



Certificación ISO 9001:2008 ‡

Comportamiento dinámico de suelos no saturados y su aplicación a las vías terrestres

Natalia Pérez García
Daniel O. Lavariega Aguirre
Paul Garnica Anguas

**Publicación Técnica No. 420
Sanfandila, Qro, 2014**

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

**Comportamiento dinámico de suelos no saturados y
su aplicación a las vías terrestres**

Publicación Técnica No. 420
Sanfandila, Qro, 2014

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, por la Dra. Natalia Pérez García, el Ing. Daniel Omar Lavariega y el Dr. Paul Garnica Anguas.

Contenido

Resumen	v
Abstract	vii
Resumen ejecutivo	ix
Introducción	1
Objetivo general	2
Objetivos específicos	2
Alcance	3
Organización	3
1. Antecedentes del comportamiento dinámico de suelos	5
1.1. Introducción	5
1.2. Características de los problemas dinámicos	5
1.2.1. Rango de deformación	6
1.2.2. Diferencias entre condiciones de carga estática y dinámica	7
1.3. Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos	9
1.3.1. Equipos y métodos de pruebas de laboratorio	9
1.3.2. Comportamiento del suelo bajo carga dinámica	15
1.4. Factores que afectan los parámetros dinámicos de suelos no saturados	19
2. Equipos, materiales y procedimientos de prueba	31
2.1. Introducción	31
2.2. Descripción del equipo y técnicas de medición utilizadas	31
2.2.1. Equipo triaxial cíclico	36
2.2.2. Celdas de presión tipo Fredlund	39
2.3. Descripción de los materiales utilizados	40
2.3.1. Propiedades índice y clasificación SUCS	41
2.3.2. Características de compactación	43
2.4. Elaboración y acondicionamiento de especímenes para ensaye triaxial cíclico y resistencia a la compresión no confinada	43
2.4.1. Método para la formación de la probeta	43
2.4.2. Acondicionamiento de especímenes de prueba	48
2.5. Procedimiento de prueba	50
2.5.1. Módulo de elasticidad y amortiguamiento	50
2.5.2. Resistencia a la compresión no confinada (compresión simple)	57
2.5.3. Determinación de la curva característica	58
3. Presentación y discusión de los resultados	63

3.1.	Introducción	63
3.2.	Curvas características	63
	3.2.1. Efecto del tipo de suelo	64
	3.2.2. Efecto de la sobrecarga	65
3.3.	Acondicionamiento de especímenes para las pruebas dinámicas	66
	3.3.1. Evaluación de la distribución del contenido de agua en las muestras y repetitividad de los resultados	67
	3.3.2. Variaciones de contenido de agua y peso volumétrico seco en trayectoria de secado	68
	3.3.3. Variaciones de contenido de agua y peso volumétrico seco en trayectoria de humedecimiento	70
3.4.	Módulo de elasticidad y amortiguamiento	74
	3.4.1. Condiciones de las pruebas realizadas	75
	3.4.2. Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento en el módulo de elasticidad y el amortiguamiento	76
	3.4.3. Influencia del contenido de agua y grado de saturación en las propiedades mecánicas	91
	3.4.4. Influencia de la succión	101
3.5.	Resistencia a la compresión no confinada	108
	3.5.1. Condiciones de las pruebas realizadas	108
	3.5.2. Influencia del contenido de agua y el grado de saturación en la resistencia a compresión no confinada	109
	3.5.3. Influencia de la succión en la resistencia a compresión no confinada	118
4.	Conclusiones	123
	Bibliografía y Referencias	126
	Anexo A. Resultados del acondicionamiento de especímenes de prueba	130
	Anexo B. Curvas características	134
	Anexo C. Pruebas de resistencia en compresión no confinada	141
	Anexo D. Ensayes triaxiales cíclicos	143

Resumen

En este trabajo fue realizado un estudio experimental utilizando un equipo triaxial cíclico, para investigar el comportamiento dinámico de dos suelos finos compactados.

Los especímenes fueron compactados con un mismo contenido de agua inicial (contenido de agua óptimo) y un peso volumétrico seco determinado (peso volumétrico seco máximo); posteriormente, unos fueron secados al aire libre y otros humedecidos usando un procedimiento de saturación por capilaridad; dichos procedimientos fueron utilizados para simular las condiciones de servicio de un suelo compactado en campo. Con los resultados de las pruebas de carga cíclica fue evaluada la influencia del contenido de agua, grado de saturación y succión en el módulo de elasticidad y amortiguamiento del suelo.

