.13
Difracción de rayos – X de limo del alta compresibilidad del aeropuerto de la ciudad de Querétaro

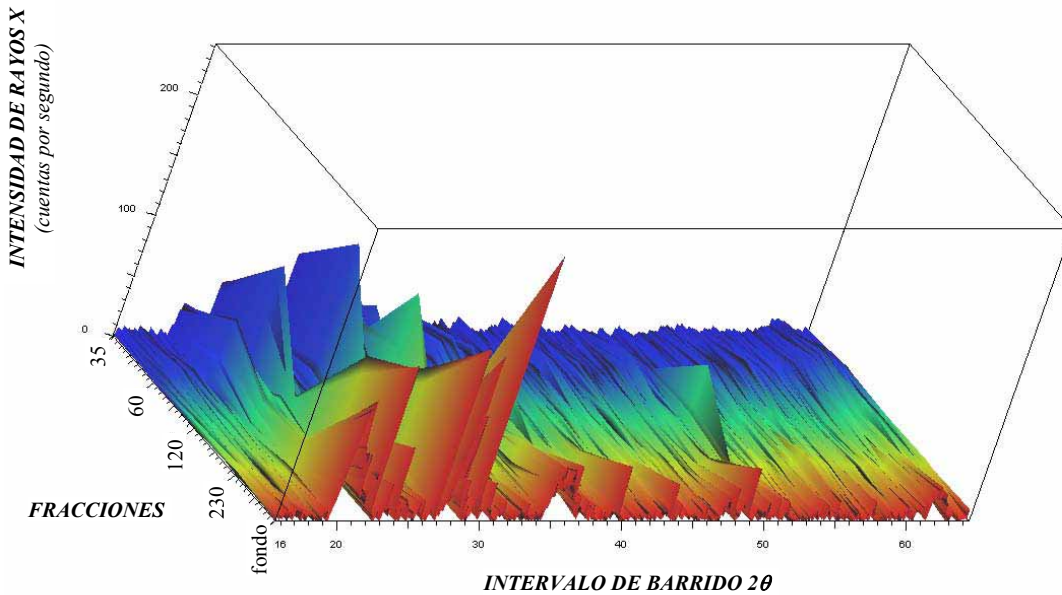


Figura 3.14
Gráfica en 3D mostrando las diferentes fases cristalinas del limo de alta compresibilidad del aeropuerto de la ciudad de Querétaro

3.4.3 Ensayos de clasificación geotécnica

3.4.3.1 Límites de consistencia

Se determinaron los límites líquidos (w_L) y plásticos (w_P), para cada suelo, previamente secado al aire, para un material que pasa por el tamiz No 40, siguiendo los procedimientos de la Norma ASTM D4318. Los valores medios que se obtuvieron, para los cinco suelos se indican en la Tabla 3.1. La humedad higroscópica promedio de los cinco, es de $w_h = 9,0 \%$. Los suelos muestreados, pueden ser clasificados de acuerdo a la carta de plasticidad (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; SUCS) como limo de baja compresibilidad para el suelo de La Lira y TAQ; de alta compresibilidad para el suelo del Aeropuerto – 3; en el caso de los suelos del Aeropuerto 1 y 2 no presentaron plasticidad (NP). En la Fig.3.15 se muestra la carta de plasticidad.

Tabla 3.1
Límites de consistencia

Suelo	w_L %	w_P %	I_P %	SUCS
TAQ	46	34	12	ML
Lira	44	32	12	ML
Aeropuerto – 1, (A-1)	---	---	---	NP ¹
Aeropuerto – 2, (A-2)	---	---	---	NP ¹
Aeropuerto – 3 (A-3)	53	29	24	MH

¹ NP = No Plástico

3.4.3.2 Granulometría

Estas pruebas permiten determinar la composición por tamaños (granulometría) de las partículas que integran los materiales, mediante su paso por una serie de mallas con aberturas determinadas. El paso del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa. Con los resultados de la Tabla 3.2, se construyen las curvas granulométricas de los suelos (Fig. 3.16).

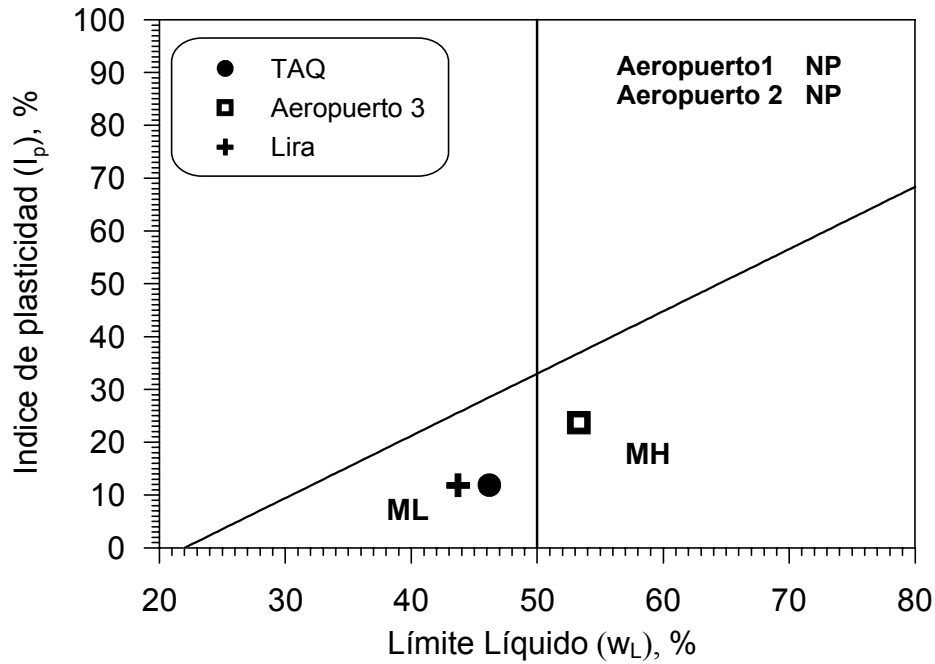


Figura 3.15
Carta de plasticidad

Tabla 3.2
Fracción granulométrica de las partículas del suelo (método de tamizado)

No de Malla	Abertura (mm)	Material que pasa (%)				
		A-1	A-2	A-3	Lira	TAQ
10	2,0	100	100	100	100	100
18	1,0	93	70	70	71	94
35	0,5	89	62	62	53	83
60	0,25	85	53	53	37	71
120	0,125	77	41	41	23	55
230	0,063	59	28	28	11	27
Fondo	< 0,063	23	14	14	4	9

Las muestras A-1 y TAQ presentan un mayor porcentaje en el intervalo de tamaño de partícula de 63 a 250 μm . En A-1 se puede decir que hay partículas más finas (63 μ o menores). Los suelos A-2, A-3 y Lira contienen alrededor del 40 a 50 % de material entre 63 y 250 μm .

Otra característica geotécnica que se determinó fue la densidad de las partículas (ρ_s) mediante el procedimiento del picnómetro (Norma ASTM D-854-83), dando como resultado un valor de $2,65 \text{ g/cm}^3$.

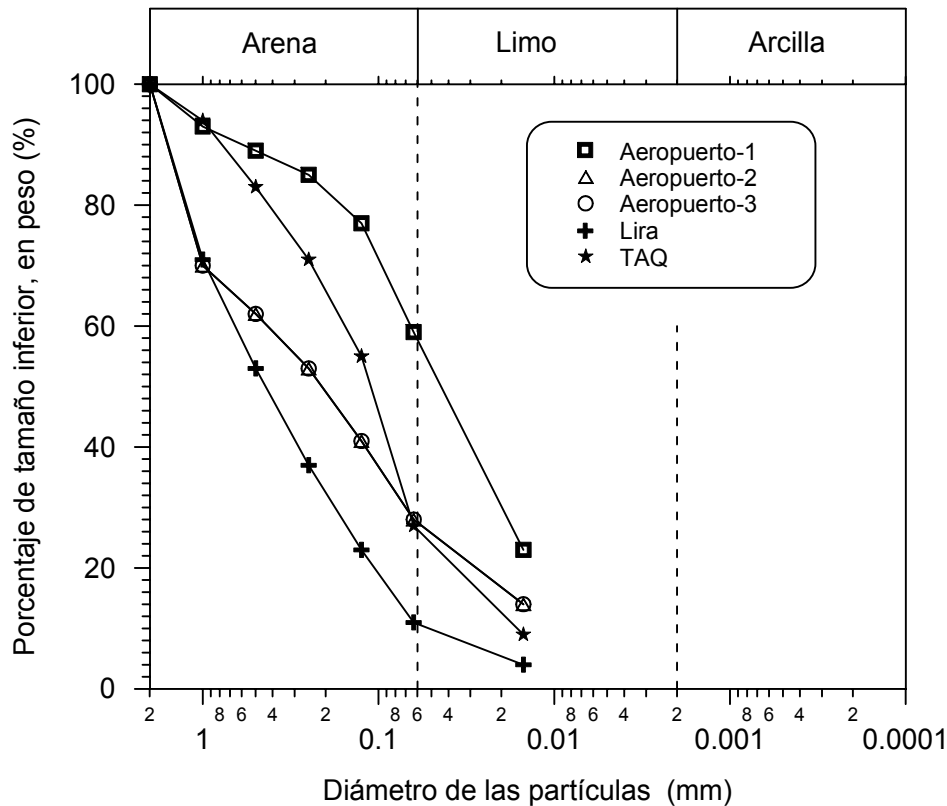


Figura 3.16
Curva granulométrica para los cinco suelos

3.4.3.3 Obtención de las curvas de compactación bajo el método Próctor estándar

Por sus características, el procedimiento de compactación, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupan los poros del suelo, y en la reducción rápida del índice de vacíos (e) a contenido de agua constante. El objetivo básico de la compactación de un suelo, es la obtención de un nuevo material con un comportamiento adecuado para su aplicación específica. La compactación genera en el suelo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales, causando entre otros efectos su densificación, aumento de la resistencia mecánica, incremento de la rigidez, disminución de la permeabilidad, y reducción de la erosionabilidad. Estos son algunos de los efectos más importantes, pero también altera la estructura del suelo y modifica la anisotropía de sus propiedades mecánicas (Morel, 1980).

Con el objetivo de obtener la masa volumétrica seca máxima (γ_{dmax}) y su contenido de agua correspondiente, denominada óptima (w_{op}), se realizaron ensayos de compactación Próctor normal conforme a los procedimientos y especificaciones de la Norma ASTM D-698, para los cinco suelos. En la Tabla 3.3 se incluyen los ensayos y en la Fig. 3.17 se muestran los parámetros obtenidos en el plano Próctor.

Tabla 3.3
Parámetros de las curvas de compactación (ASTM D-698)

Suelo	w_{op} (%)	γ_{dmax} kN/m ³
TAQ	33,0	11,76
Lira	31,0	12,76
Aeropuerto – 1, (A-1)	20,0	12,75
Aeropuerto - 2, (A-2)	22.5	12,76
Aeropuerto – 3, (A-3)	35,0	12,26

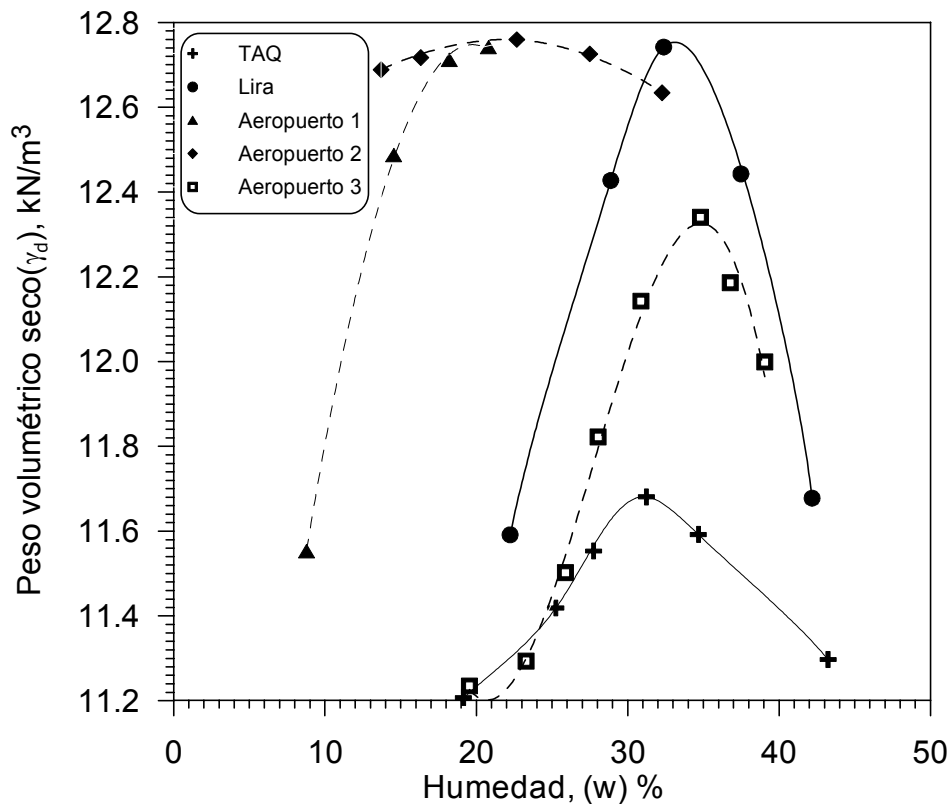


Figura 3.17
Curvas de compactación (ASTM D-698)

Para los suelos A-1 y A-2, que presentaron nula plasticidad, se observa en la Fig. 3.17, la dificultad para definir la curva y obtener sus parámetros. Mientras que para el suelo de la TAQ se alcanzaron valores bajos en la masa volumétrica seca para un valor similar en el contenido de agua de los suelos de A-3 y la Lira.

3.4.4 Ensayos previos de colapso

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo en estado no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser de colapso o de expansión. El fenómeno de colapso ha sido comentado en apartados anteriores (sección 2.3).

La realización de este programa de ensayos preliminares, tuvieron por objeto tener datos complementarios sobre tiempo–deformación, y carga–deformación en un espécimen compactado, así mismo seleccionar un material con tendencia a colapsar para llevar a buen término este trabajo de investigación. Con ello, también se pretende evaluar la tendencia al colapso del material artificialmente preparado.

El programa de ensayos se realizó para determinar bajo una carga (0,07 MPa) la deformación de colapso por inundación del suelo en muestras fabricadas a diferentes condiciones de humedad y densidad. El procedimiento de compactación fue siguiendo la Norma ASTM D-698. Para los ensayos se emplearon probetas de suelo de 63 mm de diámetro y 20 mm de altura, extraídas de la zona central de la probeta cilíndrica ($\phi=101,6$ mm y $h= 116,4$ mm) obtenida tras la compactación. Los ensayos se realizaron en los edómetros convencionales (sección 3.3.2 y Fig. 3.5) aplicando una carga vertical (σ_v). Una vez estabilizada la deformación por la carga vertical, se saturó la muestra mediante inundación a carga constante. En la Tabla 3.4 y en la Fig. 3.18 se presentan las condiciones iniciales de cada muestra ensayada.

Tabla 3.4
Ensayos previos de colapso bajo inundación y condiciones iniciales

Suelo	w₀ %	γ_{d0} kN/m³	e₀	Sr₀ %
A – 1	14.5	11,29	1,34	27
A – 2	14.0	12,63	1,09	35
A – 3	26,0	10,81	1,36	51
TAQ	22,0	11,45	1,29	46
Lira	25,5	11,77	1,25	56

Nota: w₀= contenido de agua inicial; γ_{d0} = masa volumétrica seca; e₀ = relación de vacíos inicial; Sr₀= grado de saturación

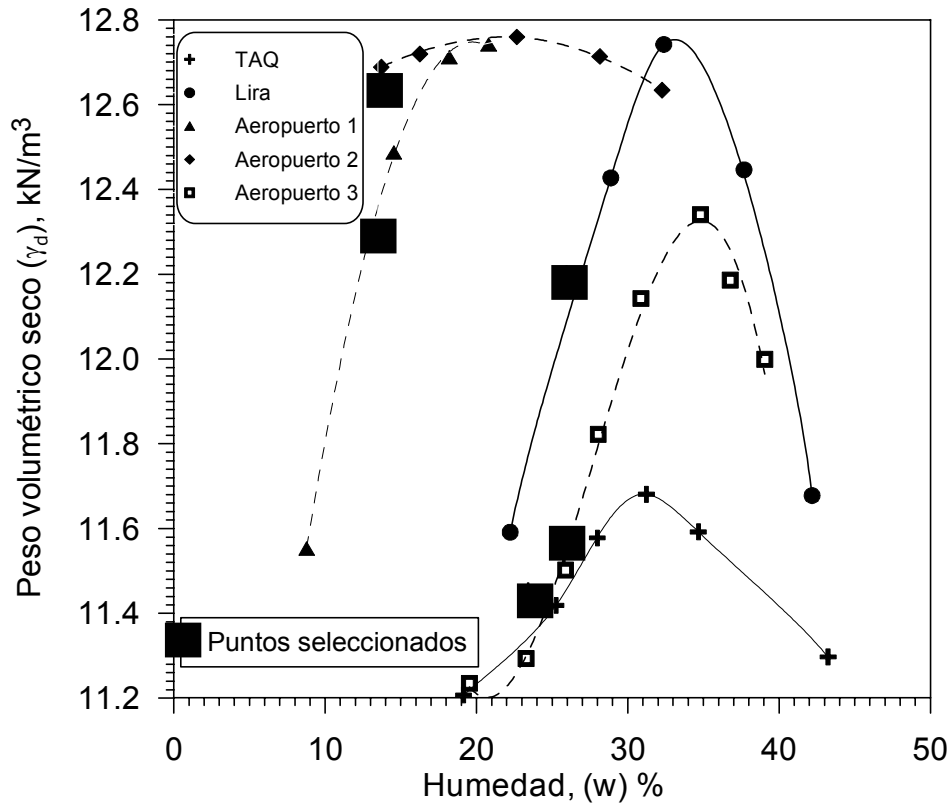


Figura 3.18

Condiciones iniciales de las muestras para los ensayos previos de colapso

Los resultados obtenidos de los ensayos previos de colapso se resumen en la Tabla 3.5 y en la Fig. 3.19 se muestra los resultados en el plano, carga vertical (σ_v) – deformación de colapso (ε_{cv}).

Tabla 3.5
Resultado de los ensayos previos de colapso bajo inundación

Suelo	γ_{d0}	γ_{d1}	ε_{cv}
	kN/m ³	kN/m ³	%
A – 1	11,29	11,41	0,40
A – 2	12,63	13,40	5,86
A – 3	10,81	11,75	5,62
TAQ	11,45	11,82	4,44
Lira	11,77	11,88	-0,29

Nota: ε_{cv} = deformación de colapso; γ_{d1} = masa volumétrica seca antes de la saturación y con presión vertical aplicada de 0,07 MPa; γ_{d0} = masa volumétrica seca inicial

Se observa que para el suelo La Lira, se presentó un aumento de volumen (expansión) y para el Aeropuerto 1, la deformación del colapso fue poco importante, mientras que para los suelos Aeropuerto 2 y 3, se presentó la mayor deformación de colapso.

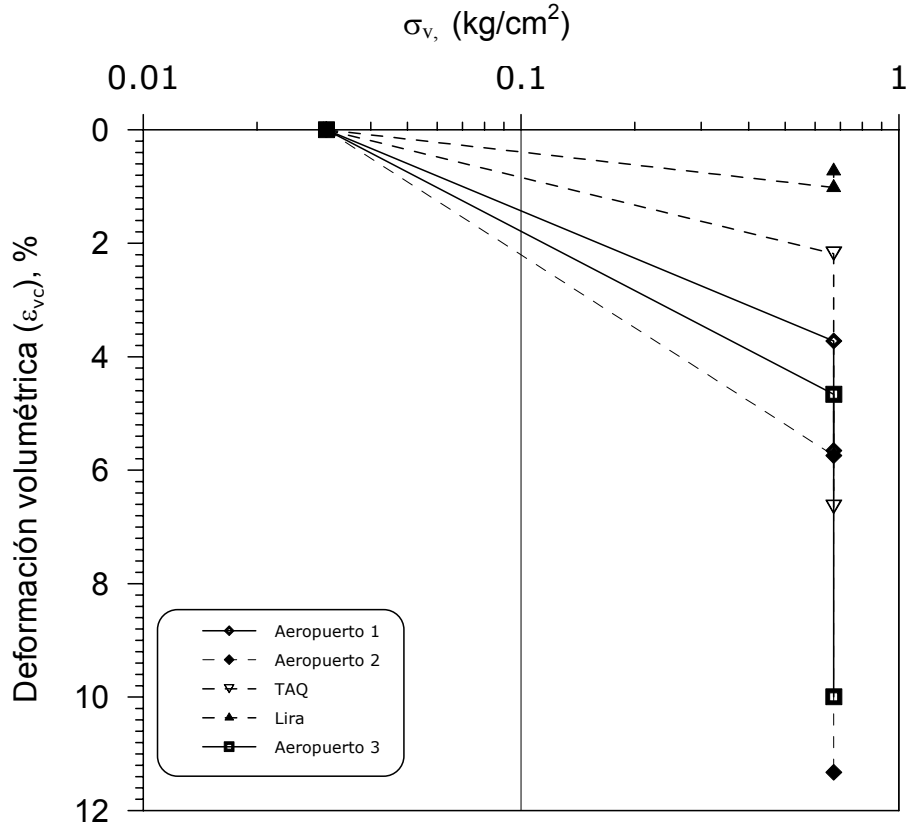


Figura 3.19
Ensayos previos de colapso bajo inundación a carga constante

Con los resultados de difracción de rayos X, límites de consistencias, granulometrías, determinación de las curvas de compactación y los ensayos previos de colapso, realizados en los cinco suelos, se eligió utilizar el suelo Aeropuerto - 3 (A-3) para llevar a cabo esta investigación, por lo tanto, cuando se haga mención del suelo será el A-3, a menos que se indique lo contrario.