Los resultados indican que las variables evaluadas son factores trascendentales en el comportamiento dinámico y estático de los suelos estudiados; sin embargo, los valores de amortiguamiento obtenidos mostraron una mayor dispersión, por lo que fue difícil precisar un comportamiento más generalizado para dicha propiedad.

Abstract

This research shows an experimental study on dynamic behavior of two fine grained compacted soils. The soil specimens were initially compacted at a specified water content (optimum water content) and dry unit weight (maximum dry unit weight). Then, some of the specimens were allowed to imbibe water through capillarity and others were allowed to loss water through evaporation. These processes were done with the aim of simulating post – compaction conditions. The influence of water content, degree of saturation and suction were evaluated in soil properties such as elastic modulus and damping.

The results indicated that the variables that were studied are of great importance when evaluating the dynamic and static behavior of the studied soils. Damping data showed scatter, reason why it was not possible to determine a generalized trend.

Resumen ejecutivo

El estudio del comportamiento de los suelos no saturados ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación, debido a las dificultades que representa la aplicación de la mecánica de suelos tradicional a los problemas geotécnicos que plantea este tipo de suelos. A pesar de los trabajos publicados sobre el tema; es claro que aún falta información sobre diversos aspectos de estos suelos, que puedan contribuir para su mejor entendimiento.

Cabe señalar que uno de los fenómenos característicos asociados al comportamiento de los suelos no saturados se relaciona con la modificación de su grado de saturación al variar las condiciones ambientales donde se encuentran. Factores externos tales como: la precipitación, la temperatura, la posición del nivel freático juegan un papel importante al definir el impacto del medio ambiente en el funcionamiento de un sistema suelo–estructura. El cambio de humedad puede causar serios daños debido a la degradación en la resistencia de dichos suelos; lo que modifica a su vez propiedades tales como rigidez, resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad, etc. Entonces, las propiedades de los materiales presentarán variaciones estacionales que es recomendable conocer, de tal forma que sea posible predecir cuál será el comportamiento futuro de las diferentes estructuras.

Desde un punto de vista práctico, el estudio experimental de los suelos no saturados al igual que el desarrollo de un modelo constitutivo que permita simular su comportamiento bajo sollicitaciones del tipo dinámico (sismos, vibración de maquinaria, tránsito de vehículos y operaciones de construcción) y frente a cambios en su contenido de agua inicial, son de gran interés en el campo de la ingeniería geotécnica; y, en este caso, de las vías terrestres.

En las últimas dos décadas han sido realizadas varias investigaciones, con la finalidad de explorar el comportamiento dinámico en suelos no saturados; para ello inducen un bajo nivel de deformación y miden sus efectos utilizando algunos métodos teóricos o técnicas de laboratorio específicas (Quian et al., 1991; Jiménez, 1992; Marinho et al., 1995; Mancuso et al., 2002; Inci et al., 2003; Hoyos et al., 2004; Martínez, 2005; Mendoza y Colmenares, 2006; González et al., 2007). Así mismo, el interés en determinar la influencia de la succión en el comportamiento dinámico de suelos finos compactados ha ido creciendo de igual forma en años recientes; esto debido a que la succión define el estado de esfuerzos en un suelo no saturado con la variación en su contenido de agua inicial. Estudios como los realizados por Houry et al., 2003, Yang et al., 2005, Sawangsuriya et al., 2009, Yang y Lin, 2009, ponen de manifiesto la importancia de este tema en la actualidad.

Por lo que se refiere a la medición de propiedades dinámicas para un alto nivel de deformación, la información que existe al respecto es muy escasa. Por ello, a pesar del hecho de que el comportamiento dinámico del suelo a pequeñas deformaciones es considerado como una función clave para la estimación del desempeño de los sistemas suelo–estructura, resulta imprescindible de igual manera el estudio de su comportamiento para un rango de deformación mayor, ya que ha sido demostrado que la respuesta del suelo depende fuertemente del nivel de deformaciones inducidas y éstas, a su vez, están asociadas al tipo de sollicitación o sollicitaciones del problema que se estén analizando.