Este suelo, es un limo de alta compresibilidad que posee un límite líquido de $w_L = 53\%$, un límite plástico de $w_P = 24\%$ y un 67 % de partículas menores de $0,075 \mu\text{m}$. La densidad de las partículas es de $2,65 \text{ Mg/m}^3$. Según el análisis de difracción de rayos-X, los minerales dominantes en la fracción arcillosa son la Albita y Muscovita.

3.5 Ensayos de compactación y técnica de preparación de las diferentes estructuras de suelo usado en los ensayos (A-3)

3.5.1 Ensayos de compactación Próctor estándar (Manual SCT, M-MMP-1-09, Compactación AASHTO)

El objetivo de las pruebas es determinar la curva de compactación de los materiales y a partir de ésta inferir su masa volumétrica seca máxima y su contenido de agua óptimo. Consisten en determinar las masas volumétricas secas de un material compactado con diferentes contenidos de agua, mediante la aplicación de una misma energía de compactación en prueba dinámica y, graficando los puntos correspondientes a cada determinación, trazar la curva de compactación del material. Una vez que se determinó la succión total con la técnica psicrométrica, se pudo conocer su historia de esfuerzos, que conduce a unas condiciones iniciales.

- **Equipo y Materiales**

El equipo para la ejecución de las pruebas estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Todos los materiales por emplear serán de alta calidad.

Moldes

Metálicos de forma cilíndrica, de volúmenes V y masas W_i conocidos, provistos de una placa de base metálica a la cual se asegura el cilindro y una extensión o collarín removible con diámetro interior igual al del cilindro, con la forma y dimensiones indicadas en la Fig. 3.20, dependiendo de la variante de prueba, según lo indicado en la Tabla 3.6.

Variantes de las pruebas

Las pruebas se pueden realizar con una de las siguientes cuatro variantes, según se muestra en la Tabla 3.6.

Variante A: se aplica a materiales que pasan la malla N°4 (4,75 mm) y se compactan en el molde de 101,6 mm de diámetro interior.

Variante B: se aplica a materiales que pasan la malla N°4 (4,75 mm) y se compactan en el molde de 152,4 mm de diámetro interior.

Variante C: se aplica a materiales que pasan la malla $\frac{3}{4}$ " (19 mm) y se compactan en el molde de 101,6 mm de diámetro interior.

Variante D: se aplica a materiales que pasan la malla $\frac{3}{4}$ " (19 mm) y se compactan en molde 152,4 mm de diámetro interior.

TABLA 3.6
Características de las variantes de las pruebas de compactación

Tipo de prueba	Estándar		Modificada	
Masa del pisón, kg	2,5 ± 0,01		4,54 ± 0,01	
Diámetro del pisón, mm	50,8		50,8	
Altura de caída del pisón, cm	30,5 ± 0,1		45,7 ± 0,1	
Número de capas	3		5	
Variantes	A y C	B y D	A y C	B y D
Tamaño máximo del material, mm	4,75 (N°4)	19,0 (¾")	4,75 (N°4)	19,0 (¾")
Diámetro int. del molde, mm	101,6 ± 0,4	152,4 ± 0,7	101,6 ± 0,4	152,4 ± 0,7
Número de golpes por capa	25	56	25	56
Tamaño de la muestra de prueba, kg	4,0	7,5	4,0	7,5

La variante a usarse debe indicarse en la especificación para el material que está siendo probado. Si ninguna variante está especificada se utilizará la variante A.

En este estudio se utilizó la variante A.

- **Preparación de la muestra**

1. El material es secado al aire, disgregado y se separa por cuarteos en porciones representativas de aproximadamente 4 kg.
2. El material se criba a través de la malla N°4 (4,75 mm), el cribado se efectúa en forma manual, colocando la fracción que pasa en una charola y desechando el retenido
3. Determinada la humedad higroscópica, se procede al cálculo de la cantidad de suelo y agua necesarios para obtener la masa unitaria seca (γ_d), y el contenido de agua (w) deseado, una vez conocida la masa del suelo seco (w_{ss}) que ocupará el volumen (V) del molde ($w_{ss} = \gamma_d V$). La cantidad de suelo, w'_{ss} , (incluyendo la humedad higroscópica, w_h) que se necesita pesar para la preparación de la probeta, se obtiene por la siguiente expresión:

$$w'_{ss} = w_{ss} \left(1 + \frac{w_h}{100} \right) \quad (3.4)$$

A su vez, la cantidad de agua a añadir al suelo (descontando la humedad higroscópica) está dada por la siguiente ecuación:

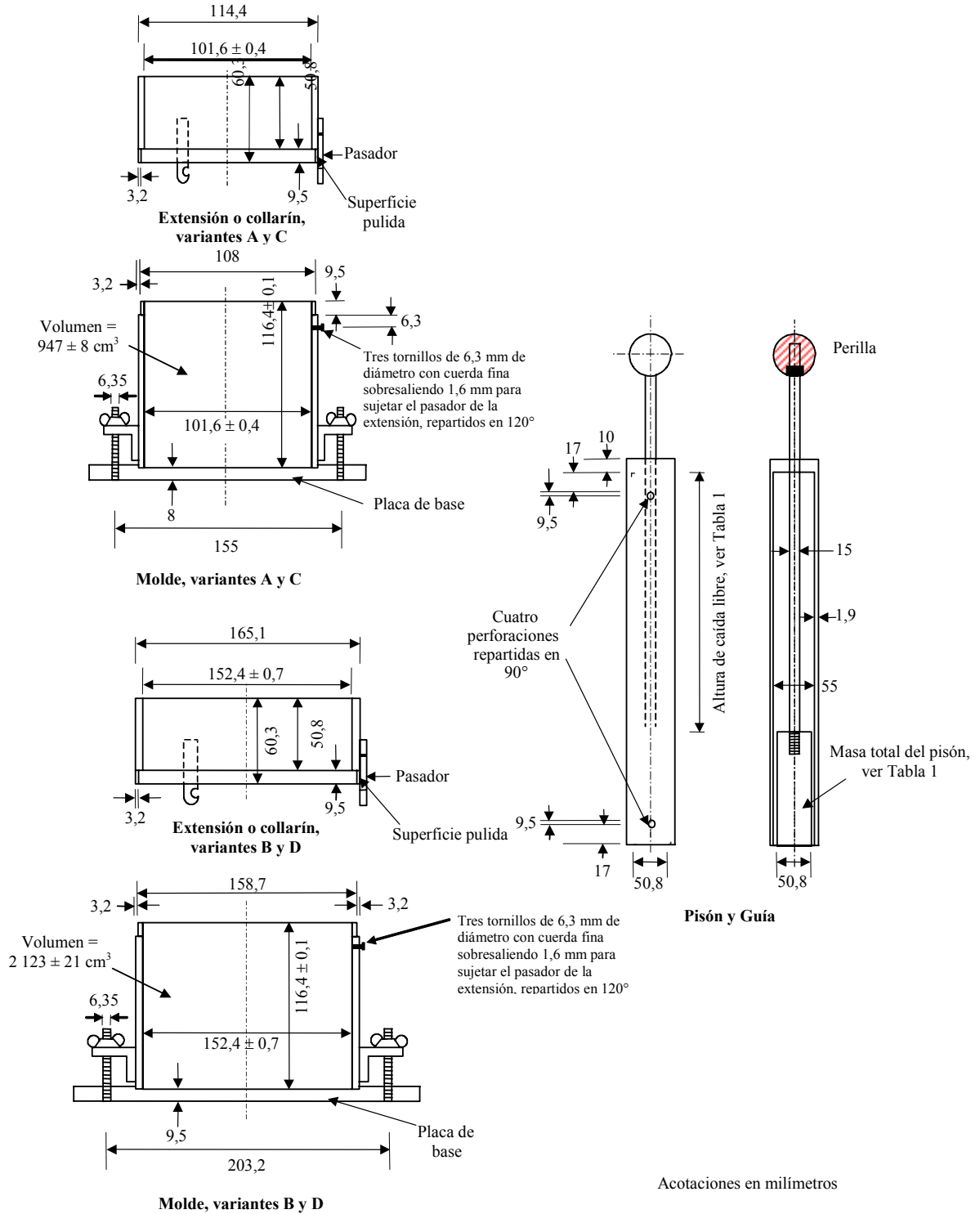


Figura 3.20
Moldes cilíndricos y pisones para las pruebas de compactación AASHTO

$$w'_w = w_{SS} \left(\frac{w - w_h}{100} \right) \quad (3.5)$$

4. Con la incorporación del agua con un atomizador, se procede a la homogeneización del agua con el suelo, seguida de una amasadura del mismo con una espátula en una charola rectangular de 40 x 70 x 10 cm.
5. Como durante la homogeneización ocurre una evaporación de agua, la cantidad evaporada se corrige añadiendo un valor que corresponda a la pérdida por evaporación. En todas las mezclas se utilizó agua destilada.
6. Se optó por 24 horas de curado en bolsas de plástico, para garantizar una condición homogénea en las muestras

- **Procedimiento de las pruebas**

1. Se coloca una de las fracciones de material en el molde de prueba seleccionado de acuerdo con la variante A, con su respectiva extensión, el cual se apoya sobre el bloque de concreto para compactar el material con el pisón que corresponda, aplicando 25 golpes, repartiendo uniformemente los golpes en la superficie de la capa, como se muestra en la Fig. 3.21. Se utilizó el pisón de 2,5 kg, con una altura de caída libre de 30,5 cm. Se escarifica ligeramente la superficie de la capa compactada y se repite el procedimiento descrito para las capas subsecuentes.



FIGURA 3.21
Elaboración del espécimen de prueba

2. Terminada la compactación de todas las capas, se retira la extensión del molde y se verifica que el material no sobresalga del cilindro en un espesor promedio de 1,5 cm como máximo; de lo contrario la prueba se repetirá utilizando de preferencia una nueva porción de suelo. En el caso de que no exceda dicho espesor, se enrasa cuidadosamente el espécimen con la regla metálica.
3. A continuación, se determina la masa del cilindro con el material de prueba y se registra como W_i , en g, anotándola en una hoja de registro, como la mostrada en la Fig. 3.22.
4. Se saca el espécimen del cilindro, se corta longitudinalmente y de su parte central se obtiene una porción representativa para determinar su contenido de agua (w), se registran los datos correspondientes a esta determinación en la misma hoja de registro como la mostrada la Fig. 3.22.
5. Los pasos del 1 al 4 se repiten para cada una de las porciones de suelo que contienen diferente contenido de agua hasta que dicho contenido sea tal que el último espécimen elaborado presente una disminución apreciable en su masa con respecto al anterior. Para definir convenientemente la variación de la masa volumétrica de los especímenes elaborados respecto a sus contenidos de agua, se requiere compactar, como mínimo, cuatro o cinco especímenes.
6. En este estudio, para fines de tener una curva de compactación bien definida y determinar la succión total de cada muestra compactada, se compactaron alrededor de 14 especímenes para cada curva de compactación.
7. Se realizaron tres curvas de compactación correspondientes a las energías (E) de compactación de 1200, 600 y 300 kN-m/m³, siendo la energía de 600 kN-m/m³ utilizando las variantes A en la ecuación 2.11.
8. La succión total (Ψ) de las muestras, después de la compactación se obtuvo con un psicrómetro de termopar (Fig. 3.2). En la Fig. 3.23 las líneas continua indican los valores de succión total (Ψ) tras la compactar las muestras con diferentes combinaciones de energía de compactación y contenido de agua. En el inciso 3.3.1 se describen las características y calibración del psicrómetro utilizado.

En la Fig. 3.23 se presentan las curvas de compactación y los contornos de igual succión, como resultado de la interpolación de diferentes datos (alrededor de 350 resultados) obtenidos al variar contenidos de agua y densidad seca, siguiendo el procedimiento de compactación descrito. La succión total se midió después de la compactación, con un psicrómetro de transistor (Woodburn, *et al*, 1993). Por otro lado, se realizaron repetidas medidas en el rango de baja succión (valores menores de 500 kPa), donde el psicrómetro no presenta una buena repetibilidad. Por otro lado, no se presentaron importantes cambios en contenidos de agua a valores de succión mayores de 4 MPa.

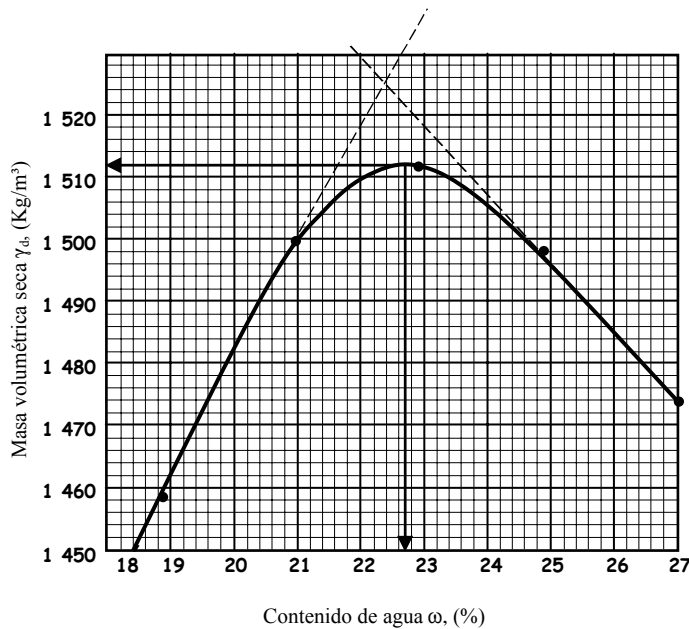
PRUEBA DE COMPACTACION DINAMICA

OBRA: Autopista: Querétaro - Irapuato	FECHA: 17 de Agosto de 2000.
LOCALIZACIÓN: Km 64+183	PRUEBA: 22-125
TRAMO: _____	OPERADOR: Ernesto Hernández
SUBTRAMO: _____	CALCULÓ: Gabina Marcial
ORIGEN: _____	
SONDEO No.: PCA-7	
MUESTRA No.: 5	
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa con 30% aproximadamente de grava (SC)	

METODO **AASHTO Estándar** MOLDE: **R** MASA EN g: **2 750**
 VARIANTE: **A** No. DE GOLPES POR CAPA: **25**

Espécimen número		1	2	3	4	5
Contenido de agua	Cápsula número	2	6	3	9	1
	Masa cápsula + Suelo húmedo, (g)	193,8	204,2	198,1	172,4	187,9
	Masa cápsula + Suelo seco, (g)	169,0	177,0	171,0	143,8	156,8
	Masa del agua, (g)	24,8	27,2	27,1	28,6	31,1
	Masa cápsula, (g)	38,0	47,2	52,3	28,9	41,5
	Masa suelo seco W_s , (g)	131,0	129,8	118,7	114,9	115,3
Contenido de agua ω , (%)		18,9	21,0	22,9	24,9	27,0
Masa volumétrica	Masa del molde + Suelo húmedo W_t , (g)	6 449	6 619	6 711	6 741	6 743
	Masa del molde W_r , (g)	2 750	2 750	2 750	2 750	2 750
	Masa suelo húmedo W_m , (g)	3 699	3 869	3 961	3 991	3 993
	Volumen del molde V , (cm ³)	2 133	2 133	2 133	2 133	2 133
	Masa volumétrica húmeda γ_m , (kg/m ³)	1 734	1 814	1 857	1 871	1 872
	Masa volumétrica seca γ_d , (kg/m ³)	1 458	1 499	1 511	1 498	1 474

$$\text{Masa volumétrica seca} = \frac{\text{Masa volumétrica húmeda}}{100 + \text{contenido de agua} (\%)} \times 100$$



OBSERVACIONES: **Masa Volumétrica**
Seca Máxima $\gamma_{d\text{máx}} = 1 512 \text{ kg/m}^3$
Humedad óptima $w_p = 22,7\%$

FIGURA 3.22

Hoja de registro y curva de compactación para prueba dinámica AASHTO

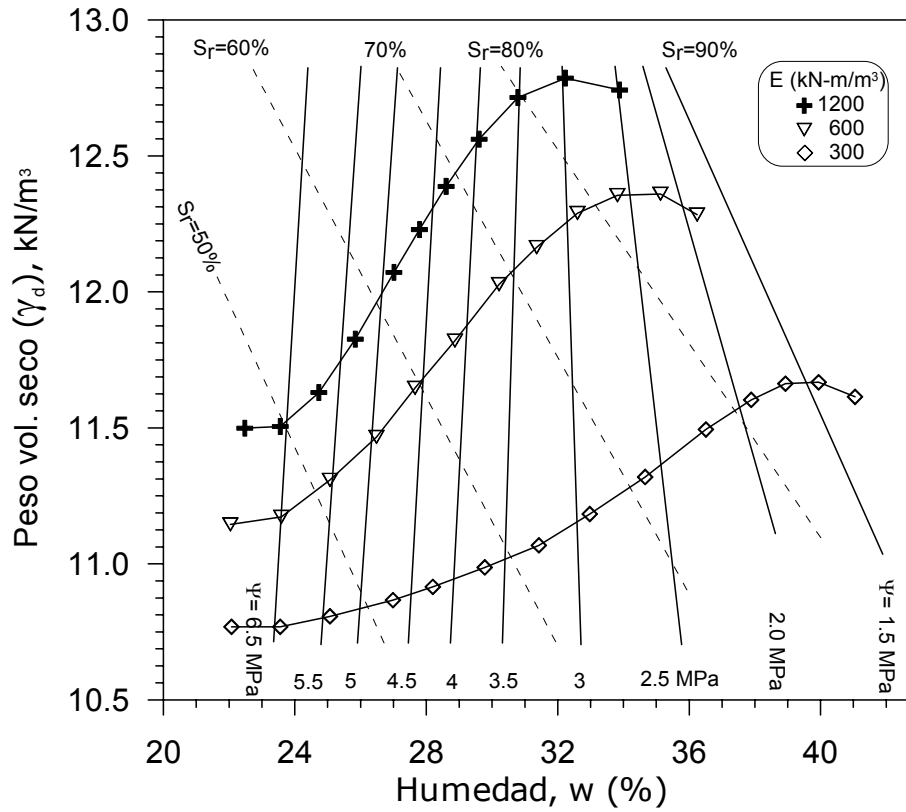


FIGURA 3.23
Curvas de compactación para tres valores de energía.
Las líneas continuas indican los contornos de igual succión

En la Tabla 3.7 se presentan los parámetros obtenidos de las curvas de compactación mostradas en la Fig. 3.23.

Tabla 3.7
Parámetros obtenidos de las curvas de compactación, (suelo: A-3)

E kN-m/m^3	w_{op} %	γ_{dmax} kN/m^3	S_r %	Succión total (Ψ) MPa
300	40	11,71	≈ 90	$\approx 1,5$
600	35	12,42	≈ 85	$\approx 2,5$
1200	32	12,85	≈ 85	$\approx 3,0$

• **Cálculos y resultados**

1. En la hoja de registro como la mostrada en la Fig. 3.22, se anota la masa volumétrica del material húmedo de cada espécimen; para calcularla se emplea la siguiente expresión:

$$\gamma_m = \frac{W_i - W_t}{V} \times 1\,000 \quad (3.6)$$

Donde:

- γ_m = Masa volumétrica del material húmedo, (kg/m³ o kN/m³)
- W_i = Masa del cilindro con el material húmedo compactado, (g)
- W_t = Masa del cilindro, (g)
- V = Volumen del cilindro, (cm³)

2. Se calcula y se registra en la hoja de registro (Fig. 3.22), la masa volumétrica seca de cada espécimen, empleando la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{100 + w} \times 100 \quad (3.7)$$

Donde:

- γ_d = Masa volumétrica seca del espécimen, (kg/m³ o kN/m³)
- γ_m = Masa volumétrica del material húmedo, (kg/m³ o kN/m³)
- w = *Contenido de agua del espécimen*, (%)

3. En una gráfica como la incluida en la hoja de registro que se muestra en la Fig. 3.22, en la que en el eje de las ordenadas se indican las masas volumétricas secas (γ_d) y en el de las abscisas los contenidos de agua (w), se dibujan los puntos correspondientes a cada espécimen, los que se unen con una línea continua de forma aproximadamente parabólica denominada curva de compactación, la que determina la variación de la masa volumétrica seca del material para diferentes contenidos de agua y una misma energía de compactación, como la que se ilustra en la misma Figura.
4. Se determinan y reportan la masa volumétrica máxima seca del material, $\gamma_{d\text{máx}}$, en kg/m³ o kN/m³ y su contenido de agua óptimo, w_o , en %, que se obtienen en forma gráfica de la curva de compactación: La ordenada en el punto más alto de dicha curva representa la masa volumétrica seca máxima $\gamma_{d\text{máx}}$ y la abscisa de ese punto, el contenido de agua óptimo, w_o .
5. En caso necesario, se determina la curva de saturación teórica del material, para lo que se calculan los contenidos de agua para las masas volumétricas secas, γ_d , con los que el material compactado quedaría saturado, $\gamma_{d\text{sat}}$. Este cálculo utilizando la siguiente expresión:

$$w_{sat} = \left(\frac{\gamma_o}{\gamma_d} - \frac{1}{S_s} \right) \times 100 \quad (3.8)$$

Donde:

w_{sat} = Contenido de agua para el cual el material, en las condiciones de compactación, estaría saturado, (%)

γ_d = Masa volumétrica seca del material compactado, (kg/m³ o kN/m³)

S_s = Densidad relativa de sólidos del material, (adimensional)

γ_o = Masa volumétrica del agua destilada a 4°C, (kg/m³ o kN/m³), considerada en la práctica como 1 000 kg/m³

3.5.2 Técnica de preparación de las muestras usadas en los diferentes ensayos

En este apartado se relata el proceso de preparación de las muestras. Todas las probetas fueron fabricadas conforme al procedimiento de compactación siguiendo el método de compactación descrito en la sección anterior (Fig. 3.23).

Para el programa de ensayos en los edómetros convencionales (inciso 3.3.2), y la nueva célula edométrica con control de succión (inciso 3.3.3), la geometría inicial de las probetas a compactar fue de 101,6 mm diámetro y 116,4 mm altura. En la Fig. 3.20, se muestra el molde cilíndrico utilizado (variante A).

En el caso de los ensayos de colapso bajo inundación a carga constante realizados en los equipos edométricos convencionales (Fig. 3.5), se utilizaron pastillas de suelo de 63 mm diámetro y 20 mm altura, labradas con un anillo edométrico biselado (Fig. 3.24) de la zona central de la probeta cilíndrica (101,6 mm diámetro y 116,4 mm altura), obtenida tras la compactación Próctor estándar.



FIGURA 3.24
Anillos edométricos biselados para la obtención de las probetas

En los ensayos realizados en la nueva célula edométrica con control de succión (inciso 3.3.3), en este caso los especímenes de suelo fueron de 61,5 mm de diámetro y 25,4 de altura, también obtenidas mediante labrado con un anillo edométrico biselado (Fig. 3.24) de la zona central de la probeta cilíndrica (101,6 mm diámetro y 116,4 mm altura), obtenida tras la compactación Próctor estándar.

Para cada probeta fabricada se obtiene un punto de la curva de compactación en el plano Próctor, caracterizado por la humedad (w_o); masa volumétrica seca (γ_d); o el índice de vacíos (e_o); grado de saturación (Sr_o); y la succión total (Ψ_o) que representan las condiciones iniciales de la muestra a ensayar.

3.6 Curvas succión/grado de saturación y succión/humedad. Curva de retención

3.6.1 Introducción

Las relaciones succión–humedad (o succión–grado de saturación) desempeñan un importante papel en la caracterización del suelo parcialmente saturado. La representación gráfica de esta relación se denomina *curva característica*, *curva de succión* o *curva de retención*. Sus valores corresponden a un suelo determinado, con una densidad también determinada. Su naturaleza está directamente asociada con la composición granulométrica, mineralógica y estructura del suelo. De una forma general la geometría de los poros, la magnitud y la composición mineralógica de la fracción fina son determinantes en la posición relativa, forma y pendiente de la curva característica.

El contenido de agua en el suelo bajo pequeños valores de succión depende primordialmente del efecto capilar y de la distribución de los poros, y por tanto de su estructura. Por otra parte para altos rangos de succión, cuando el agua retenida debe estar prácticamente adsorbida a las partículas, la importancia de la textura y de la superficie específica del material es superior a la de la estructura. Esto explica el hecho de que para una succión determinada, los valores del contenido de humedad en arcillas es superior a la de los limos y arenas (Hillel, 1971).

La curva característica de un suelo no es biunívoca, debido al fenómeno de histéresis. Ello origina que la curva para un suelo durante la fase de secado difiera de la correspondiente a la fase de humedecimiento, existiendo diferentes valores de contenidos de humedad para un determinado valor de succión. Se habla por ello de tramos de humedecimiento y secado.

Van Genuchten (1978, 1980) propuso un modelo para relacionar la succión y el contenido de humedad. Esta expresión que caracteriza el grado de saturación (Sr), o contenido de agua normalizado en función de la succión se expresa de la siguiente manera:

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \left(\frac{I}{I + (\alpha s)^n} \right)^m \quad (3.9)$$

Donde los parámetros α (relacionado con la entrada de aire en el suelo), n (relacionado con la pendiente del punto de inflexión), y m (relacionado con el contenido de agua residual) son constantes empíricas. El parámetro (m) se relaciona con (n) de la siguiente forma: $m = 1 - (1/n)$. En la anterior expresión (w) representa el contenido de humedad en el suelo, y w_{sat} el contenido de humedad en saturación.

3.6.2 Curva de retención

Con los valores de la succión total (Ψ) de las muestras compactadas (inciso 3.5.1) determinada con la técnica psicrométrica, se dibujan las curvas de succión–humedad de compactación (s, w), y succión–grado de saturación (s, S_r). Las curvas de retención se obtuvieron a índices de poro constante. En la Fig. 3.25 se muestra que para humedades de compactación crecientes, la succión disminuye. Por otro lado, en la Fig. 3.26 se observa cómo la succión en el suelo disminuye al crecer el grado de saturación del mismo. Los valores altos de succión se controlan principalmente por los poros intra–agregados. Bajo esta condición, un cambio en la densidad del suelo básicamente se refleja en un cambio en los vacíos de los macroporos, la cual tiene una pequeña influencia sobre la succión del suelo (Romero, 1999).

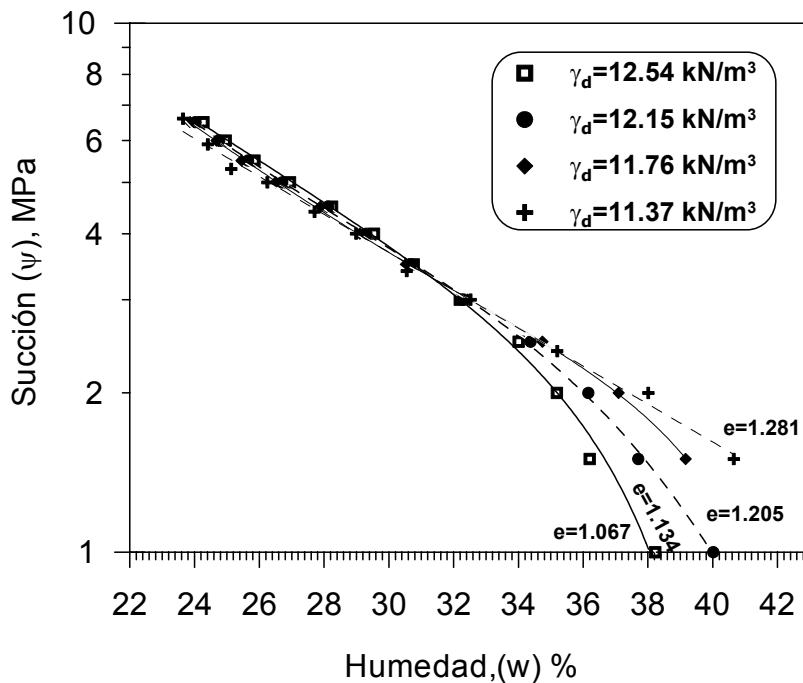


FIGURA 3.25

Relación succión total (Ψ) y contenido de agua (w), para diferentes masas volumétricas secas a porosidad constante (Técnica psicrométrica)

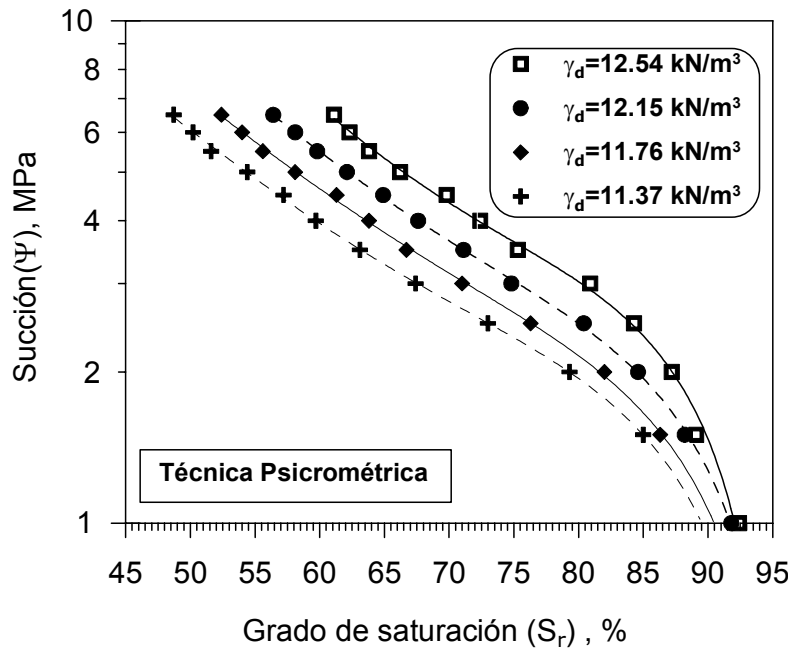


FIGURA 3.26

Curva de retención (succión & grado de saturación) a porosidad constante

En la Fig. 3.27 se muestran los valores experimentales y los teóricos conforme la relación de Van Genuchten (1980), y la ecuación 3.9.

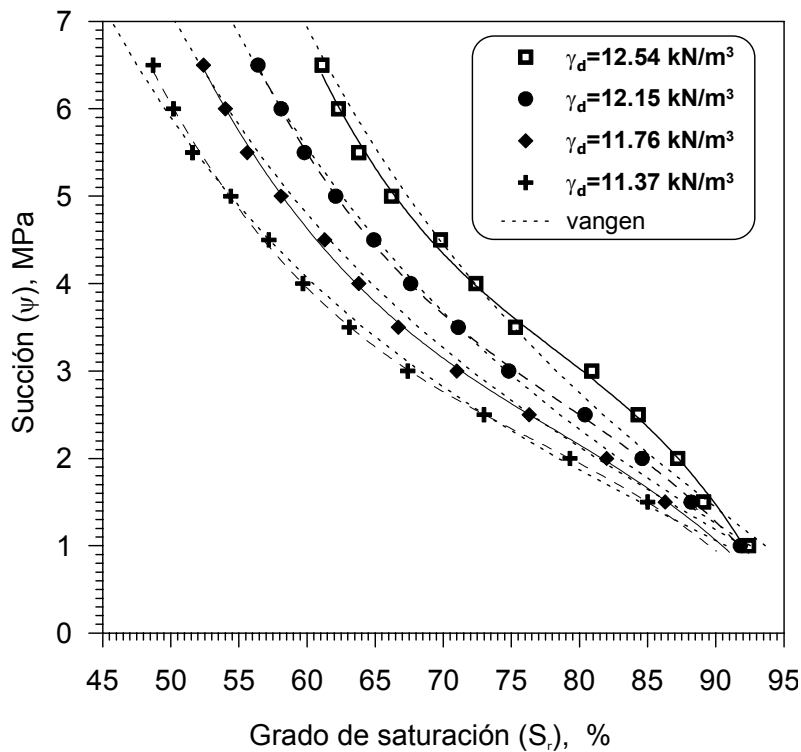


FIGURA 3.27

Comparación de la relación succión – grado de saturación obtenida con la expresión de Van Genuchten y los datos experimentales

4 Programa experimental y análisis de los resultados

4.1 Introducción

Los programas de ensayos se diseñaron teniendo en cuenta los objetivos de esta investigación y los equipos disponibles. El objetivo fundamental planteado para la realización de estos ensayos es reproducir repuestas características del suelo en estado no saturado, cuando se somete a cambios de succión y trayectorias de esfuerzos de forma tal que se obtenga información para modelar su comportamiento. El programa de ensayos de laboratorio previsto incluye, en consecuencia, diferentes trayectorias de esfuerzos por seguir para poner de manifiesto distintos aspectos (en especial los básicos) de los modelos de comportamiento. Se realizaron dos tipos de ensayos edométricos:

- a) Ensayos edométricos de colapso por inundación
- b) Ensayos edométricos con succión controlada

Para estos ensayos se utilizó un limo de alta compresibilidad (MH) de la zona del nuevo Aeropuerto de la ciudad de Querétaro (A-3). En el Capítulo 4 se describe en detalle la caracterización del suelo.

Las probetas para los ensayos se prepararon de acuerdo con el procedimiento de compactación descrito en la Fracción 3.5, así como la técnica de fabricación de las probetas en las diferentes series de ensayos.

La directriz general del programa de ensayos desarrollados en este trabajo se incluye en el proyecto de investigación denominada “*Nuevas líneas de investigación en suelos no saturados*” dirigida por los investigadores Mauricio Barrera Bucio y Paul Garnica Anguas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto Mexicano del Transporte (IMT).

4.2 Programa de investigación

La investigación experimental se efectuó con el objetivo de analizar el comportamiento deformacional del suelo no saturado asociado a los cambios en su contenido de agua (o succión). En este sentido, se han considerado de gran importancia los aspectos referentes al tiempo de equilibrio en su contenido de agua y su influencia en los parámetros del suelo.

Así, el programa de ensayos fue concebido procurando por una parte, determinar las propiedades hidráulicas del suelo y, por otra, su comportamiento mecánico. En lo que respecta a las propiedades hidráulicas, fueron analizadas las relaciones succión–humedad, su comportamiento histerético; los cambios de contenido de agua con el tiempo, para un rango de succiones, además de otros factores que intervienen en el proceso. El comportamiento mecánico fue analizado a través de las relaciones entre el esfuerzo vertical neto y la succión.

Teniendo en cuenta los objetivos generales mencionados, el trabajo experimental se ha compuesto de las siguientes fases:

- Puesta a punto de los equipos necesarios para los ensayos. Esa fase incluye las modificaciones o adaptaciones realizadas a los equipos, tarados, calibrados y definición de la instrumentación necesaria. También se han realizado algunos ensayos previos que sirvieron para definir frecuencias de lecturas, tiempos y procedimientos de ensayo, así como la elección del material, y los ensayos que complementan la caracterización del suelo empleado.
- Realización de los ensayos principales del programa, en su mayoría con succión controlada.

4.2.1 Ensayos edométricos de colapso por inundación

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo en estado no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser de colapso o de expansión. Los fenómenos de colapso y expansión han sido comentados en el Capítulo 2.

El desarrollo de este programa de ensayos tiene por objeto conocer la deformación de colapso, obtener datos complementarios sobre tiempo–deformación, y carga–deformación de un espécimen compactado. Con ello se pretende evaluar la tendencia al colapso del material artificialmente preparado.

En una primera fase del programa de ensayos, se determinó, bajo diferentes cargas verticales, la deformación de colapso por inundación del suelo en muestras fabricadas en diferentes condiciones de contenido de agua y densidad. El procedimiento de compactación fue el descrito en la Fracción 3.5. Para los ensayos se emplearon probetas de suelo de 63 mm de diámetro, y 20 mm de altura, extraídas de la zona central de la probeta cilíndrica ($\phi = 101,6$ mm y $h = 116,4$ mm) obtenida tras la compactación Próctor estándar (Inciso 3.5.2).

Los ensayos para determinar la deformación de colapso bajo diferentes cargas verticales se realizaron en los edómetros convencionales descritos en el Inciso 3.3.2. Inicialmente se aplicó en una sola etapa la carga vertical (σ_v), una vez estabilizada la deformación, la muestra es saturada mediante inundación y manteniendo la carga constante. En la etapa de carga, se ha considerando que la

humedad se mantiene constante, esto es logrado debido a que el consolidómetro es envuelto en una bolsa de plástico, Fig. 4.1. En la Tabla 4.1 y en la Fig. 4.2 se presentan las condiciones iniciales y las cargas verticales aplicadas en cada uno de los ensayos.



Figura 4.1

Etapa de carga vertical a humedad constante, antes de la saturación

Se analizaron seis diferentes condiciones iniciales (puntos de esfuerzos: A, B, C, D, E y O, Fig. 4.2), en muestras fabricadas a diferentes niveles de energía $E= 300, 600$ y 1200 kN/m^3 , en donde, en cada punto de esfuerzo, se realizaron cuatro ensayos de colapso bajo inundación a carga constante de $\sigma_v = 125, 250, 500$ y 920 kPa , de esta manera se pudo analizar el comportamiento volumétrico en muestras normalmente consolidadas y sobreconsolidadas.

4.2.2 Ensayos edométricos con succión controlada

Esta parte de la investigación, se enfocó principalmente, al estudio de la dependencia del estado del suelo a la trayectoria de esfuerzos seguida, a los colapsos y expansiones del suelo al variar la succión y a los estados de sobreconsolidación generados por un proceso mecánico (incrementos del esfuerzo neto) o hidráulico (cambios de succión).

Los ensayos se realizaron en la nueva célula edométrica con control de succión descrita en Inciso 3.3.3, en muestras fabricadas de acuerdo con los procedimientos de compactación Próctor estándar, determinando la succión total, tras la compactación con la técnica psicrométrica. Las muestras ensayadas en el edómetro (61,5 mm de diámetro y 25,4 mm de altura) se obtuvieron mediante

tallado a partir de la zona central de las probetas compactadas, como se indica en la Fracción 3.5.

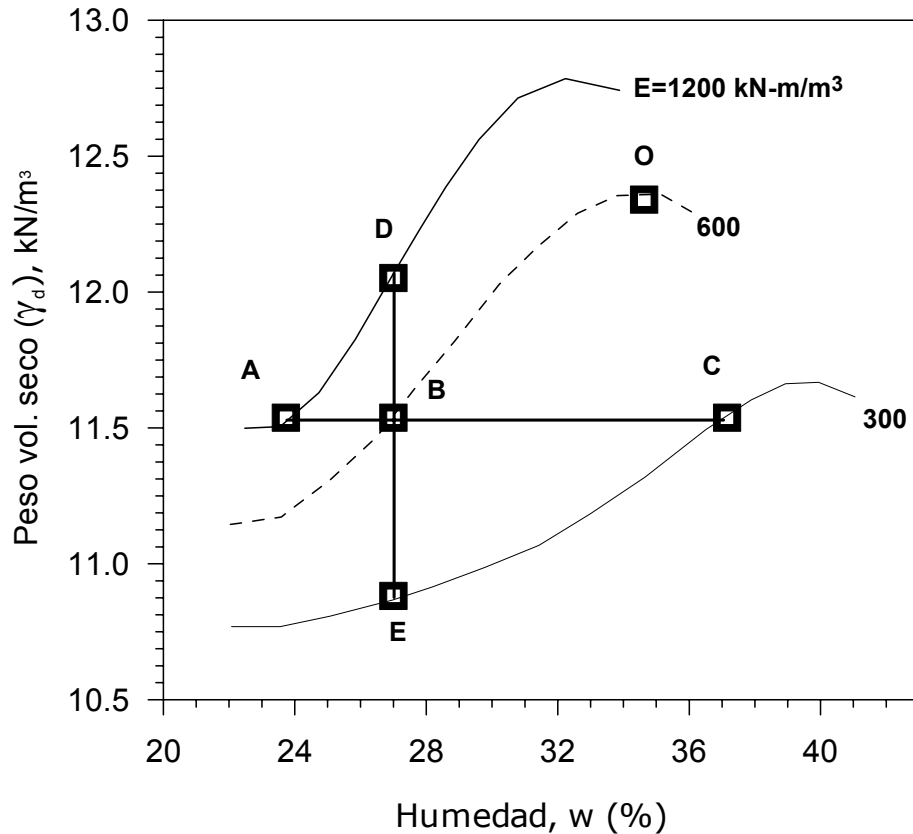


Figura 4.2
Condiciones iniciales del grupo de ensayos de colapso
bajo inundación a carga constante

El programa consistió en tres ensayos edométricos con control de succión, identificados como A, B y C, en los que se han seguido varios tipos de trayectorias de succión y esfuerzo (Fig. 4.4):

- Trayectorias de carga bajo succión constante ($u_a - u_w = 0,4$ y $0,25$ MPa).
- Trayectorias de humedecimiento–secado–humedecimiento bajo esfuerzo vertical neto constante ($\sigma_v - u_a = 0,125$ MPa).
- Trayectoria de humedecimiento–secado bajo esfuerzo vertical neto constante ($\sigma_v - u_a = 0,635$ MPa).
- Trayectorias de humedecimiento–secado–humedecimiento bajo esfuerzo vertical neto constante ($\sigma_v - u_a = 0,613$ MPa).

Con estas tres muestras se dispone de tres estados iniciales con la misma energía de compactación y distinta humedad y densidad; de dos muestras compactadas con la misma humedad y energía de compactación. Ello permite analizar el efecto de estos factores en el comportamiento del suelo compactado.

Tabla 4.1
Condiciones iniciales de los especímenes en los ensayos de colapso bajo inundación a carga constante

Grupo	E kN-m/m ³	w ₀ %	γ _{d0} kg/m ³	Ψ ₀ MPa	σ _v kPa
A	1200	22,8	11,57	6,6	125
	1200	24,2	11,52	7,8	250
	1200	24,2	11,56	7,3	500
	1200	24,1	11,53	6,5	920
B	600	27,6	11,55	4,6	125
	600	27,5	11,49	4,3	250
	600	27,2	11,55	4,3	500
	600	27,6	11,61	4,6	920
C	300	36,6	11,50	1,8	125
	300	36,7	11,41	1,5	250
	300	36,9	11,41	1,6	500
	300	37,8	11,55	2,1	920
D	1200	26,9	11,92	5,9	125
	1200	27,3	12,16	6,5	250
	1200	27,3	12,17	5,8	500
	1200	26,5	12,23	5,8	920
E	300	26,6	10,92	4,1	125
	300	26,8	10,86	5,2	250
	300	26,6	10,86	5,0	500
	300	26,8	10,82	5,0	920
O	600	34,8	12,15	2,3	125
	600	34,2	12,24	2,0	250
	600	34,8	12,22	2,4	500
	600	34,8	12,20	2,7	920

Nota: E = energía de compactación; w_0 = contenido de agua inicial; γ_{d0} = masa volumétrica seca; Ψ = succión total (técnica psicrométrica); σ_v = esfuerzo vertical durante la inundación

Las condiciones iniciales de las muestras ensayadas, se presentan en el plano Próctor en la Fig. 4.3 y se resumen en la Tabla 4.2. Para la muestra A, se alcanzó una masa volumétrica seca de $\gamma_d = 11,4 \text{ kN/m}^3$ con un grado de saturación de $S_r = 57\%$ y una succión total alrededor de $\Psi_0 \approx 4,7 \text{ MPa}$. En la muestra B se obtuvieron valores de $\gamma_d = 11,5 \text{ kN/m}^3$, $S_r = 57\%$ y $\Psi_0 \approx 4,7 \text{ MPa}$. Mientras que en la muestra C, con unas condiciones muy cercanas al óptimo, se obtuvieron valores de $\gamma_d = 12,2 \text{ kN/m}^3$, $S_r = 81\%$ y $\Psi_0 \approx 2,5 \text{ MPa}$.