El problema entonces es que no se ha determinado en forma precisa cómo es que las propiedades dinámicas de los suelos se ven afectadas por la variación del contenido de agua, para que estas puedan ser estimadas tomando en cuenta la humedad que el suelo pueda tener a lo largo de su vida útil. En esta investigación se llevó a cabo el estudio de propiedades dinámicas de dos suelos. Como resultado se encontró que:

Las variables evaluadas (contenido de agua, grado de saturación y succión) son factores trascendentales en el comportamiento dinámico y estático de los suelos estudiados. Por otro lado, el módulo de elasticidad y el amortiguamiento tienen una relación dependiente del esfuerzo desviador dependiendo del contenido de agua presente en el suelo. De igual forma, el esfuerzo confinante tiene una influencia clara en la variación de dichas propiedades.

Otro aspecto que cabe indicar es el hecho que los valores de amortiguamiento obtenidos mostraron una mayor dispersión, por lo que fue difícil precisar un comportamiento más generalizado para esta propiedad estudiada.

Las tendencias observadas entre la resistencia no confinada y el módulo de elasticidad, con parámetros tales como el contenido de agua y el grado de saturación, dejan clara la existencia de relaciones que ayudan a estimar dichas propiedades a través del uso de correlaciones de una manera rápida y sencilla.

Así mismo, las curvas características parecen ser independientes del nivel de sobrecarga utilizado en la prueba.

Introducción

El estudio del comportamiento de los suelos no saturados ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación debido a las dificultades que representa la aplicación de la mecánica de suelos tradicional a los problemas geotécnicos que se plantean en este tipo de suelos. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema; es claro que aún falta información sobre diversos aspectos de estos suelos, que puedan contribuir para su mejor entendimiento.

Cabe señalar que uno de los fenómenos característicos asociados al comportamiento de los suelos no saturados se relaciona con la modificación de su grado de saturación, al variar las condiciones ambientales donde se encuentran. Factores externos tales como la precipitación, la temperatura y la posición del nivel freático juegan un papel importante al definir el impacto del medio ambiente en el funcionamiento de un sistema suelo-estructura. El cambio de humedad puede causar serios daños, debido a la degradación en la resistencia de dichos suelos; a su vez modifica las propiedades tales como rigidez, resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad, etc. Entonces, las propiedades de los materiales presentarán variaciones estacionales que es recomendable conocer de tal forma que sea posible predecir cuál será el comportamiento futuro de las diferentes estructuras.

Desde un punto de vista práctico, el estudio experimental de los suelos no saturados -al igual que el desarrollo de un modelo constitutivo que permita simular su comportamiento bajo sollicitaciones del tipo dinámico (sismos, vibración de maquinaria, tránsito de vehículos y operaciones de construcción) y frente a cambios en su contenido de agua inicial- son de gran interés dentro del campo de la ingeniería geotécnica, y en este caso, de las vías terrestres.

En las últimas dos décadas, algunos investigadores han realizado varios estudios con la finalidad de explorar el comportamiento dinámico en suelos no saturados; para ello han inducido un bajo nivel de deformación y han medido sus efectos utilizando algunos métodos teóricos o técnicas de laboratorio específicas (Quian et al., 1991; Jiménez, 1992; Marinho et al., 1995; Mancuso et al., 2002; Inci et al., 2003; Hoyos et al., 2004; Martínez, 2005; Mendoza y Colmenares, 2006; González et al., 2007). Estudios como los realizados por Khoury et al., 2003, Yang et al., 2005, Sawangsuriya et al., 2009, Yang y Lin, 2009, ponen de manifiesto la importancia de este tema en la actualidad.

Por lo que se refiere a la medición de propiedades dinámicas para un alto nivel de deformación, la información que existe al respecto es muy escasa. Es por ello que, a pesar del hecho de que el comportamiento dinámico del suelo a pequeñas

deformaciones es considerado como una función clave para la estimación del desempeño de los sistemas suelo–estructura, resulta imprescindible de igual manera el estudio de su comportamiento para un rango de deformación mayor; ya que ha sido demostrado que la respuesta del suelo depende fuertemente del nivel de deformaciones inducidas y éstas, a su vez, están asociadas al tipo de sollicitación o sollicitaciones del problema que esté siendo analizado.

El problema entonces es que no ha sido determinado en forma precisa cómo es que las propiedades dinámicas de los suelos se ven afectadas por la variación del contenido de agua, para se puedan estimar tomando en cuenta la humedad que el suelo pueda tener a lo largo de su vida útil. Por tanto, es importante que al llevar a cabo el análisis o diseño de una estructura cualquiera, se pueda considerar dichas variaciones en las propiedades de los materiales que intervengan para su construcción.