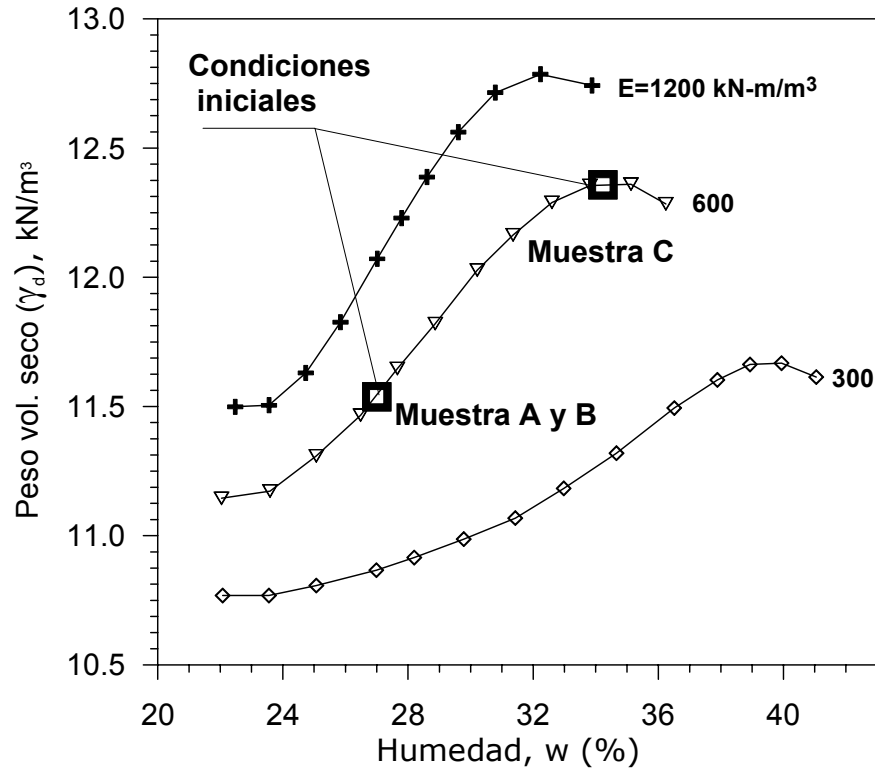


Figura 4.3

Condiciones iniciales de los ensayos edométricos con succión controlada

Las trayectorias de esfuerzos se muestran en la Fig. 4.4, en el plano $(\sigma_v - u_a)/(u_a - u_w)$. Estas trayectorias se diseñaron para analizar la influencia de la succión matricial (en ciclos de humedecimiento–secado) en los cambios volumétricos en una muestra sobreconsolidada (muestra A) y normalmente consolidada (muestra B y C). Inicialmente, en todos los ensayos se impuso una pequeña presión vertical de 25 kPa, con la finalidad de ajustar el mecanismo de transmisión de la carga, posteriormente las muestras se llevaron a unas condiciones iniciales de ensayo (punto A, a y a', Fig. 4.4).

Tabla 4.2

Condiciones iniciales de las muestras. Ensayos edométricos con succión controlada.

Ensayo	w ₀ %	γ _{d0} kN/m ³	Sr ₀ (%)	Ψ ₀ MPa	E kN-m/m ³
A	27,4 ± 0.2	11,4	57	4,7	600
B	27,5 ± 0.2	11,5	57	4,7	600
C	34,6 ± 0.2	12,2	81	2,5	600

Nota: γ_{d0} = masa volumétrica seca; E = energía de compactación; Ψ = succión total (técnica psicrométrica); Sr₀ = Gradote saturación inicial; y w₀ = contenido de agua inicial.

Las muestras antes de ser montadas en la célula edométrica presentaron una succión total inicial de $\Psi = 4.7$ y $2,5$ MPa. Una vez montadas las muestras, se impuso unas condiciones iniciales de esfuerzos (puntos A, a y a', Fig. 4.4).

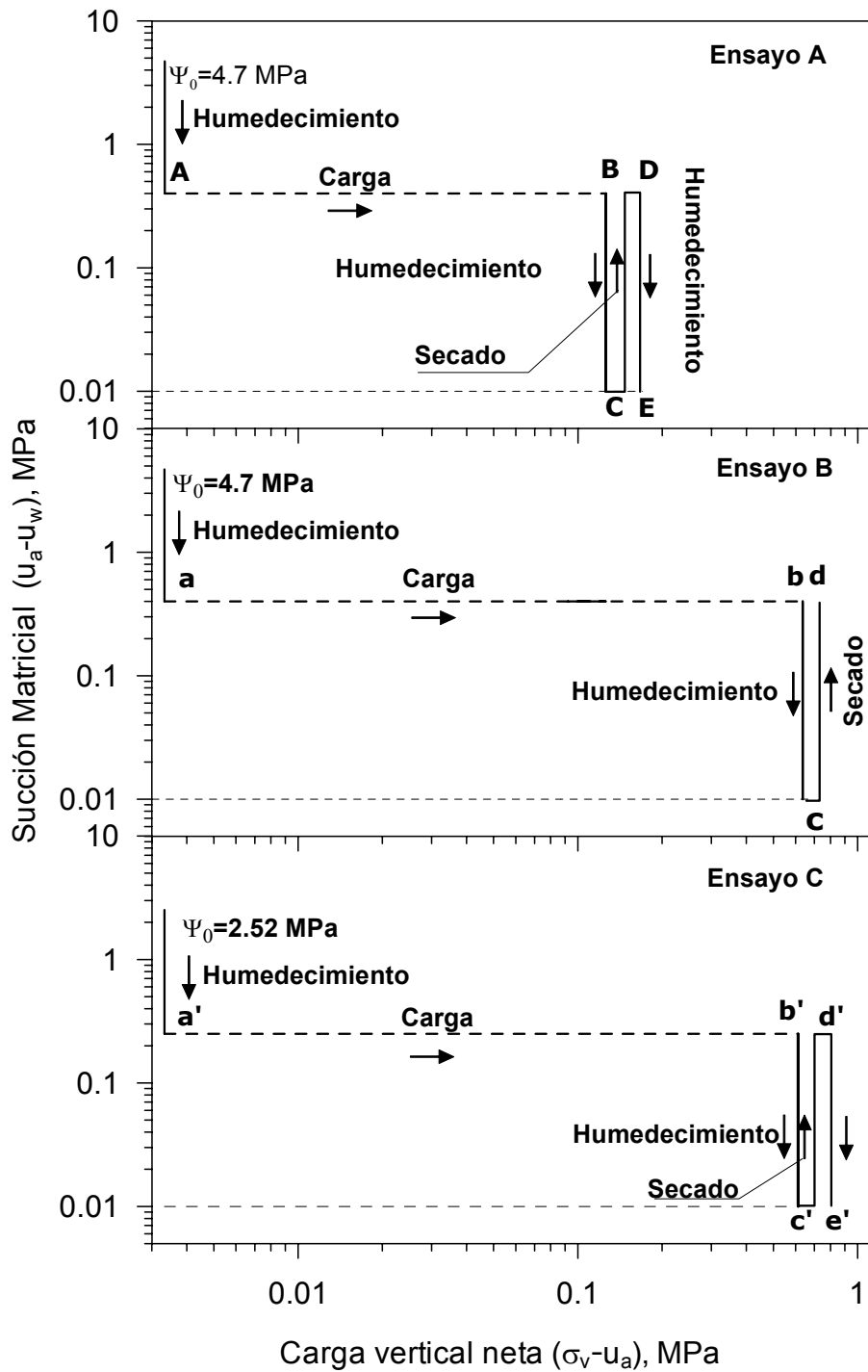


Figura 4.4

Trayectoria de esfuerzos de los ensayos edométricos con control de succión

En los ensayos A y B, el esfuerzo vertical se impuso mediante peso muerto, y la presión de aire (u_a) hasta un valor de 0,4 MPa. Mientras que en el ensayo C, la presión de aire (u_a) fue de 0,25 MPa. Seguidamente, en los tres ensayos, se impuso la succión matricial empleando la técnica de traslación de ejes (u_a-u_w), con una presión de agua (u_w) a la presión atmosférica y variando la presión de aire (u_a). Esta condición inicial de ensayo (pto. A, a y a') en succión matricial, fue necesaria debido a la capacidad del disco cerámico de alto valor de entrada de aire (AVEA) de 0,5 MPa.

En esta etapa inicial de ensayo, las condiciones en esfuerzo vertical neto y succión, se mantuvieron durante un periodo de cinco días aproximadamente, registrando los cambios de volumen de agua de la muestra y el tiempo de equilibrio en términos de deformación y drenaje (puntos A, a y a', Fig. 4.4).

Una vez finalizada la etapa de equilibrio inicial, se prosiguió con la trayectoria de carga vertical neta, llevada a cabo por incrementos a succión matricial constante de 0,4 MPa para los ensayos A y B, y de 0,25 MPa para el ensayo C (trayectoria A→B, Fig. 4.4). En el caso del ensayo A, los incrementos de la carga vertical neta fueron de 24, 58, 92 y 126 kPa, el valor máximo alcanzado representa la presión máxima que transmite un vehículo crítico T2-S2-R2, reportado por DOTOT (1998). Para el ensayo B los incrementos fueron de 24, 58, 92, 126, 296, 466 y 636 kPa, y en el ensayo C de 24, 100, 200, 400 y 613 kPa.

Para evitar cambios de la succión matricial (disminución), las trayectorias de carga se realizaron con un número suficiente de escalones de incremento de carga vertical neta, además cada etapa se mantuvo como mínimo durante 48 horas.

En seguida, se realizaron trayectorias de cambio de succión, bajo esfuerzo vertical neto constante, manteniendo una presión de agua constante igual a la presión atmosférica ($u_w = \text{atmosférica}$) a través del disco cerámico AVEA de 0,5 MPa y controlando la presión de aire que actúa sobre el disco poroso superior. En cada variación de la succión, se registran los cambios de volumen de agua que entra o sale de la muestra para determinar su grado de saturación y el tiempo de equilibrado de las presiones intersticiales.

Posteriormente, a fin de observar las deformaciones recuperables debido a una reducción de la succión, se realizó un ciclo de *mojado / secado / mojado*, en la muestra A, que se encuentra en un estado sobreconsolidado, debido al proceso de compactación. Las trayectorias se realizaron variando la succión bajo una carga vertical neta constante (B→C→D→E) de 126 kPa. La primera trayectorias de humedecimiento, la succión se disminuyó de acuerdo a los siguientes valores: (u_a-u_w) = 0,4, 0,2 y 0,01 MPa (trayectoria B→C, Fig. 4.4). En seguida, se realizó la trayectoria de secado, con las siguientes etapas de cambio de succión: (u_a-u_w) = 0,01, 0,2 y 0,4 MPa (trayectoria C→D). Finalmente, en la segunda trayectoria de humedecimiento (D→E) se repitieron los mismos valores de cambio de succión de la primera trayectoria de mojado.

En el caso del ensayo B, con el fin de observar las deformaciones irreversibles (colapso) debido a una reducción de la succión, se realizó un ciclo de *humedecimiento / secado*, en una muestra normalmente consolidada, dicho estado se consiguió en la trayectoria de carga (a→b, Fig. 4.4). Los cambios de succión impuestos bajo carga vertical neta constante de 636 kPa, en la trayectoria de humidificación (b→c) fueron de 0,4, 0,2, 0,1 y 0,01 MPa. Mientras que en la trayectoria de secado (c→d) de 0,01 a 0,4 MPa).

El ensayo C, aportó resultados para estudiar las deformaciones elásticas y plásticas, debido a cambios de succión, en una muestra fabricada bajo unas condiciones óptimas en contenido de agua y densidad seca (Fig. 4.3). Para ello se realizó un ciclo de *humedecimiento / secado / humidificación*, variando la succión bajo una carga vertical neta constante de 613 kPa. La primera trayectorias de humidificación, se disminuyó la succión de acuerdo a los siguientes valores: $(u_a - u_w) = 0,25, 0,1$ y $0,01$ MPa (trayectoria b'→c', Fig. 4.4); en la trayectoria de secado, se realizó en una sola etapa de cambio de succión de 0,01 a 0,25 MPa (trayectoria c'→d'). Finalmente, en la segunda trayectoria de humidificación (d'→e'), al igual que en la trayectoria de secado, también se realizó en una sola etapa, de 0,25 a 0,01 MPa.

Para alcanzar el equilibrio en términos de deformación y drenaje, en cada uno de los cambios de succión, fue suficiente un tiempo alrededor de cuatro días. En la Tabla 4.3 se resumen las etapas realizadas de cada trayectoria.

Tabla 4.3
Etapas de las trayectorias de los ensayos con control de succión

Trayectoria	Succión matricial (MPa) (u_w) = atmosférica	Esfuerzo vertical neto ($\sigma_v - u_a$) kPa
Ensayo A		
Carga: A-B	0,4	24, 58, 92 y 126
Mojado: B-C	0,4, 0,2 y 0,01	126
Secado: C-D	0,01, 0,2 y 0,4	126
Mojado: D-E	0,4, 0,2 y 0,01	126
Ensayo B		
Carga: a-b	0,4	24, 58, 92, 126, 296, 466 y 636
Mojado: b-c	0,4, 0,2, 0,1 y 0,01	636
Secado: c-d	0,01 y 0,4	636
Ensayo C		
Carga: a'-b'	0,25	24, 100, 200, 400 y 613
Mojado: b'-c'	0,25, 0,1 y 0,01	613
Secado: c'-d'	0,01 y 0,25	613
Mojado: d'-e'	0,25 y 0,01	613

Dentro del programa de ensayos se han completado cinco ensayos de humedecimiento–secado, realizados en un solo ciclo con un total de 22 etapas de equilibrio de succión, tres trayectorias de carga en 17 etapas. Se llevaron a cabo registros periódicos desde el inicio hasta el final del ensayo de los cambios de volumen y contenidos de agua. En estos ensayos se invirtió un periodo de aproximadamente 122 días de trabajo en la nueva célula edométrica con control de succión.

Finalmente, hay que señalar que algunos ensayos aunque se cancelaron y no se incluyeron en este trabajo, se utilizaron para observar la reproducibilidad con otros equipos, y la repetibilidad con la misma célula, presentando en general una buena repetibilidad y consistencia. Las causas de su cancelación fueron principalmente los problemas de interrupción en el sistema de suministro eléctrico, y las correspondientes repercusiones sobre el sistema de presión de aire.

4.3 Resultados e interpretaciones

En esta Fracción se presentan y analizan los resultados experimentales relacionados con el programa de investigación desarrollado en el laboratorio, que incluye los ensayos edométricos convencionales y los ensayos edométricos con control de succión.

4.3.1 Ensayos edométricos de colapso por inundación

Del programa de ensayos para determinar bajo diferentes cargas verticales, la deformación volumétrica (colapso o expansión) por inundación de un suelo compactado, se obtuvo la siguiente información:

- Influencia del contenido de agua inicial y grado de saturación inicial en las deformaciones volumétrica, (Fig. 4.5, 4.7 y 4.8).
- Influencia de la energía de compactación, en la deformación volumétrica, para tres valores de energía, $E = 1200, 600$ y 300 kN—m^3 , (Fig. 4.6).
- Determinación del colapso máximo, en muestras fabricadas bajo el mismo nivel de energía de compactación, (Fig. 4.6).
- Influencia de la variación de la carga vertical de saturación en la deformación volumétrica, (Fig. 4.5, 4.6 y 4.7).

En la Tabla 4.1 y en la Fig. 4.2, se presentan las condiciones iniciales de las muestras, de los ensayos realizados.

Los resultados obtenidos de los ensayos de colapso por inundación, se resumen en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4
Resultados de los ensayos de colapso por inundación bajo carga constante

Grupo	E kN-m/m ³	σ_v kPa	γ_{d1} kN/m ³	e_1	ϵ_{vc} %
A	1200	125	11.49	1.3	-0.6
	1200	250	11.73	1.2	1.2
	1200	500	12.62	1.1	5.4
	1200	920	13.93	0.9	5.1
B	600	125	12.00	1.2	0.0
	600	250	12.30	1.1	0.3
	600	500	12.64	1.1	3.6
	600	920	14.40	0.8	2.1
C	300	125	11.69	1.2	0.1
	300	250	11.91	1.2	0.2
	300	500	12.15	1.1	0.2
	300	920	13.36	0.9	0.2
D	1200	125	12.43	1.1	0.2
	1200	250	12.59	1.1	-0.3
	1200	500	12.68	1.0	0.4
	1200	920	13.85	0.9	0.6
E	300	125	12.06	1.1	4.3
	300	250	12.11	1.1	5.9
	300	500	12.68	1.0	8.5
	300	920	16.52	0.6	10.6
O	600	125	12.33	1.2	0.0
	600	250	12.28	1.2	0.0
	600	500	12.31	1.1	0.1
	600	920	13.67	0.9	0.1

Nota: ϵ_{vc} = deformación de colapso, γ_{d1} = masa volumétrica seca antes de la saturación y con la presión vertical aplicada, E = energía de compactación, e_1 = índice de poros con una densidad γ_{d1} , y σ_v = presión vertical durante la inundación.

En la Fig. 4.5, se muestra que los suelos con un contenido de agua inicial ($w\%$) bajo, presentan la mayor deformación de colapso (ε_{vc}) y conforme dicho contenido de agua aumenta, esta deformación disminuye hasta valores casi nulos para valores próximos al óptimo de compactación, como en los casos de las muestras del grupo C y O. Por otra parte, se observa un aumento (expansión) de volumen a medida que aumenta la magnitud de la carga vertical (σ_v), este comportamiento era de esperarse en un suelo en estado sobreconsolidado, mientras que en un suelo normalmente consolidado, la deformación de colapso se reduce a medida que aumenta la magnitud de la carga vertical, como se observa en el último punto de las curvas de la Fig. 4.5.

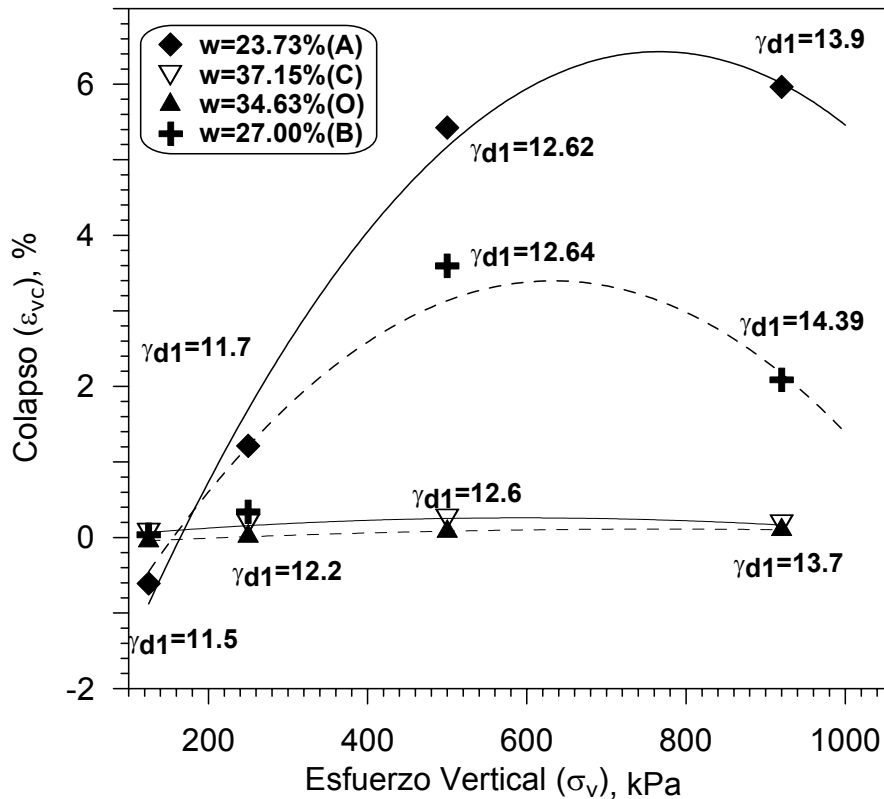


Figura 4.5
Influencia del contenido de agua en la deformación de colapso

En la Fig. 4.6 se presenta la influencia de la energía de compactación (E) en el fenómeno de colapso, se observa que la deformación de colapso (ε_{vc}) es mayor para los suelos que fueron fabricados (compactados) a valores menores de energía, y que a medida que aumenta la energía de compactación, la deformación de colapso disminuye.

Asimismo, se observa la influencia de la carga vertical aplicada durante la saturación en la deformación de colapso, en donde la deformación de colapso (ε_{vc}) aumenta hasta alcanzar un valor máximo para continuar con una reducción de la deformación, conforme se incrementa la carga vertical.

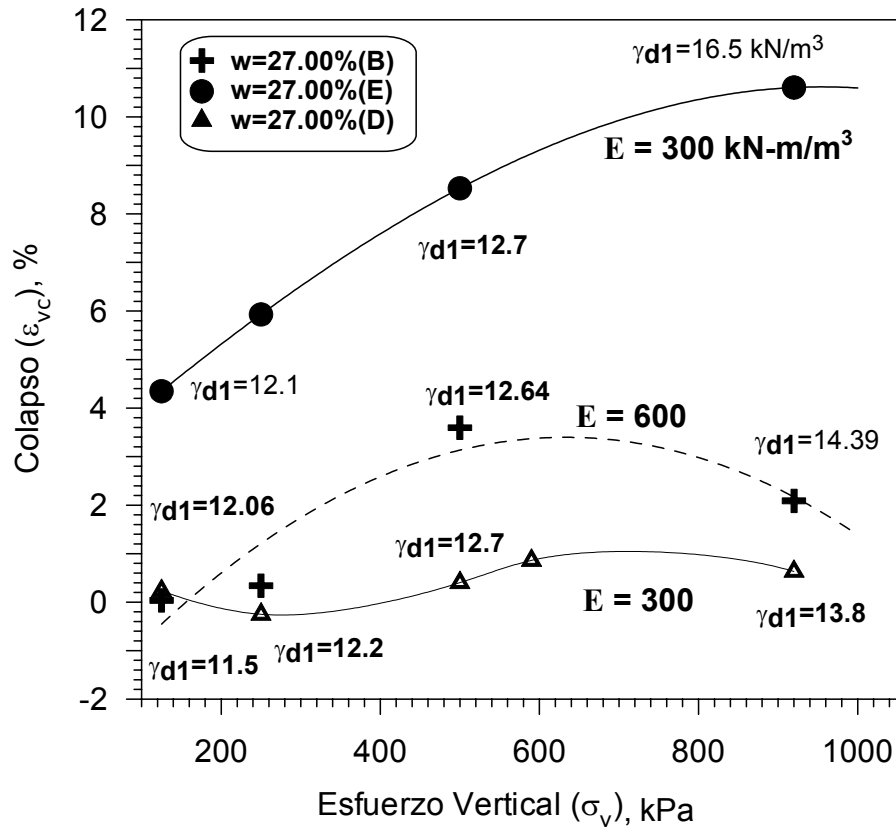


Figura 4.6

Influencia de la energía de compactación (para tres valores de $E = 1200, 600$ y 300 kN-m/m^3) en la deformación de colapso

Cuando una terracería presenta deficiencias en su grado de compactación, es decir, que se encuentra con bajos grados de saturación, y si además se considera que el suelo está en un estado normalmente consolidado, debido a las cargas de trabajo para la cual fue diseñada la terracería, se generarán deformaciones de colapso considerables en el momento en que se genere un aumento en su grado de saturación, las que regularmente se presentan en las temporadas de precipitaciones pluviales.

En la Publicación Técnica No 226, se reportan resultados de ensayos de colapso, por inundación bajo carga constante, pero en este caso las muestras se encuentran en un estado normalmente consolidado (Fig. 4.7), caso contrario a un suelo en estado sobreconsolidado (Fig. 4.5), en donde se aprecia una reducción de la deformación de colapso a medida que aumenta la magnitud de la carga vertical aplicada sobre el suelo. Esta tendencia se debe a que al aplicar cargas grandes la reducción consiguiente del volumen de poros se traduce en la creación de una estructura más densa, que dificulta el desarrollo de las deformaciones de colapso. Así mismo, durante el proceso de carga a contenido de agua constante, el valor de la succión del suelo puede disminuir y reducir el valor de las deformaciones debido a los cambios de succión. El papel de la densidad o masa

seca en el momento del inicio de la saturación, se muestra claramente tanto en la figura 4.6 y como en la 4.7, donde se observa que los suelos con una densidad o masa volumétrica seca baja, son los más propensos al colapso.

Por otro lado, en las figuras 4.5 y 4.7 se observa la influencia del contenido de agua. Un suelo con un contenido de agua de compactación inicial baja, presenta mayor deformación de colapso, y conforme aumenta la humedad, la deformación disminuye hasta valores casi nulos para contenidos de agua próximos al óptimo de compactación, esta tendencia se presenta tanto en un suelo en estado normalmente consolidado, como sobreconsolidado.

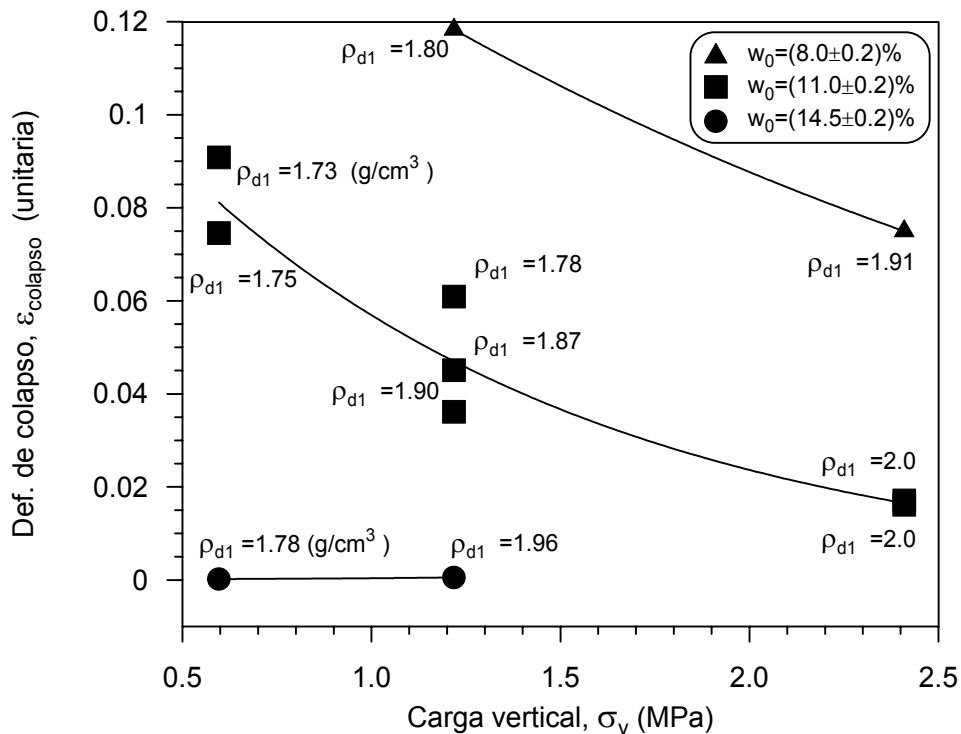


Figura 4.7

Deformación de colapso para diferentes valores de la carga vertical aplicada

En la Fig. 4.8 aparecen las curvas de la deformación de colapso (ϵ_{vc}), relación grado de saturación ($S_r\%$), donde se aprecia la influencia del grado de saturación inicial en la deformación de colapso, presentando mayor deformación de colapso (ϵ_{vc}) los suelos con bajos grados de saturación (aproximadamente 50%), caso contrario para los suelos con mayor grado de saturación, en donde la deformación volumétrica prácticamente es nula en valores próximos de S_r alrededor del 85%.

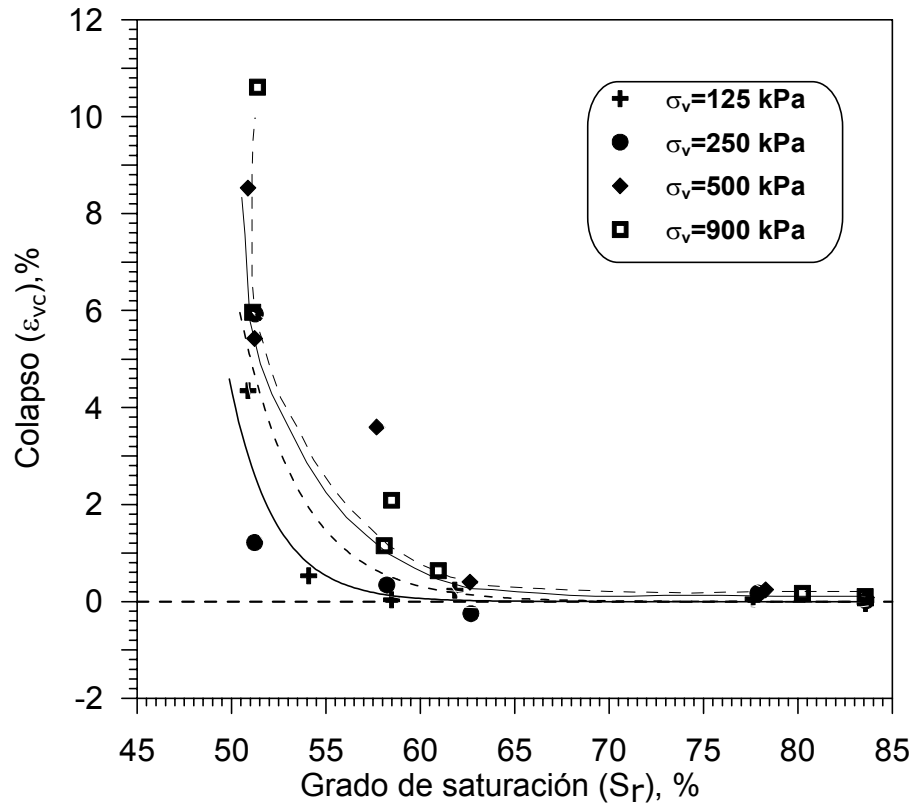


Figura 4.8
Deformación de colapso para diferentes valores de grado de saturación inicial ($S_r\%$)

4.3.2 Ensayos edométricos con control de succión

4.3.2.1 Introducción

En este inciso se presentan y analizan los resultados experimentales obtenidos en el programa de investigación desarrollado en la nueva célula edométrica con control de succión del IMT, cuyas características fueron descritas en el Capítulo 3. Su objetivo ha sido estudiar los cambios de volumen de un suelo limoso de alta plasticidad no saturada con tendencia a colapsar. Se trató de aplicar trayectorias de esfuerzos en las que el suelo, en una primera etapa, es sometido a una trayectoria de carga conservando en forma constante la succión matricial. En la segunda etapa, consistió en someter al suelo a una etapa de humedecimiento hasta alcanzar una succión muy baja. Posteriormente, se procedió a la desaturación, y en su caso, a finalizar la etapa con una trayectoria de humedecimiento hasta alcanzar el mismo valor de succión de la primera trayectoria de humedecimiento; manteniendo constante en toda la etapa el esfuerzo vertical neto.

Este programa de ensayos ha servido para los siguientes fines:

- Influencia del estado inicial (densidad seca (porosidad), y grado de saturación) en el comportamiento volumétrico.
- Efectos de los esfuerzos aplicados en el comportamiento volumétrico.
- Efecto de los cambios de succión en el comportamiento volumétrico.

El comportamiento del limo se analizó a través de dos variables independientes de estado de esfuerzos: el esfuerzo neto ($\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$) y la succión matricial $(u_a - u_w) \delta_{ij}$, donde σ_{ij} es el esfuerzo total, mientras que u_a y u_w corresponden a la presión de la fase gaseosa y líquida respectivamente (Bishop y Blight, 1963; Matyas y Radhakrishna, 1968; Fredlund y Morgenstern, 1977).

En los siguientes gráficos de este documento, se debe tener muy presente que la deformación volumétrica debido a un fenómeno de colapso, se considera como una deformación negativa ($-\varepsilon_v$), mientras que en una deformación debido a una expansión del suelo, se considera como positiva (ε_v). Esta convención, es contraria a la internacional de la Mecánica de Suelos, esto fue debido al software utilizado para hacer los gráficos.

4.3.2.2 Ensayo A

La trayectoria de esfuerzos seguida de A a E se resume de la siguiente manera: (descrita con detalle en el Inciso 4.2.2). Después de aplicar la trayectoria de carga vertical neta hasta un valor de $(\sigma_v - u_a) = 126$ kPa (A→B), bajo una succión constante de $(u_a - u_w) = 0,4$ MPa, se prosiguió con un ciclo de *humedecimiento – secado – humidificación* (B→C→D→E) bajo un esfuerzo vertical neto constante de 126 kPa; la trayectoria de humidificación se realizó por etapas hasta un valor de 0,01 MPa. Después la muestra se sometió a una trayectoria de secado hasta un valor de $(u_a - u_w) = 0,4$ MPa (punto D); finalmente se repitió una trayectoria de humidificación (D→E) hasta un valor de 0,01 MPa (punto E).

En la Fig. 4.9 se presentan los resultados correspondientes a las etapas de equilibrio en términos índice de poros (e) con respecto a los cambios de esfuerzo vertical neto ($\sigma_v - u_a$), así como la trayectoria de esfuerzos seguida. Estos ensayos se llevaron a cabo en la modalidad de control de carga, la cual se aplicó por incrementos, con un intervalo aproximado de 48 horas entre incrementos sucesivos.

De acuerdo con los párrafos anteriores, la muestra A se llevó hasta un esfuerzo vertical neto de 126 kPa, que representa la presión máxima que transmite un vehículo crítico (T2–S2–R2), de acuerdo con los documentos de pesos y dimensiones del país y de la Unión Americana; quedando la muestra en un estado

sobreconsolidado en el momento de realizar las trayectorias de cambio de succión; donde se observa (Fig. 4.9), que la muestra sufre una ligera expansión (deformaciones elásticas) en las trayectorias de mojado, mientras que en la trayectoria de secado se genera una retracción elástica, comportamiento esperado en una muestra que se encuentra en estado sobreconsolidado debido al proceso mecánico durante su proceso de fabricación.

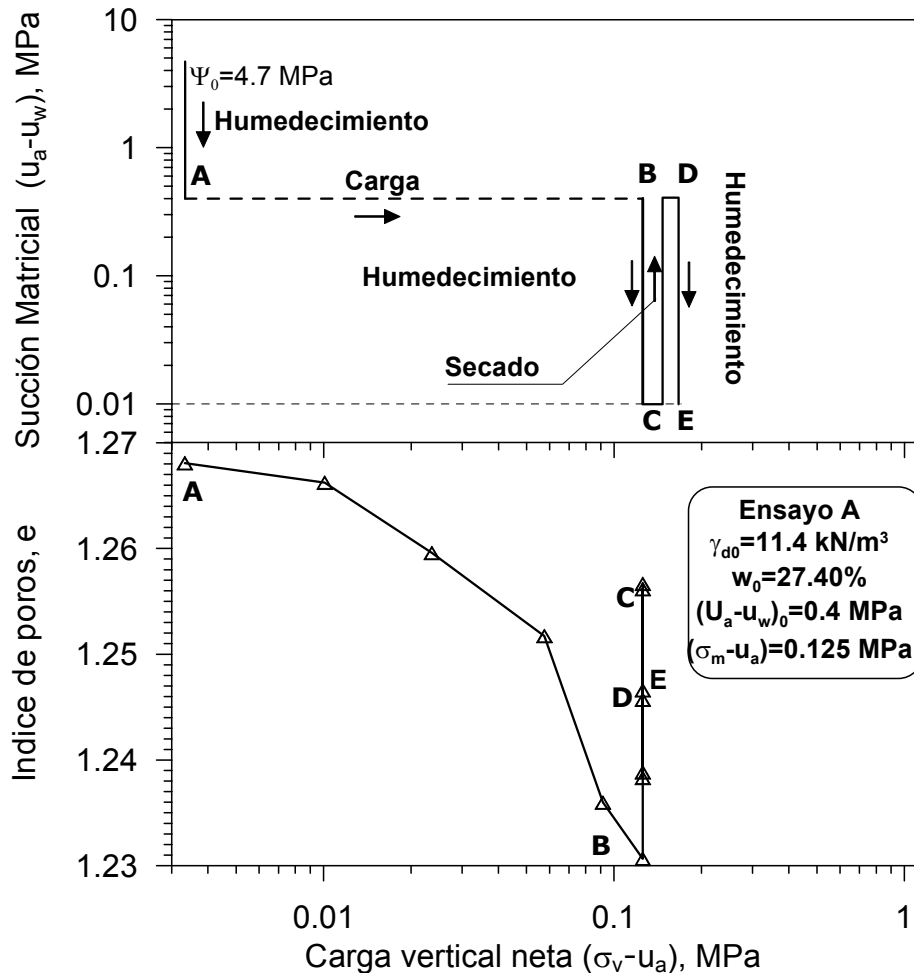


Figura 4.9
Variación del índice de poros de las diferentes etapas de equilibrio con relación a los cambios de la carga vertical neta del ensayo A

En la Fig. 4.10 se presenta la evolución temporal de las deformaciones volumétricas (ε_v), del contenido de agua (w) y del grado de saturación (S_r) durante la trayectoria de humedecimiento (B→C), para cada una de las etapas de equilibrio bajo esfuerzo vertical neto constante de $(\sigma_v - u_a) = 126$ kPa. Donde se aprecia un ligera expansión elástica, así como los cambios en contenido de agua, siendo significativos hasta valores menores de succión de 0,01 MPa. Por otro lado se aprecia que conforme entra agua a la muestra, se genera un aumento del grado de saturación, generando la ligera expansión elástica.

En cada etapa de cambio de succión, se requirió alrededor de 5 días para alcanzar el estado de equilibrio en términos de deformación y drenaje.

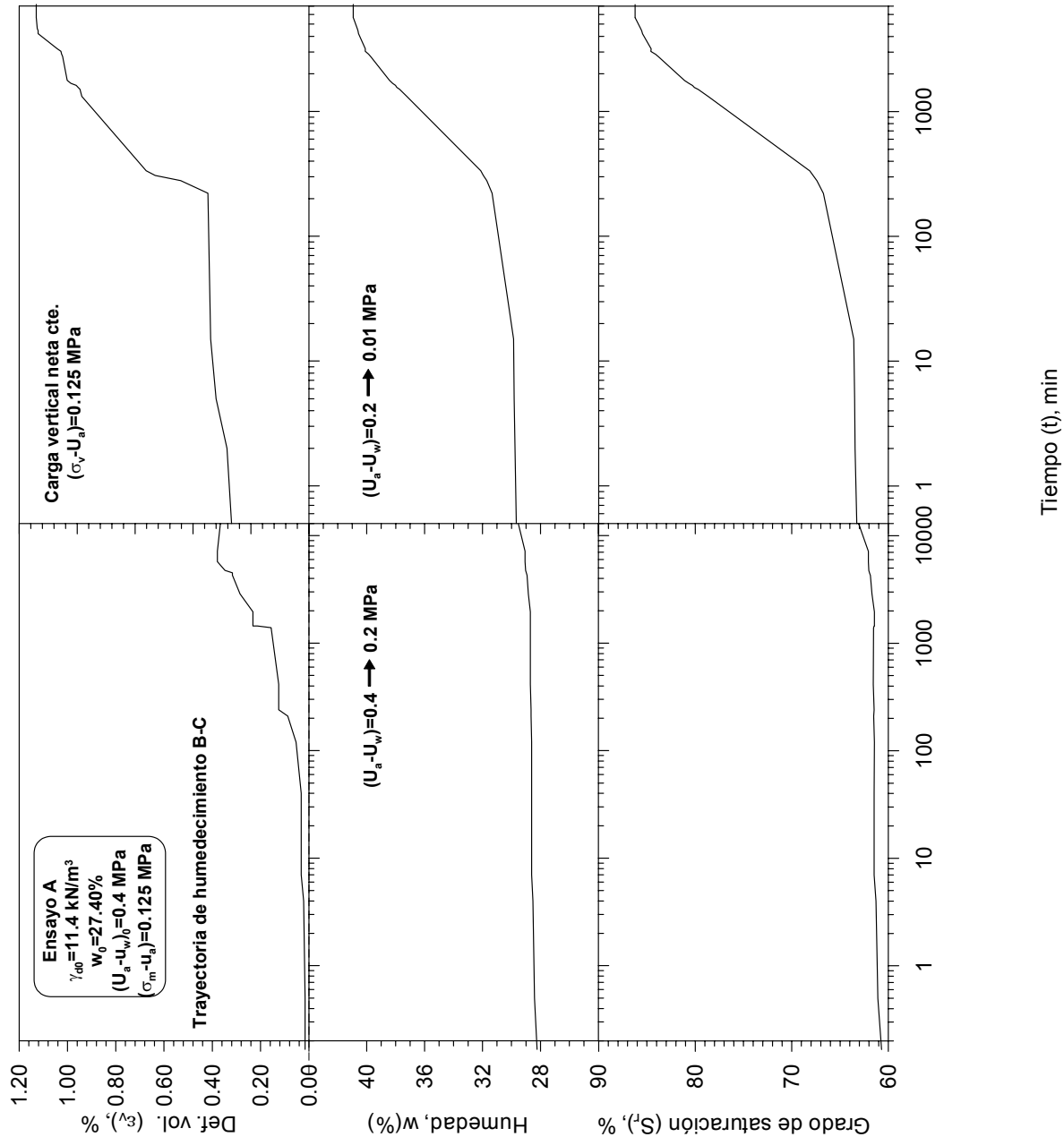


Figura 4.10

Evolución temporal de la ε_v , w y S_r durante la trayectoria de humedecimiento (B→C) bajo $(\sigma_v - u_a) = \text{constante}$. Ensayo A

En la Fig. 4.11 se presentan los resultados correspondientes a las diferentes etapas de equilibrio en términos de la deformación volumétrica (ε_v), contenido de agua (w) y grado de saturación (S_r) con respecto a los cambios de succión matricial ($s = u_a - u_w$); donde se observa que en la primera trayectoria de

humedecimiento (B→C), se genera un aumento de la deformación aproximadamente de 1,1 %, posteriormente en la trayectoria de secado (C→D), se genera una retracción elástica de 0,8 %, dicha deformación será recuperada en la última trayectoria de humedecimiento (D→E) donde se genera nuevamente una ligera expansión elástica de 0,8 %.