A la luz de lo anterior, es necesario continuar con la investigación de la información disponible sobre estos temas para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que intervienen.

Objetivos

Objetivo general

Estudiar el comportamiento dinámico de dos suelos finos compactados sometidos a un ciclo de humedecimiento o uno de secado en laboratorio; y determinar la influencia del contenido de agua, grado de saturación y succión en el módulo de elasticidad y amortiguamiento del suelo.

Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general planteado en el inciso anterior, se requiere cumplir los objetivos particulares siguientes:

- Establecer una caracterización de las propiedades físicas e índice de los suelos analizados y obtener sus propiedades de compactación.
- Determinar la curva característica (por sus siglas en inglés, SWCC) para cada tipo de suelo estudiado.
- Determinar la resistencia no drenada (q_u) de los materiales, mediante pruebas de compresión simple.
- Determinar los parámetros representativos de los suelos: módulo de elasticidad E , y amortiguamiento, D para cada condición de saturación analizada.

- Verificar los efectos de la amplitud del esfuerzo desviador y el esfuerzo de confinamiento en los parámetros dinámicos estudiados.
- Evaluar la influencia del tipo de suelo, contenido de agua, grado de saturación y succión; en la respuesta mecánica (estática y dinámica) de los suelos ensayados.
- Realizar un análisis de las variables de mayor influencia y discernir sobre el establecimiento de algunas correlaciones útiles entre las variables estudiadas y los parámetros mecánicos obtenidos.

Alcance

Los alcances de la presente investigación se limitaron a lo siguiente:

- La determinación de los parámetros dinámicos estudiados (E y D) fue llevada a cabo para dos tipos de suelos de diferente plasticidad (ML – limo de baja compresibilidad y SM – arena limosa), utilizando un equipo para ensayos triaxiales cíclicos, bajo carga controlada y manteniendo esfuerzos de confinamiento constantes.
- Los ensayos triaxiales cíclicos fueron realizados en especímenes compactados a partir de una condición inicial (óptima), y sometidos a un ciclo de humedecimiento o secado por un periodo de 1, 5, 10, 15 y 30 días; respectivamente. La variación en peso de los especímenes al final de cada periodo fue atribuida al aumento o decremento en la cantidad de agua presente en cada uno de ellos.
- El aumento de resistencia en los especímenes causados por el fenómeno de tixotropía no fue considerado.
- La determinación de la curva característica fue obtenida a partir de las mediciones realizadas con celdas de presión tipo Fredlund, las cuales utilizan la técnica de traslación de ejes. De esta manera, la estimación de la succión en cada espécimen se determinó a partir de dicha curva.
- La caracterización del comportamiento dinámico de los dos tipos de suelos estuvo orientada al rango de esfuerzos a nivel de subrasante provocados por la acción del tránsito de vehículos.

Organización

El capítulo uno contiene una breve descripción de algunos conceptos asociados a la dinámica de suelos. Se describen algunos de los equipos y técnicas de medición más utilizados en laboratorio, para la determinación de las propiedades dinámicas más representativas de los suelos (módulo de rigidez al corte, G, módulo de elasticidad, E, y amortiguamiento, D). Así mismo, presenta una revisión de las investigaciones más sobresalientes realizadas en los últimos años sobre los factores que afectan de manera significativa las propiedades dinámicas de suelos no saturados y que son de gran interés para el campo de aplicación de las vías terrestres.

En el capítulo dos se describen las características de los equipos empleados para la obtención de los parámetros dinámicos, así como para la determinación de la curva característica de los suelos estudiados. De igual forma, se expone la metodología y el desarrollo experimental referente a la caracterización de los materiales y ensayos mecánicos realizados a las muestras de suelo compactadas.

Por lo que se refiere al capítulo tres, aquí se presentan y discuten los resultados experimentales obtenidos a partir de los ensayos dinámicos y estáticos efectuados. Así mismo, se presentan las curvas características obtenidas a partir del dispositivo de Fredlund y se discute el efecto de la presión de sobrecarga que tiene sobre las mismas.