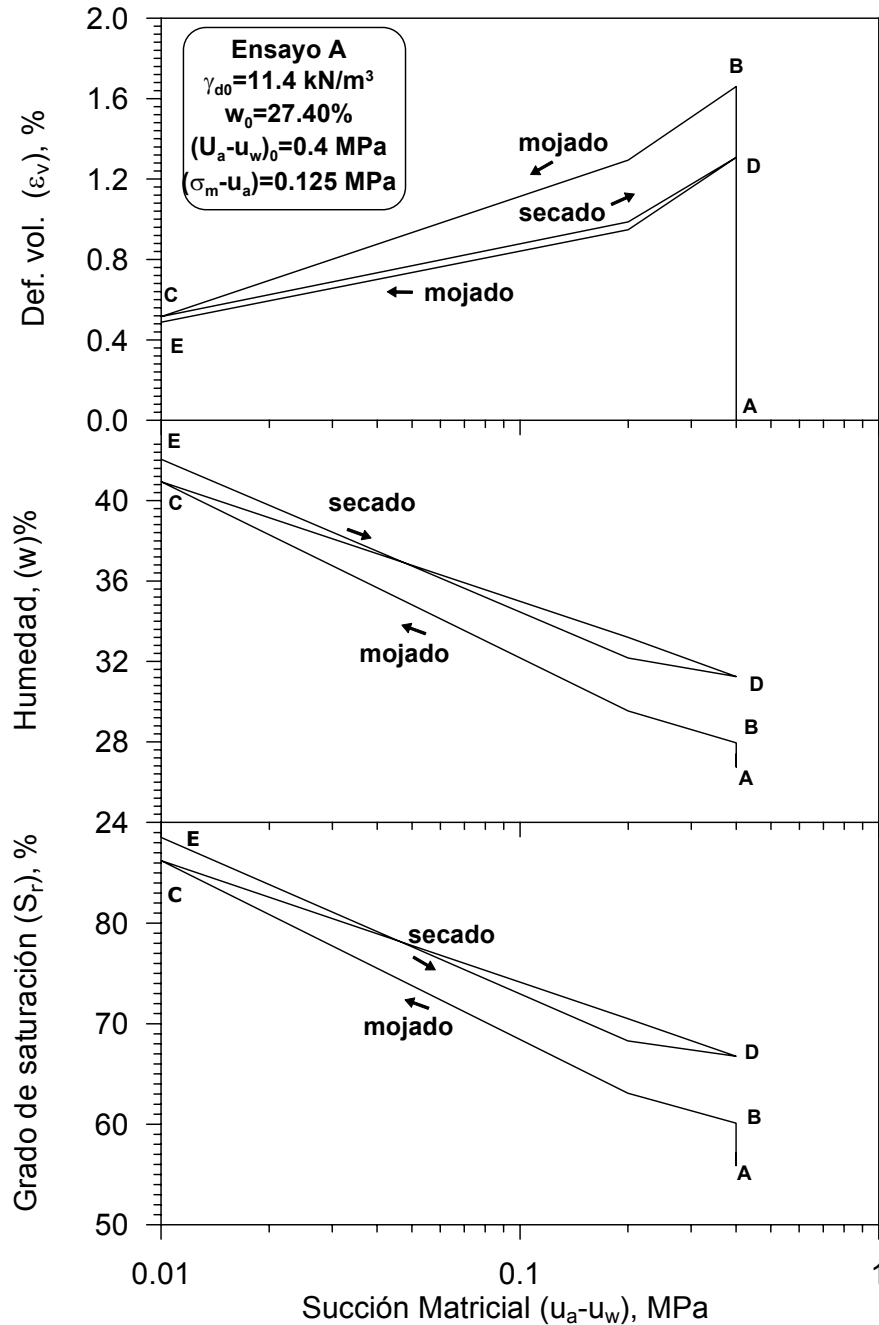


Figura 4.11
Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de los cambios de succión. Ensayo A

En la Fig. 4.12 y 4.18, a diferencia de los ensayos B y C, la variable de estado volumétrico no presenta un punto de fluencia, por lo que, durante la etapa de carga (A→B) su superficie de fluencia LC inicial no es activada. Por tanto, en las siguientes etapas de cambio de succión, a diferencia de los ensayo B y C, se espera que ocurran únicamente deformaciones elásticas. Por otro lado se aprecia cómo conforme entra agua a la muestra, aumenta su grado de saturación, generando al mismo tiempo la expansión elástica.

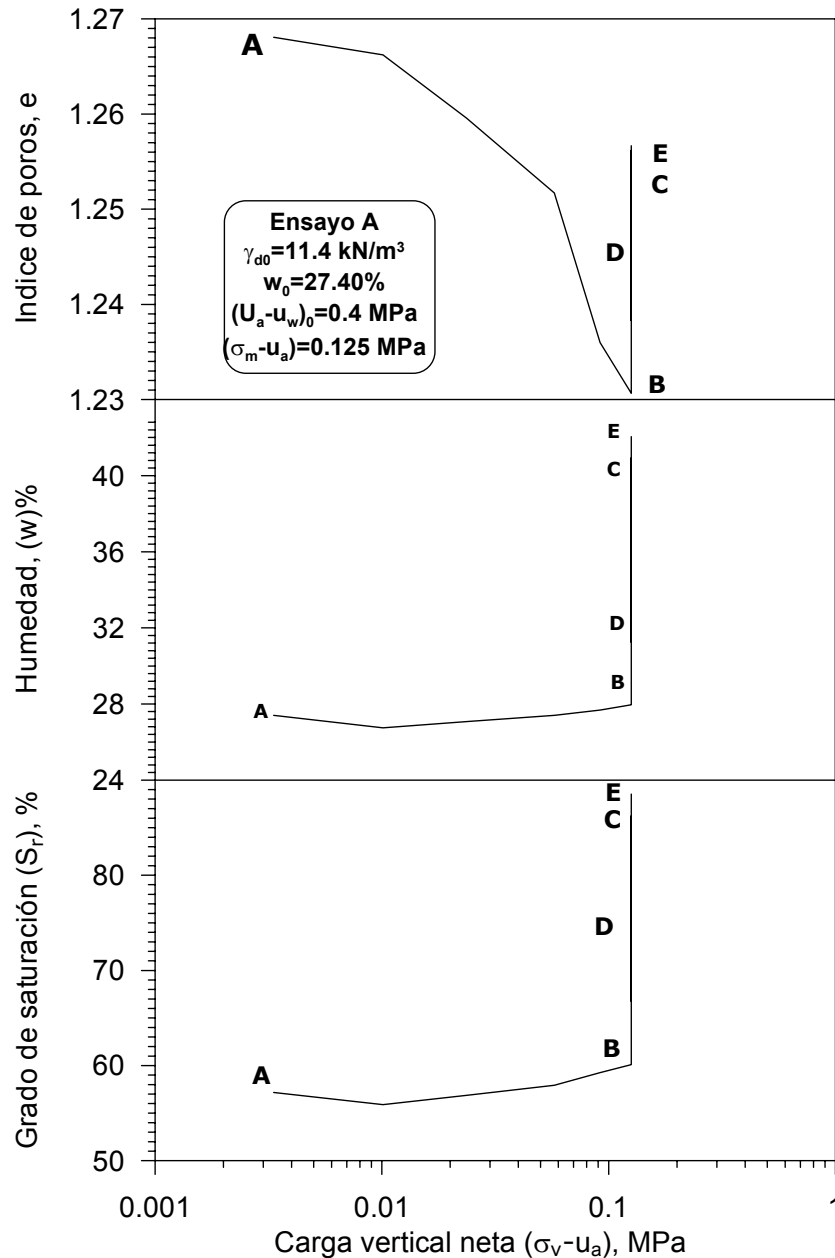


Figura 4.12
Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de la carga vertical neta. Ensayo A

De acuerdo con el modelo de comportamiento elastoplástico propuesto por Alonso *et al* (1990), se generaron deformaciones elásticas debido a que las trayectorias de cambio de succión se realizaron dentro de la superficie de fluencia LC (zona elástica, Fig. 2.8). La superficie de fluencia asociada al estado inicial del suelo queda definida por la succión inicial y el valor de la energía de compactación ($\Psi_0 = 4,7$ y $E = 600 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$).

4.3.2.3 Ensayo B

En la Fig. 4.13, se presenta la trayectoria de esfuerzos realizada de **a** a **d**, pudiéndose resumir de la siguiente manera: A partir de una succión inicial total de 4,7 MPa (determinada con la técnica psicrométrica) la muestra se sometió a un proceso de equilibrado a una succión matricial de $(u_a - u_w) = 0,4$ MPa bajo carga vertical neta de 25 kPa. Una vez alcanzado el equilibrio en términos de deformación y drenaje (punto **a**) se prosiguió con la trayectoria de carga hasta un valor neto de $(\sigma_v - u_a) = 636$ kPa (**a**→**b**), bajo succión constante de 0,4 MPa, continuando con la trayectoria de *humedecimiento–secado* (**b**→**c**→**d**) bajo un esfuerzo vertical neto constante de 636 kPa. La trayectoria de humedecimiento se realizó por etapas hasta un valor de 0,01 MPa, finalizando el ensayo con la trayectoria de secado hasta un valor de succión matricial de 0,4 MPa (punto **d**).

Con esta trayectoria de cambio de succión (mojado y secado), se determinaron las deformaciones plásticas (colapso) y elásticas, en una muestra en estado normalmente consolidado; dicho estado se obtuvo en la trayectoria de carga a succión constante (**a**→**b**, Fig. 4.13), donde se aprecia, que la muestra normalmente consolidada, sufre deformaciones plásticas (colapso) en la trayectoria de humedecimiento y retracciones elásticas en la etapa de secado; comportamiento esperado en una muestra normalmente consolidada.

La Fig. 4.14, presenta la evolución temporal de la deformación volumétrica (ε_v), contenido de agua (w) y grado de saturación (S_r) de la trayectoria de humedecimiento (**b**→**c**), bajo carga vertical neta constante de $(\sigma_v - u_a) = 636$ kPa; donde se observa que la muestra no sufre cambios significativos en los primeros cambios de succión, tanto en la deformación volumétrica como en el contenido de agua, hasta que se reduce la succión a valores menores de 0,1 MPa. En el último escalón de cambio de succión es donde se concentra la mayor deformación de colapso y el aumento en su contenido de agua, ocasionando un aumento importante del grado de saturación.

Este comportamiento también era de esperarse; debido a que la trayectoria de mojado se realizó en una muestra normalmente consolidada, estado inducido por la trayectoria de carga previa (**a**→**b**) a la etapa de humedecimiento. Puede constatarse cómo en cada una de las etapas se alcanzan las condiciones estacionarias tanto en términos de deformación como de humedad.

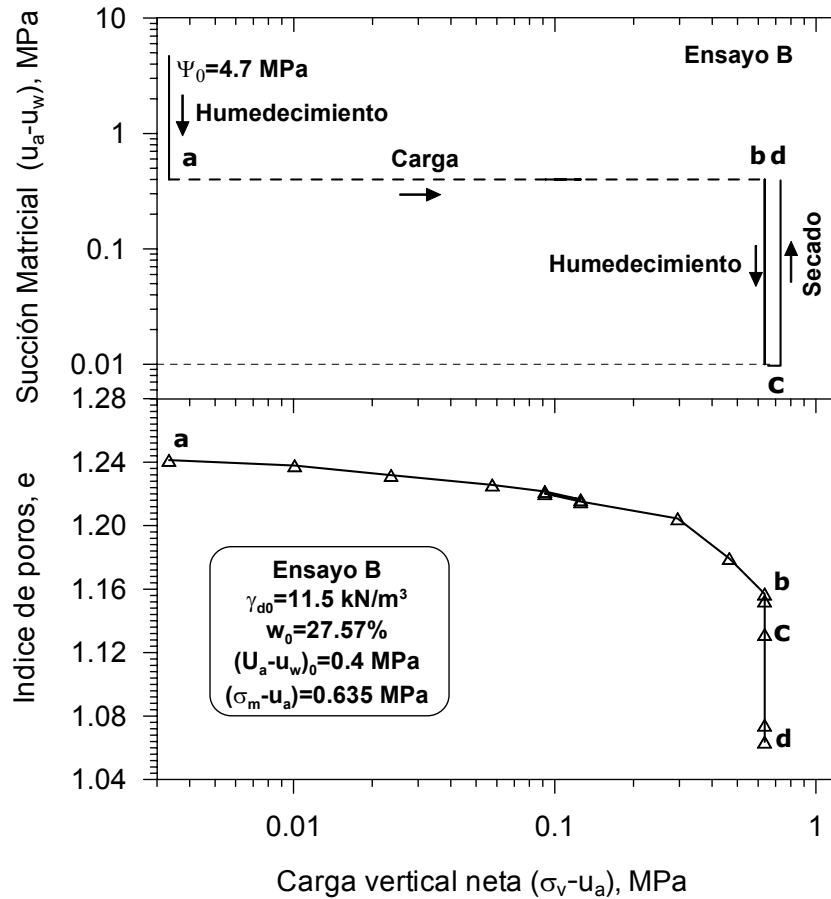


Figura 4.13

Variación del índice de poros de las diferentes etapas de equilibrio con relación a los cambios de la carga vertical neta del ensayo B

En la Fig. 4.15 se muestran los mismos resultados correspondientes a las diferentes etapas de equilibrio en relación a la succión aplicada. Se observa nuevamente, cómo las deformaciones son poco importantes en las primeras etapas de humedecimiento, concentrándose la deformación de colapso en la última etapa de reducción de succión, generando una deformación total de colapso aproximadamente de 4%. Por otra parte, estos importantes cambios de grado de saturación están asociados con la ocurrencia de un proceso irrecuperable de compresión volumétrica, debido principalmente al colapso del esqueleto del suelo. Esta forma de incremento en el grado de saturación puede ser relacionado con el desplazamiento de la superficie de fluencia LC (Loading-Collapse) definido por Alonso *et al* (1990) en un proceso de humedecimiento, el cual es asociado con un colapso irreversible de la macroestructura y del llenado de los macroporos. Este proceso de endurecimiento de la macroestructura induce una densificación de la misma obteniendo un valor de entrada de aire mayor. En la trayectoria de secado (*c*→*d*), se observa una respuesta rígida, (retracción elástica de 0,5%) asociada con cambios pequeños en agua y en la relación de vacíos. No obstante, en esta trayectoria de incremento de succión es más fácil expulsar agua que la inducida por la deformación de colapso.

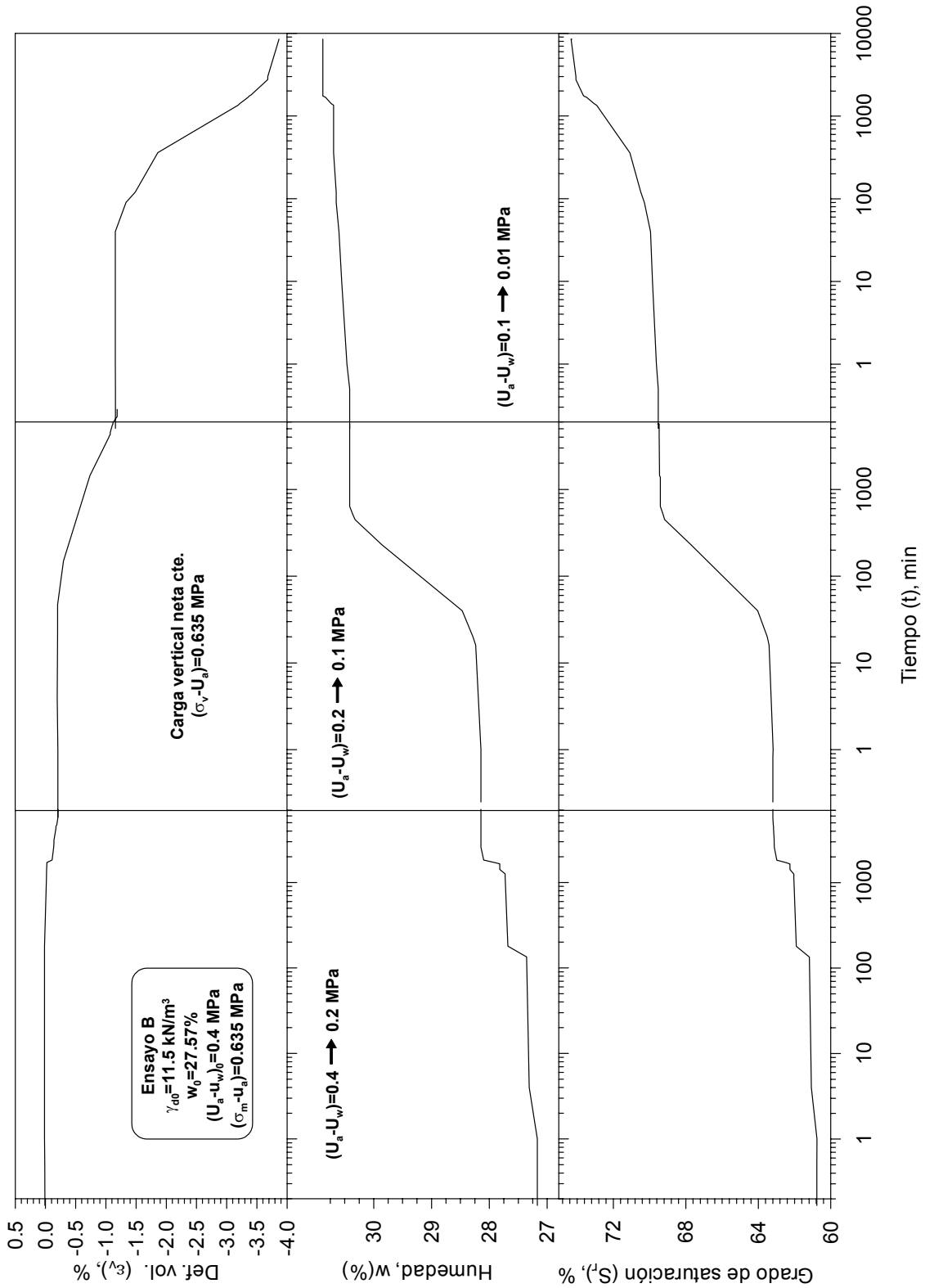


Figura 4.14
 Evolución temporal de la ϵ_v , w y S_r durante la trayectoria de humedecimiento (B→C) bajo $(\sigma_v - u_a) = \text{constante}$. Ensayo B

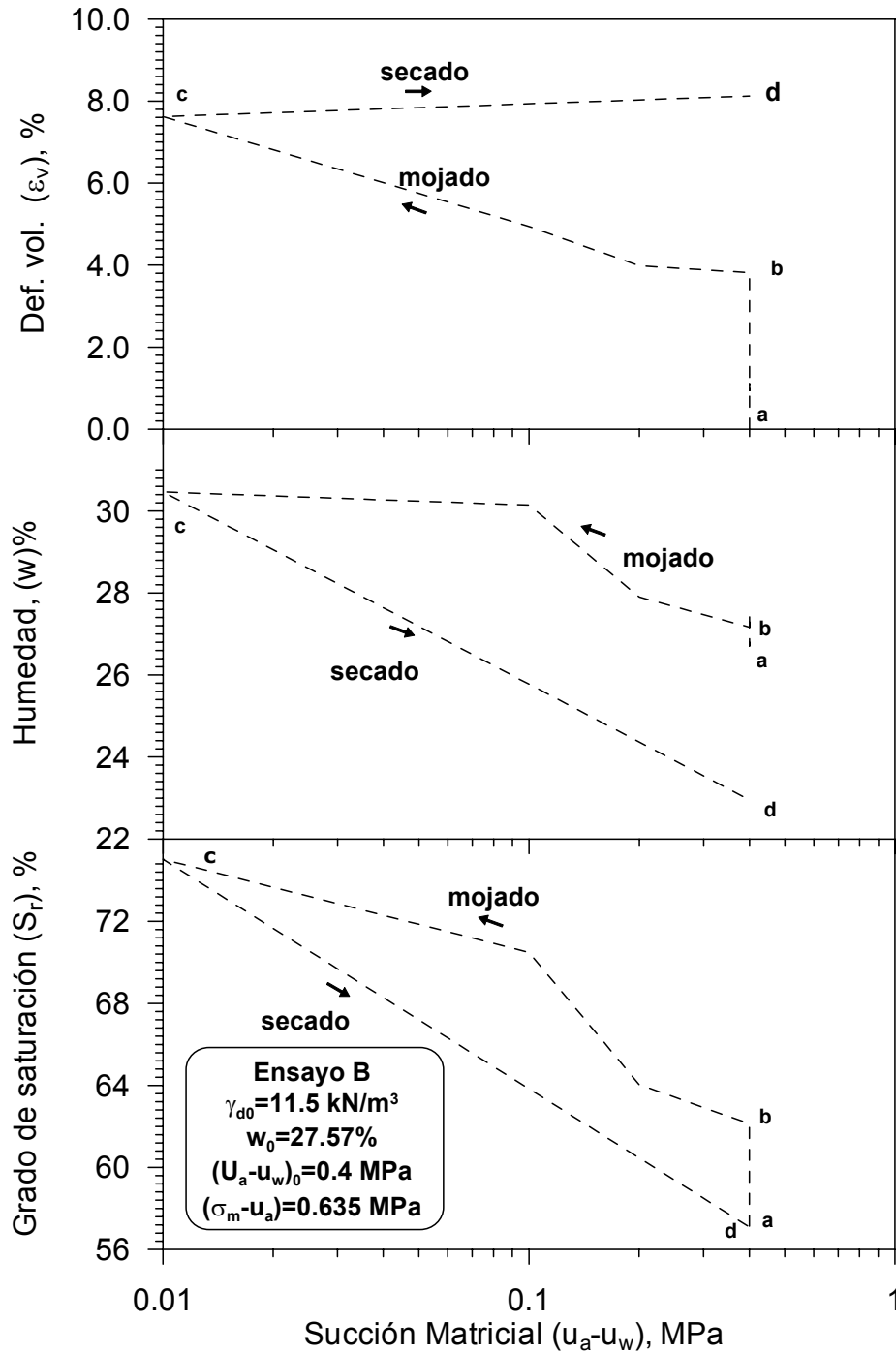


Figura 4.15
Variación de ϵ_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de los cambios de succión. Ensayo B

En la Fig.4.16 se presentan los resultados correspondientes a las diferentes situaciones de equilibrio con respecto a los cambios de esfuerzo vertical neto. La variable de estado volumétrico presenta claramente una zona antes y después del punto de fluencia, que se sitúa alrededor de $\sigma_v - u_a = 0,3 \text{ MPa}$. Durante la etapa de

carga a succión constante (trayectoria **a**→**b**), la LC inicial se desplaza a su valor máximo $\sigma_v-u_a = 0.636$ MPa (punto b). Por tanto, en la siguiente etapa de cambio de succión (trayectoria **b**→**c**) se espera que ocurran únicamente deformaciones irrecuperables expandiendo la superficie de fluencia, de acuerdo con lo indicado en la Fracción 2.4 de este trabajo.

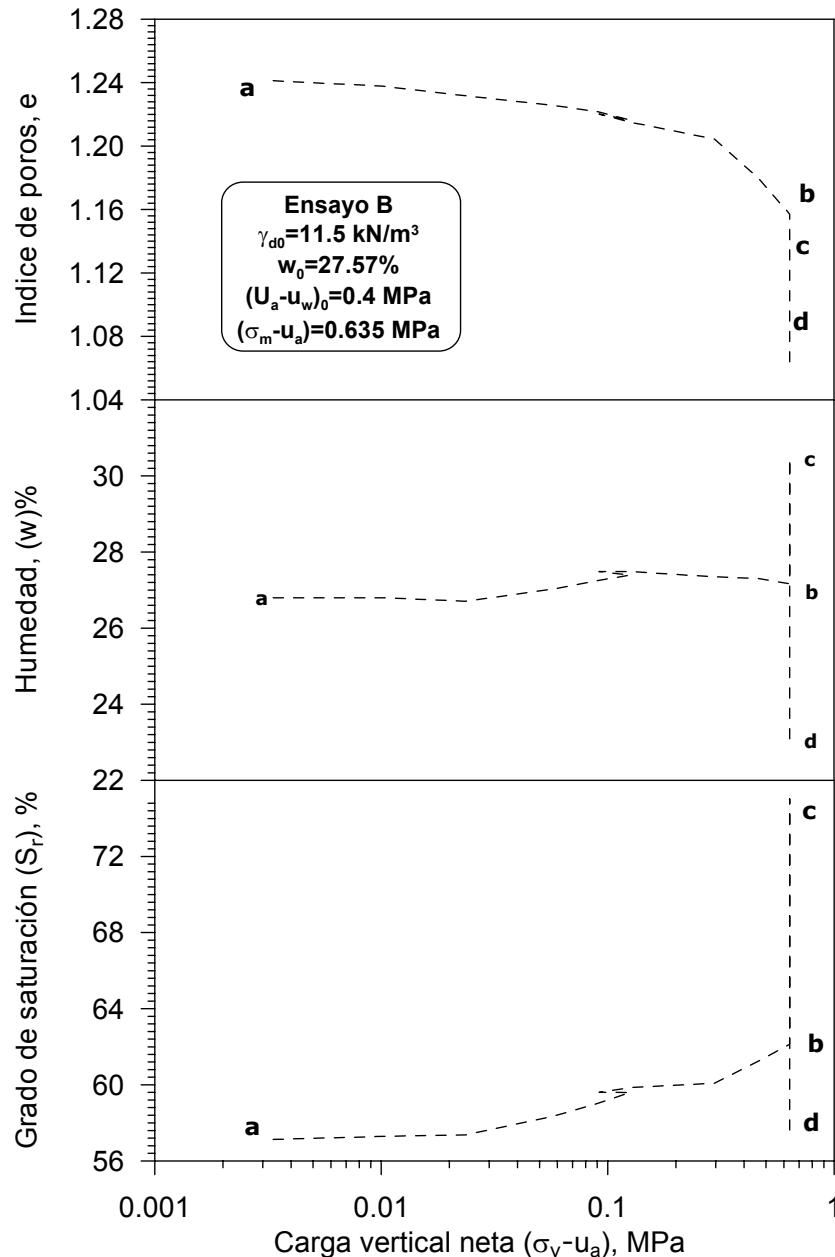


Figura 4.16
Variación de ε_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de la carga vertical neta. Ensayo A

En la trayectoria de carga a succión constante (**a**→**b**), se observa una reducción de poros como consecuencia del incremento de la carga y una pequeña expulsión

de agua. Como consecuencia de ello, se ha medido un aumento en el grado de saturación que está fundamentalmente ligado al cambio de volumen. En la misma figura se observa, cómo en la trayectoria de humedecimiento o de carga, los cambios de humedad son pequeños mientras el suelo permanece en la región elástica y aumenta de valor cuando el suelo plastifica, poniendo de manifiesto un acoplamiento de los cambios de humedad y de las deformaciones en esas trayectorias. Resultados similares son reportados en la Publicación Técnica 226 del IMT.

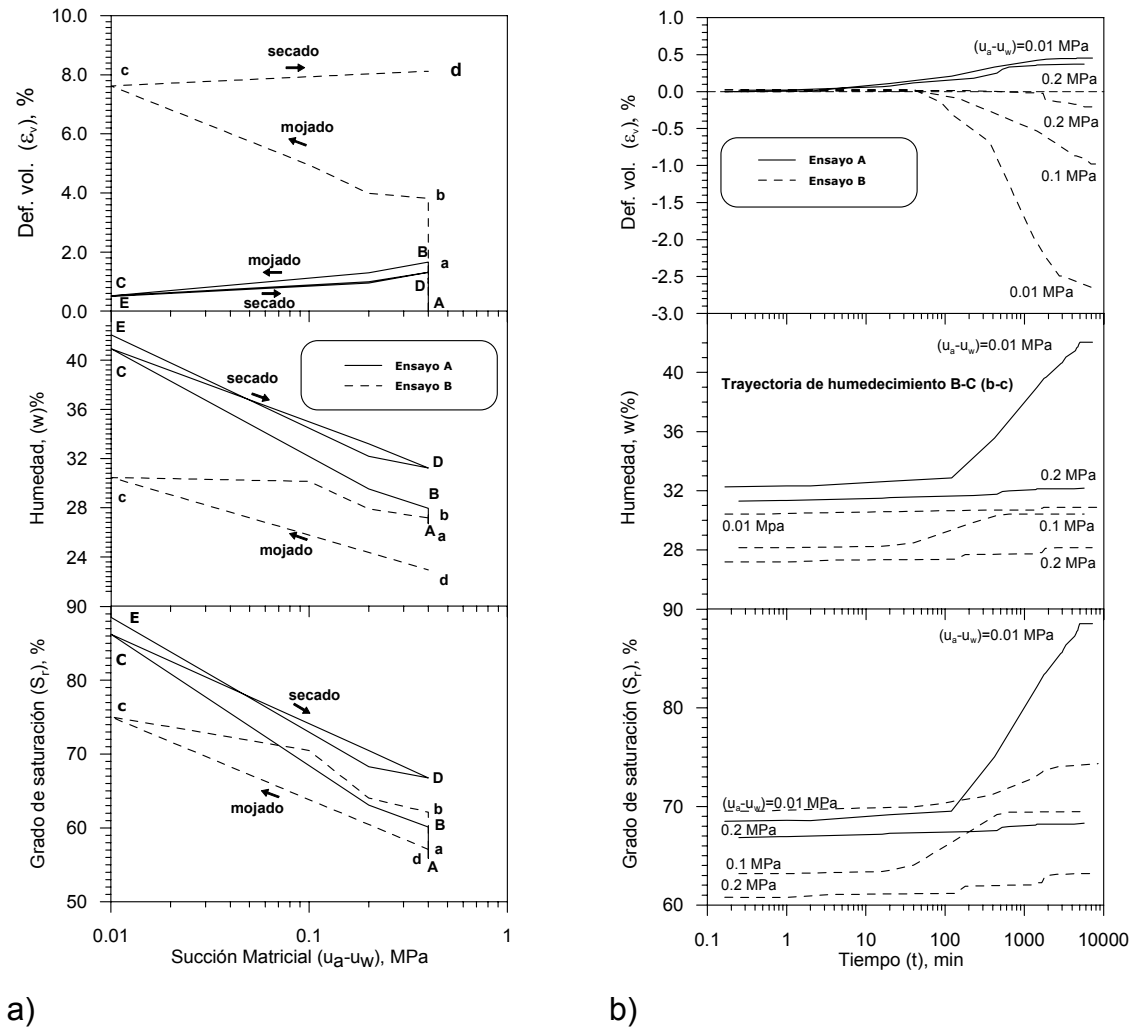


Figura 4.17
Comparación entre los ensayos A y B: a) variación de ϵ_v , w y S_r en función de la succión matricial; b) evolución temporal

En la Fig. 4.17, se presenta una comparación del comportamiento, entre la muestra que se encuentra en estado sobreconsolidado (ensayo A) y la muestra normalmente consolidada (ensayo B). En la trayectoria de humedecimiento se aprecia que en el caso del ensayo A, únicamente se genera un aumento de volumen (expansión), mientras que en el ensayo B, se generan deformaciones

irrecuperables, debido principalmente a un fenómeno de colapso (Fig. 4.17a), también se aprecia, que cuando la muestra se encuentra dentro de su superficie de fluencia, de acuerdo con lo presentado en el Fracción 2.4, únicamente se generan deformaciones elásticas (Fig. 4.17a).

En la Fig. 4.18 se muestran los resultados del ensayo A y B, donde se aprecia que la variable de estado volumétrico, en el ensayo A, no se presenta un punto de fluencia, lo cual indica que durante la trayectoria de carga no se generaron deformaciones irreversibles, esto fue debido, como ya se mencionó en los párrafos anteriores, al estado en que se encuentra la muestra (estado de sobreconsolidación), mientras que en el ensayo B, se puede apreciar claramente la zona antes y después del punto de fluencia,

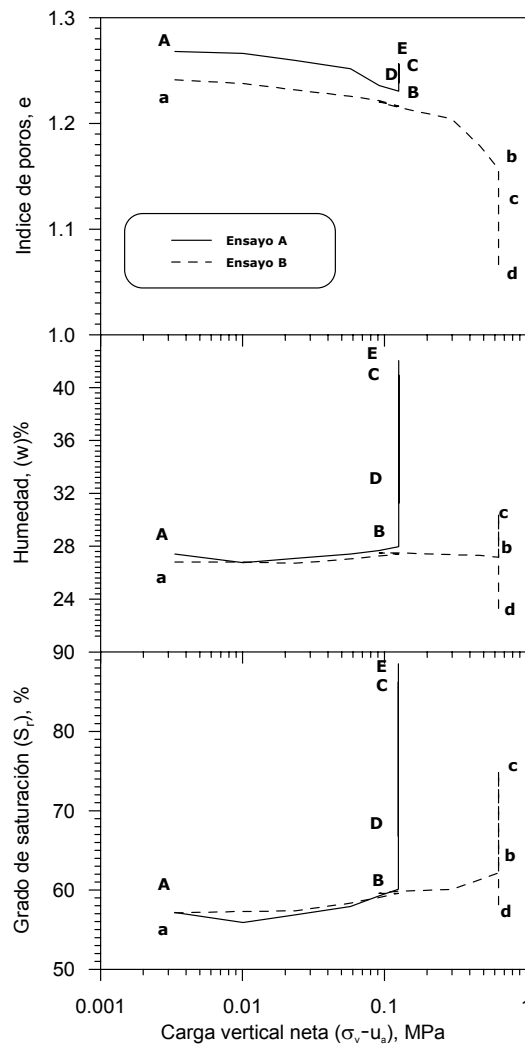


Figura 4.18
Comparación entre los ensayos A y B de la variación de ε_v , w y S_r en función de la carga vertical neta

4.3.2.3 Ensayo C

En este ensayo, la probeta se fabricó con un contenido de agua cercano al óptimo de compactación (Tabla 4.2). Las condiciones iniciales de la muestra son las del punto de esfuerzo (C), (en el plano Próctor, Fig. 4.3): $\gamma_{d0} = 12,2 \text{ kN/m}^3$; $w_0 = 35\%$; $\Psi_0 = 2,5 \text{ MPa}$ y $Sr_0 = 81\%$.

Las trayectorias de esfuerzos de **a'** a **e'**, fueron semejantes a las trayectorias del ensayo B, descritas en los párrafos anteriores. Debido a que su succión inicial total era de $\Psi_0 = 2,5 \text{ MPa}$, la muestra se sujetó a un proceso de equilibrio inicial, imponiendo unas condiciones de succión matricial $(u_a - u_w) = 0,25 \text{ MPa}$, bajo una carga vertical neta $(\sigma_v - u_a) = 24 \text{ kPa}$.

En las figuras 4.19 y 4.21, se observa que en la trayectoria de humedecimiento (**b'**→**c'**), las deformaciones irreversibles (del orden del 0,24%) son menores que en el ensayo B; esto se explica por la mayor densidad y grado de saturación inicial del suelo. El proceso de colapso, hace tender al suelo a un estado casi saturado, densificando la macroestructura, obteniendo un valor de entrada de aire mayor y rigidizando la respuesta del suelo en las etapas posteriores, en dichas figuras se corrobora el hecho de que un suelo experimenta un colapso importante al aumentar su grado de saturación cuando posee una estructura muy abierta.

Por otro lado, en la trayectoria de secado (**c'**→**d'**) se genera una retracción elástica de $\varepsilon_v = 0,15\%$, mientras que en la trayectoria de mojado (**d'**→**e'**) se manifiesta una ligera recuperación elástica $\varepsilon_v = 0,10 \%$.

Respecto al comportamiento hidráulico, en las figuras 4.20 y 4.2, se observa que desde las primeras etapas de reducción de succión se presenta entrada de agua a la muestra, generando importantes cambios de volumen irreversibles y repercutiendo en un movimiento de la superficie de fluencia.

En el espacio $\varepsilon_v : u_a - u_w$ de la Fig. 4.20, durante la trayectoria de humedecimiento (**b'**→**c'**) se observa que en la última etapa de cambio de succión surge la mayor entrada de agua, provocando aproximadamente el 90% de la deformación de colapso y en la Fig. 4.21 la evolución temporal de la misma trayectoria bajo una misma carga vertical neta constante, donde se advierte que la mayor entrada de agua aparece en la última etapa de cambio de succión, generando el mayor cambio de volumen irreversible de la trayectoria, así como el aumento en el grado de saturación.

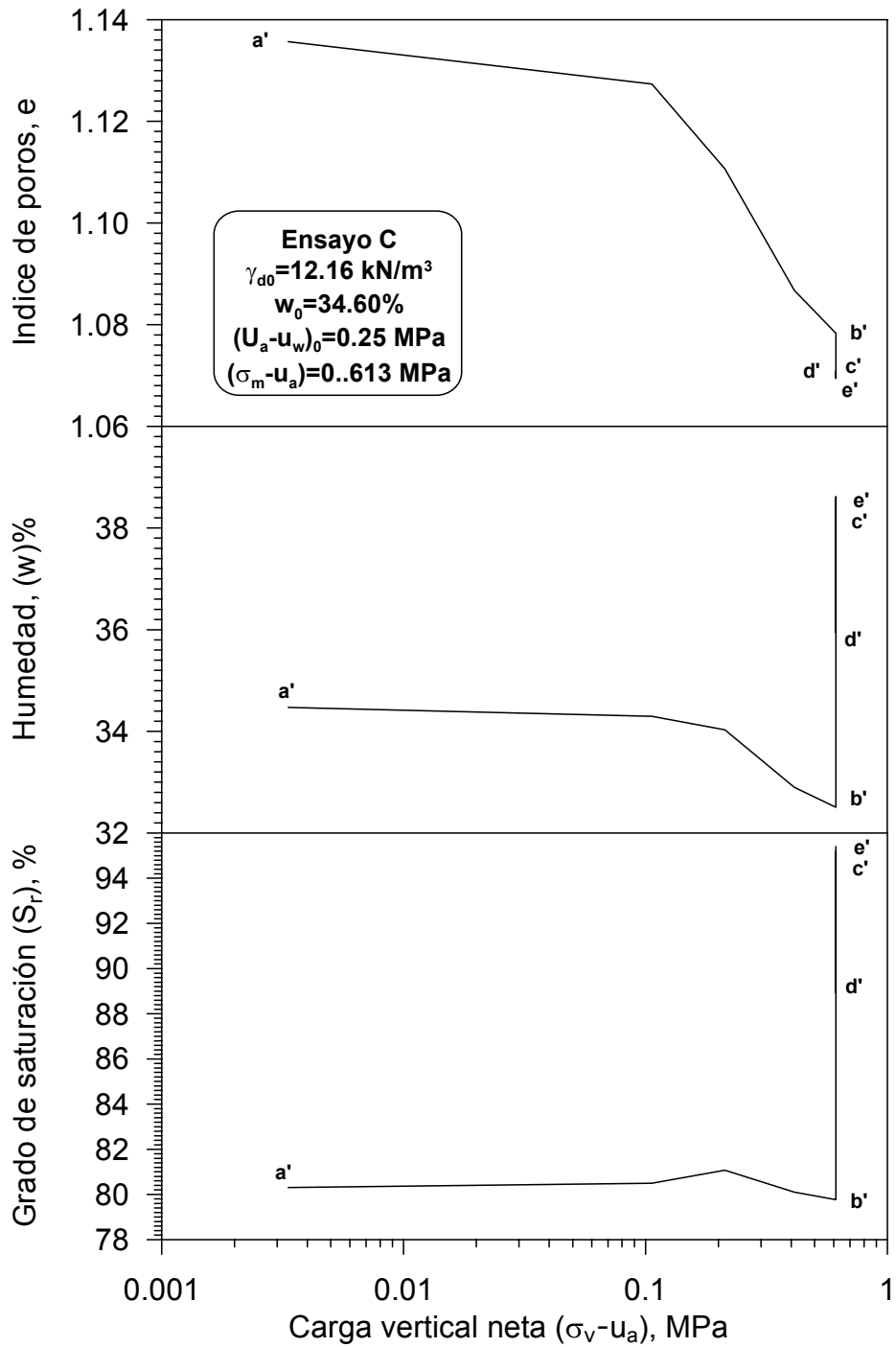


Figura 4.19
Variación de la deformación volumétrica, contenido de agua y grado de saturación de las diferentes etapas de equilibrio. Ensayo C

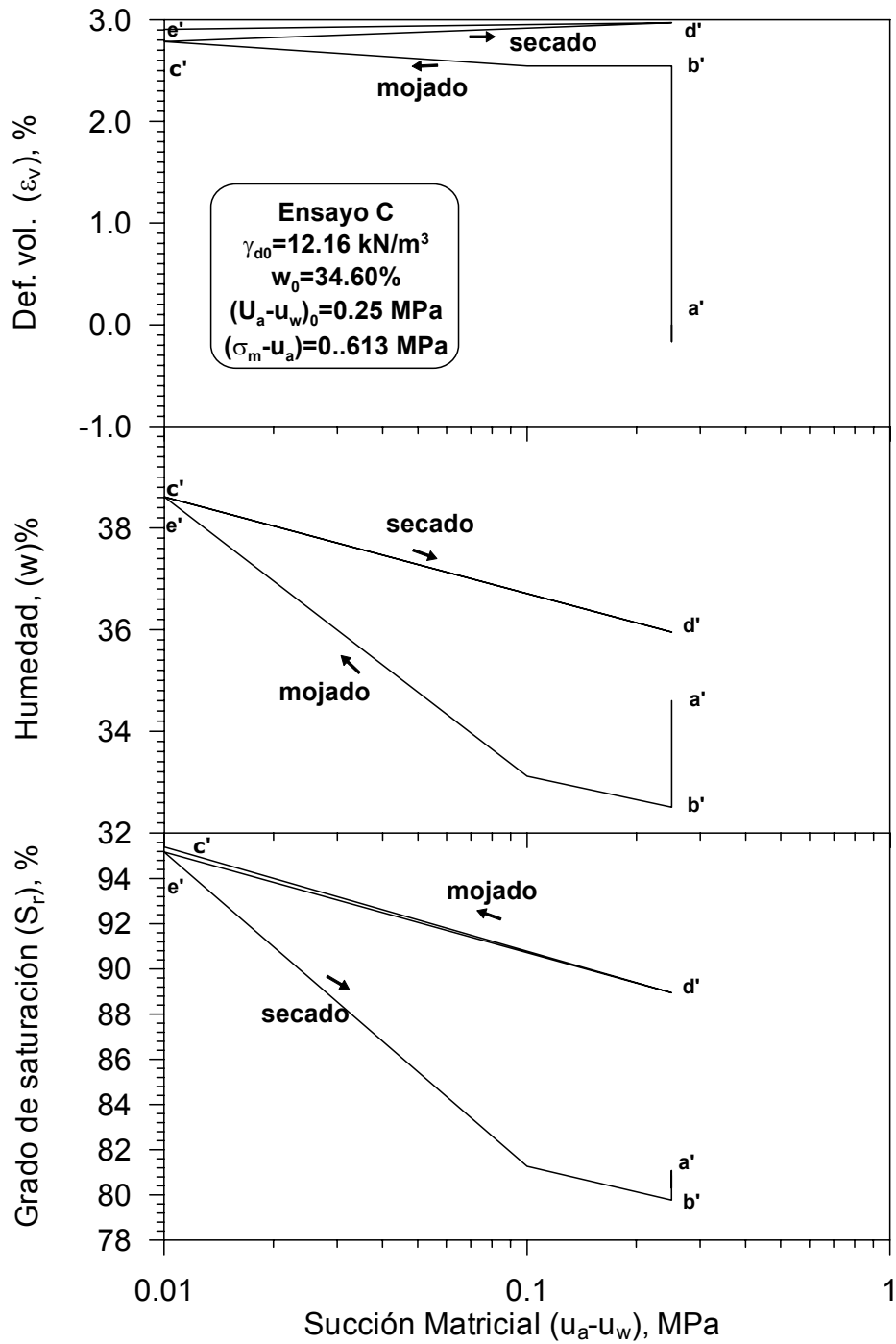


Figura 4.20
Variación de ϵ_v , w y S_r tras las diferentes etapas de equilibrio en función de los cambios de succión. Ensayo C

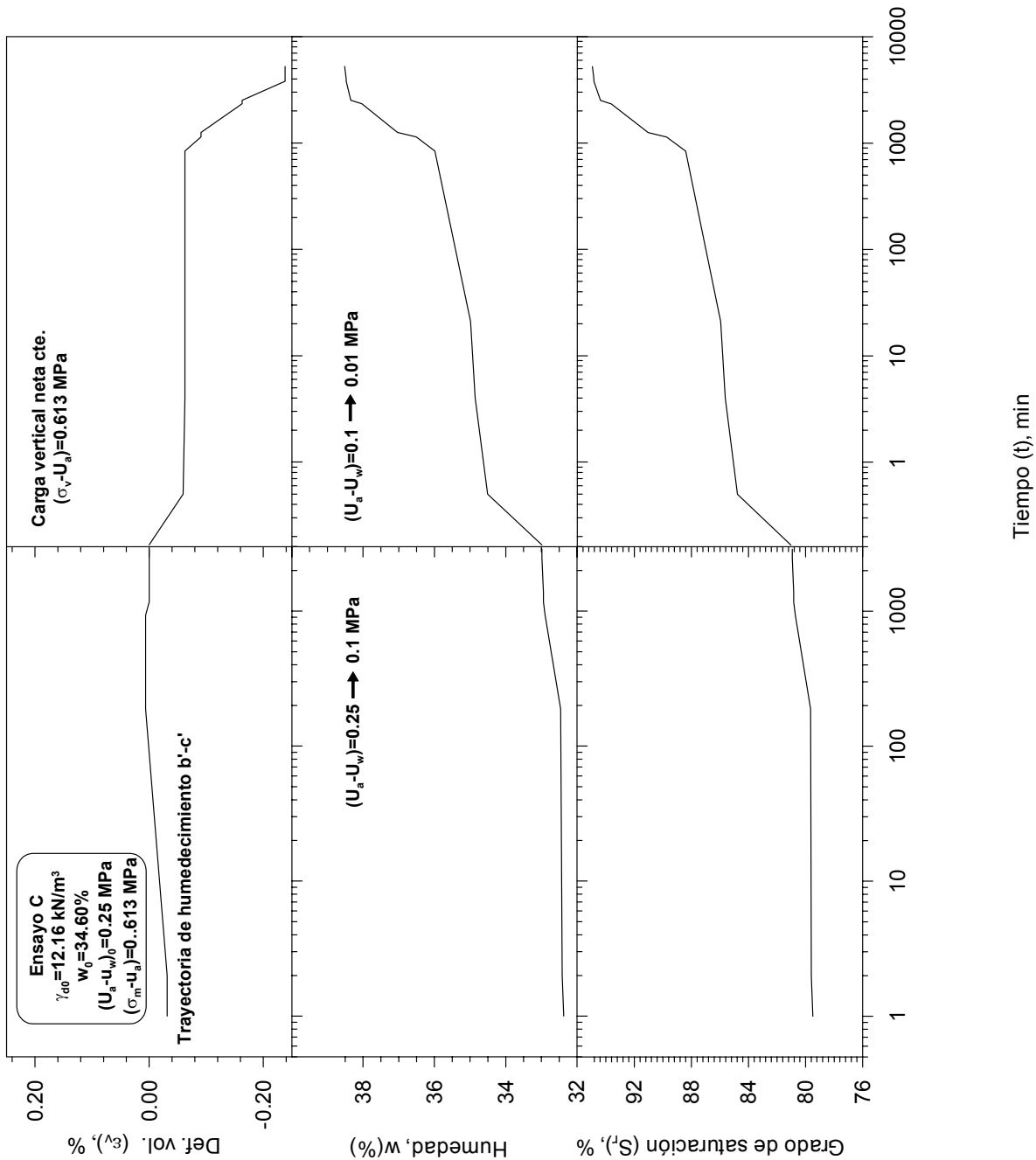


Figura 4.21
 Evolución temporal de la ε_v , w y S_r durante la trayectoria de humedecimiento ($b' \rightarrow c'$) bajo $(\sigma_v - u_a) = \text{constante}$. Ensayo C

5 Resumen y conclusiones

5.1 Resumen y conclusiones

A continuación se resumen las principales conclusiones que se derivan de los trabajos realizados, las cuales se han dividido en los siguientes grupos:

- a) Características del material ensayado, y de la forma de preparación de las probetas.
- b) Nuevos equipos y procedimientos de ensayos
- c) Resultados de los ensayos mecánicos con succión controlada

5.1.1 Características del material ensayado

El material utilizado en los ensayos es un limo de alta compresibilidad (MH) de acuerdo con la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, proveniente de la zona del nuevo aeropuerto de la ciudad de Querétaro; que presenta un límite líquido de $w_L = 53\%$, límite plástico de $w_p = 24\%$ y un 67% de partículas menores de $0,075 \mu\text{m}$. Sus minerales dominantes en la fracción arcillosa son la albita y muscovita.

Las muestras fueron elaboradas con una masa volumétrica seca y un contenido de agua prefabricados siguiendo los procedimientos de compactación Próctor Estándar (ASTM D698-00). Se determinaron las curvas de compactación en el plano Próctor bajo diferentes niveles de energía de compactación, constatándose que la densidad óptima para cada nivel de energía se obtiene para grados de saturación aproximadamente de 85%. Tras la compactación se midió la succión total de cada muestra mediante un psicrómetro de transistores, que permitió dibujar las líneas de igual succión en los ejes del gráfico densidad seca–humedad. Se constató que éstas tienden a ser líneas rectas verticales en los rangos más bajos de humedad y tienden a ser paralelas a las curvas con igual grado de saturación en la zona de humedad igual o superior a la óptima. Con este procedimiento de fabricación se logró conocer su historia de esfuerzos, estableciendo unas condiciones iniciales.

Los ensayos mecánicos objeto de esta investigación se realizaron sobre muestras compactadas con diferentes humedades y densidades secas, pero siempre con una humedad por debajo de la óptima o muy cercana a esta. La fabricación de muestras con humedades superiores al óptimo no se ha abordado dada la dificultad de obtener muestras repetitivas. Por tanto, hay que tener muy presente que los resultados de esta memoria se refieren exclusivamente a muestras del lado seco de la curva de compactación.

5.1.2 Equipo de laboratorio

En el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), se ha abordado el estudio del comportamiento en los suelos no saturados, dentro del marco de proyectos de investigación “*Nuevas líneas de investigación en suelos no saturados*”. Como nueva aportación durante el desarrollo del presente trabajo, ha sido la adquisición y manejo de una nueva célula edométrica, diseñada para realizar ensayos edométricos con control de succión.

El empleo de la nueva célula edométrica con control de succión permitió el análisis de la influencia de la succión matricial en los cambios volumétricos, así como la evolución temporal de las deformaciones asociadas a esta, y estudiar trayectorias de cambio de succión mediante ciclos de *mojado-secado-mojado* bajo esfuerzo vertical neto constante, en dos muestras, con diferentes condiciones de estado: ligeramente sobreconsolidado y normalmente consolidado. El diseño del equipo facilita realizar ensayos con trayectorias complejas en el plano $\sigma_v-u_a : u_a-u_w$ que son relativamente largos en tiempo, obteniendo buenos resultados.

La nueva célula edométrica con control de succión, presenta las siguientes características:

- Alta rigidez frente a cambios de esfuerzo vertical.
- La carga vertical puede ser aplicada por dos procedimientos mecánicos: a) por incrementos de pesos muertos; y b) a una velocidad constante mediante un marco de carga.
- Aplicación de la succión mediante la técnica de traslación de ejes (rango de 0 a 1,5 MPa).
- Precisión en la medición de los cambios de volumen de agua que experimenta la muestra durante el ensayo, mediante el empleo de dos buretas graduadas.

El equipo edométrico facilita medir muy pequeños cambios de volumen (resolución del orden del 0,01 %). Sin embargo, presenta la limitación asociada con el desconocimiento del valor de los esfuerzos horizontales, lo que hace difícil la interpretación de los ensayos en el marco de un modelo constitutivo basado en la relación entre el esfuerzo medio y las deformaciones.

5.1.3 Resultados de los ensayos

5.1.3.1 Aspectos generales

En este apartado se comentan algunos aspectos que surgieron durante el programa de ensayos. Algunos resultados confirman la experiencia en la bibliografía.

El análisis de los resultados permite afirmar que las muestras compactadas por la rama seca tienen tendencia a experimentar colapsos; su magnitud está directamente relacionada con el contenido de agua de compactación, el grado de saturación inicial y el nivel de la energía de compactación. En todos los ensayos, el colapso disminuyó conforme aumentaba el contenido de agua y grado de saturación inicial del suelo compactado. En los ensayos que presentan mayor incremento de grado de saturación esta asociado principalmente el colapso del esqueleto del suelo. Se puede admitir que para humedades de compactación bajas, la causa dominante del colapso radica en la desaparición de la succión existente y el consiguiente reordenamiento de la estructura.

Por otro lado, partiendo de una humedad de compactación específica en la rama seca, si las presiones aplicadas crecen (en una trayectoria de esfuerzo a succión constante), el suelo sufre una modificación de la estructura, con una reducción importante del índice de vacíos y aumento del grado de saturación que da como resultado una estructura más ordenada y estable. El nivel de la energía aplicada al suelo al compactarlo también ha sido decisivo en la magnitud de los colapsos obtenidos, ya que niveles de energía de compactación elevados conducen a estructuras más estables cuando se someten a reducciones en su succión, en muestras normalmente consolidadas, caso contrario se presenta en muestras sobreconsolidadas.

5.1.3.2 Ensayos edométricos con control de succión

Se realizaron ensayos sobre muestras compactadas con diversos contenidos de agua y masa volumétrica seca. En los ensayos se siguieron trayectorias de aumento de carga y disminución de succión seguidas de trayectorias de secado y/o trayectorias de humedecimiento. La forma de estas trayectorias se eligió para permitir estudiar el comportamiento del suelo en etapas de carga y de humedecimiento–secado tanto en régimen elástico como elastoplástico. Por otra parte, la trayectoria seguida permite fijar la posición de la superficie de fluencia de forma cualitativa y obtener posteriormente su desplazamiento. Pese a la dificultad que entraña el desconocimiento de los esfuerzos horizontales se ha comprobado que el suelo sigue de forma cualitativa lo establecido en un modelo de comportamiento (Alonso *et al*, 1990).

El acoplamiento entre los fenómenos mecánicos e hidráulicos se alcanzó a preciar en los gráficos en donde se muestra que los cambios de volumen de poros (e) y volumen de agua siguen diferentes pautas según el tipo de acción aplicada sobre el suelo y el estado del mismo.

Para entender el comportamiento de estos suelos es conveniente introducir la succión como una variable de esfuerzo independiente. Algunas cuestiones importantes relacionadas con la succión son: su valor inicial tras la compactación, su influencia sobre el estado inicial de esfuerzo y su papel en la modificación de la rigidez (tanto volumétrica como de corte); deformabilidad remanente y resistencia de los materiales de las estructuras que conforman una carretera.

Los resultados de los ensayos de colapso, llevados a cabo en los consolidómetros convencionales, han arrojado resultados sobre criterios de compactación, que conducen al suelo estudiado a ser esencialmente estable volumétricamente frente a futuros cambios en su contenido de agua; resaltando que la compactación por el lado seco tiene siempre un riesgo asociado de cambio de volumen.

La energía en torno a la compactación Próctor Estándar no evita en muchos casos el colapso al humedecer, y energías cercanas a la Próctor Modificada conducen con frecuencia a condiciones de expansividad. Por otro lado, la deformación de colapso tiende a disminuir para suelos compactados bajo la misma condición de humedad, en aquellos suelos compactados con mayor energía. Los suelos que presentan un contenido de agua de compactación óptima, incluso ligeramente superior, son más seguros.

Los ensayos han proporcionado datos de interés acerca del acoplamiento entre las deformaciones y los cambios en contenido de agua que pueden ser de utilidad para el desarrollo de nuevos modelos constitutivos que tengan en cuenta estas características.

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

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

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

Por otra parte, el gran crecimiento que sin duda va a tener el empleo de los denominados materiales marginales, y otros de características también especiales, quizá sea necesario hacer un esfuerzo institucional para estudiar un

número significativo de esas obras, desde la etapa de proyecto hasta su posterior ejecución, control y auscultación postconstructiva, con objeto de evaluar a mediano y largo plazo la experiencia conseguida y los resultados obtenidos, que bien podrían formar parte de una deseable futura guía técnica, general o específica.

REFERENCIAS

- Aitchison, G.D. (1965). *Discussion in Proc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.* Vol. 3, Montreal: 318-321.
- Alonso, E.E., Gens, A., and Hight, D.W. (1987). *Special problem soils*. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique 40, No. 3: 405-430.
- Alonso, E.E. (1993). *Constitutive modelling of unsaturated soils*. Civil Engineering European Course, Programme of Continuing Education. UPC.
- Alonso E. (1998). *Simposio Internacional sobre drenaje de firmes y explanadas. Succión y humedad en bases y explanadas en carreteras*. Granada, España.
- Balmaceda, A.R. (1991). *Suelos compactados. Un estudio teórico y experimental*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Barrera, M., Romero, E., Lloret, A. & Gens, A. (2000). *Collapse test on isotropic and anisotropic compacted soils. International Workshop On Unsaturated Soils*. Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Trento, Italy. A.A. Balkema, Rotterdam: 33-45.
- Barrera, M., Romero, E., Lloret, A. & Vaunat, J. (2002). *Hydro-mechanical behaviour of a clayey silt during controlled-suction shearing*. International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil, A. A. Balkema, Rotterdam Vol. 2: 485-490.
- Barrera, M. & Garnica, P. (2002). *Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres*. Documento Técnico No. 198. Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México.
- Barrera, M., Garnica, P., & Martínez, F. (2003). *Comportamiento del fenómeno del colapso en suelos compactados y su influencia en las vías terrestres*. Tercer Congreso Mexicano del Asfalto. Desempeño de los pavimentos asfáltico, Asociación Mexicana del Asfalto, México, D. F.
- Barrera, M. (2003). *Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables*. Documento Técnico No. 226. Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México.
- Beneyto P. A., Awruch A. M., & Di Rado H. A. (2000). *Análisis numérico del fenómeno de consolidación en suelos no saturados*. Dpto. de Mecánica Aplicada. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Nordeste. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas 2000.UNNE.
- Bishop, A.W. (1959). *The principle of effective stress*. Teknik Ukeblad, 39: 859-863.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961). *The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus*. In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris. Vol. 1: 13-21
- Bishop, A.W. and Henkel, D. J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold, London.
- Bishop, A.W. y Blight, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. Géotechnique 13, No 3: 177-197.
- Brackley, I.J.A. & Sanders (1992). *In situ measurement of total natural horizontal stresses in an expansive clay*. Géotechnique, 42, 2: 443-451.
- Caprara, F. (2000). *Transporte vial*. Universidad Autónoma de Chile. Tesis Maestría en Ciencias.

- Cui, Y. & Delage, P. (1996). *Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt*. Géotechnique, 46 (2): 291-311.
- Daupley, X., (1997). *Etude du potentiel de l'eau interstitielle d'une roche argileuse et des relations entre ses propriétés hydriques et mécaniques*. Ph D, Ecole National des Mines de Paris.
- Day R. (1995). *Swell-shrink behavior of compacted clay*. Journal of geotechnical engineering. American Society of Civil Engineers Vol. 121. No. 4.
- Delage, P., Suraj de Silva & G.P.R. De Laure, E. (1987). *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-satures*. In Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 1: 25-28
- Dealge, P. (1989). *Colapso de un terraplén mas compacto*. Simposio sobre el agua y el terreno en las infraestructuras viarias. Torremolinos. SEMS: 235-240.
- DOTOT, (1998). SECTION 10: "Emergency Action / Road Closure". Manual de transporte de Texas.
- Escario, V. & Sáez, J. (1973). *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa: 196-200.
- Escario, V. (1980). *Suction controlled penetration and shear test*. In Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, Vol. 2: 781-797.
- Escario, V. & Sáez, J. (1987). *The shear strength under high suction values*. Written discussion. Session 5, Proc. 9th European Conf. On Soil Mech. And Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.
- Escario, V. and Juca, J.F.T. (1989). *Strength and deformation of partly saturated soils*. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1: 43-46.
- Fredlund, D.G. (1975). *A diffused air volume indicator of soils under high suction values*. Written discussion. Session 5, Proc. 9th European Conf. On Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.
- Fredlund, D.G. & Morgenstern, N.R. (1976). *Constitutive relations for volume change in unsaturated soils*. Can. Geotech. J. 13, No 3: 261-276.
- Fredlund, D.G. & Morgenstern, N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103, GT5: 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., and Widger, R.A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal. 15, No. 3: 313-321.
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, INC., New York.
- Fredlund, D.G., Xing, A., Fredlund, M.D., & Barbour, S.L. (1996). *The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal. 33: 440-448.
- Frydman S., Talesnick M., & Puzrin A. (1995). *Colinearity of stresses, strains, and strain increments during shearing of soft clay*. Journal of Geotechnical Engineering. Volumen 121. No. 3.
- Gan, J.K.M., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1988). *Determination of the shear strength of unsaturated soils*. Can. Geotech. J., 25: 500-510.
- Garzón S. J. (2000). *Verificación del factor de equivalencia de carga por eje para la vía Patios-La Calera-Guasca*. Ingeniero Civil de la Pontificia Universidad Javeriana.
- Gens, A. (1993). *Constitutive modelling of expansive soils*. Unsaturated soils. Recent developments and applications. Civil Engineering Courses, Barcelona.
- Gordon, R. G. & Waters, T. J. (1984). *A case study of performance of pavements on an expansive soil subgrade*. 5th Int. Conf. Exp. Soils. Adelaide (S. Australia): 263-269.
- Head, K.H., (1982). *Manual of soil laboratory testing*. Pentech Press.2.
- Hillel, D. (1971). *Soil and water: Physical principles and processes*. Academic Press, New York.
- Jenning, J.E.B. & Burland, J.B. (1962). *Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils*. Géotechnique 12, No 2: 125-144.

- Lambe, T.W. (1958). *The structure of compacted clay*. Jnl. of the Soil Mech. and Foundn. Div ASCE, 84 (SM2): 10-34.
- Lawton, E.C., Fragaszy R.J. & Hardcastle, J.H. (1989). *Collapse of compacted Clayey sand*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No 9.
- Lawton, E.C., Fragaszy R.J. & Hardcastle, J.H. (1991). *Stress ratio effects on collapse of compacted Clayey sand*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No 5.
- Livneh, M. & Ishai, I. (1975). *Prediction of CBR values under covered areas*. 2nd Australia-New Zealand Conf. Geomech. Brisbane: 109-114.
- Lloret, A. & E.E. Alonso (1980). *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour*. Géotechnique 30, No 4: 449-447.
- Lloret, A. & E.E. Alonso (1985). *State surfaces for partially saturated soils*. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. San Francisco, 2: 557-562.
- Márquez, S. L. (2002). *Geografía de Querétaro*. Gobierno del Estado. Presentación fondo socio cultural.
- Matyas, E.L. y Radhakrishna, H.S. (1968). *Volume change characteristics of partially saturated soils*. Géotechnique, 18, No 4: 432-448.
- Mitchell J. (1976). *Special Problem Soils*. General Report. Vol. 3.
- Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 2nd ed.
- Montero F. A. (1998). *Factores a considerar en el diseño de pavimentos*. Ingeniería de pavimentos en carreteras. UNAM. Ed. Limusa.
- Morel, G. (1980). General Report. International Conference on Compaction, Paris, Vol. 3: 57-76
- Park S., Lytton R. L., & Button J.W. (1999). *Forensic investigation of pavement distortions using soil suction*. Journal of Transportation Engineering. Vol. 125, No. 1.
- Pawlak S. L. (1998). *Evaluation, Design and Mitigation of Project Sites in Collapsible Soil Areas in Western Colorado*. Journal of Geotechnical Engineering.
- Proctor, R.R. (1933). *Fundamental principles of soil compaction*. Engineering News Record 111: 245-248; 286-289; 348-351.
- Rampino, C., Mancuso, C. and Vinale, F. (1999). *Laboratory testing on unsaturated soil: equipment, procedures and first experimental results*. Canadian Geotechnical Journal, No. 36:1-12.
- Rampino, C., Mancuso, C. & Vinale, F. (2000). *Experimental behaviour and modelling of an unsaturated*. Canadian Geotechnical Journal, No. 37: 748-763.
- Reséndiz, D. (1977). *Compacting conditions, state variables engineering properties of compacted clay*. International Conference on Compaction, Paris, Vol. I: 195-202.
- Richards, B.G., Peter, P., & Martin, R. (1984). *The determination of volume change properties in expansive soils*. Proc. 5th I.C.E.S. Adelaide: 179-186/355-362.
- Rico, A. y del Castillo, H. (1976). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. No. 1, Limusa, México.
- Romero, E., Facio, J.A., Lloret, A., Gens, A. & Alonso, E.E. (1997). *A new suction and temperature controlled triaxial apparatus*. In Proc. 14th ICSMFE, Hamburg. A.A. Balkema, Rotterdam. Vol.1: 185-188
- Romero, E. (1999). *Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study*. Ph. D. Thesis, Technical University of Catalunya, Barcelona.
- Southgate H. (1991). *Distribution of strain components and work within flexible pavement structures*. Transportation research Record. No. 1307.
- Swanson D. A., Savci G., & Danziger G. (1999). *Predicting the soil-water characteristics of mine soils*. Savci Environmental Technologies, Golden, Colorado, USA/Helps Dodge Mining Company, Morenci, Arizona, USA
- Thompson, M. R. & Robnett, Q. L., (1979). *Resilient properties of subgrade soils*. Transp. Research Jnl. ASCE, 105, TE1: 71-89.

- Tobarra, F. (1999). *Caracterización de los materiales para terraplenes de una autovía, según el nuevo PG3*. Simposio sobre Geotecnia de las infraestructuras del transporte. Comunicado No. 3.04. Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid. Universidad Politécnica de Madrid.
- Van Genuchten, M. Th. (1978). Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new, closed – form analytical model. Research Report 78-WR-08. Water Resources Program, Dep. of Civil Engineering, Princeton University, Princeton.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soils Sci. Am. J.* 44: 892-898.
- Wheeler, S.J. and Sivakumar, V. (1993). *Development and application of a critical state model for unsaturated soil*. Predictive soil mechanics. Thomas Telford, London: 709-728.
- Wheeler, S.J. and Karube, D. (1995). *State of the art report. Constitutive modelling*. In Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Vol. 3: 1323-1356.
- Wheeler, S.J. and Sivakumar, V. (1995). *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. *Géotechnique*, 45 (1): 35-53.
- Wheeler, S.J. (1996). *Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil*. *Canadian Geotechnical Journal*. 33: 42-57.
- Wheeler, S.J. & Sivakumar, V. (2000). *Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2 : Shearing and constitutive modelling*. *Géotech.* 50 (4): 369-376.
- Willard, H.H., Merritt, L.L. and Dean, J.A. (1974). Instrumental methods for analysis. D. Van Nostrand Company, New York, 5th ed.
- Williams, A. A. B. & Pidgeon, J. T. (1981). *Evapotranspiration and heaving clays in south Africa*. *Géotechnique*, 33, 2: 141-150.
- Woodburn J.A., Holden, J.C. and Peter P. (1993). The transistor psychrometer: a new instrument for measuring soil suction. Unsaturated Soils Geotechnical Special Publications No. 39, Dallas. S.L. Houston and W.K. Wray , ASCE: 91-102.



CIUDAD DE MEXICO

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

SANFANDILA

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

Internet: <http://www.imt.mx>
publicaciones@imt.mx