Finalmente, se presentan las conclusiones derivadas del estudio y se dan algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

1 Antecedentes del comportamiento dinámico de suelos

1.1. Introducción

El comportamiento dinámico de los suelos ha sido estudiado por numerosos investigadores, utilizando una variedad de técnicas de campo y de laboratorio. En cada uno de esos estudios, las técnicas utilizadas han sido restringidas a un rango específico de deformación o a ciertos aspectos que influyen de manera significativa en el comportamiento dinámico del suelo.

Por lo que respecta al comportamiento dinámico de suelos no saturados (compactados), la mayoría de los estudios publicados han sido en relación con el diseño de cimentaciones sometidas tanto a solicitaciones sísmicas como a las debidas a vibración de maquinaria. En el caso del diseño y comportamiento de pavimentos, se ha evidenciado la necesidad de más investigación.

Este capítulo contiene una breve descripción de algunos conceptos asociados a la dinámica de suelos. Se describe de igual forma, algunos de los equipos y técnicas de medición más utilizadas en laboratorio, para la determinación de las propiedades dinámicas más representativas de los suelos (módulo de rigidez al corte, G , módulo de Young, E y amortiguamiento, D). Así mismo, se hace una revisión de las investigaciones más sobresalientes realizadas en los últimos años, sobre los factores que afectan de manera significativa las propiedades dinámicas de suelos no saturados y que son de interés en el campo de las vías terrestres.

1.2. Características de los problemas dinámicos

Cuando se aplican cargas dinámicas a una masa de suelo -ya sea que se trate de sismos, de tránsito de vehículos, de vibración de maquinaria, etc.- se provocan cambios en el estado de esfuerzos de dicha masa, que pueden causar un incremento en las deformaciones y, por tanto, una reducción en su resistencia (Figura 1.1).

En otras situaciones, las cargas dinámicas pueden no inducir la falla del suelo, pero sí propiciar modificaciones o amplificaciones del movimiento del terreno que afecte en forma importante las estructuras suprayacentes.

Según Díaz (2005), las características de los problemas asociados con la dinámica de suelos son:

- Las solicitaciones varían con el tiempo; como resultado, las respuestas son también función del tiempo.
- Se desarrollan fuerzas de inercia cuyas ecuaciones que gobiernan la distribución espacial de esfuerzos y deformaciones son ecuaciones de ondas más ecuaciones de equilibrio. Las soluciones para este tipo de ecuaciones son generalmente de naturaleza diferente.
- Los esfuerzos y deformaciones son de naturaleza cíclica; esto es, se presentan varios ciclos de carga – descarga – recarga.

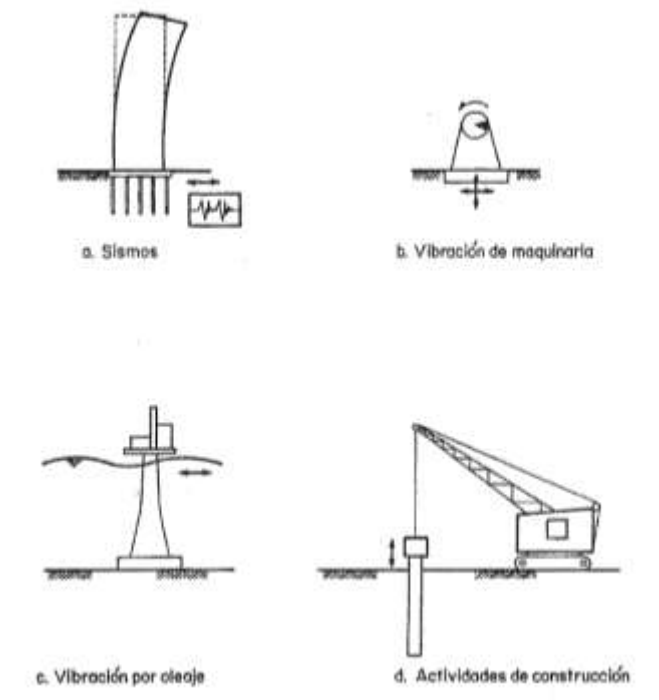


Figura 1.1 Situaciones de cargas dinámicas relacionadas con la ingeniería de suelos (Díaz, 2005).

1.2.1. Rango de deformación

Se ha visto que las propiedades de un suelo varían ampliamente, dependiendo de la magnitud de las deformaciones a las que sean sometidos. La Figura 1.2 muestra un esquema general de los cambios que se pueden esperar en el comportamiento de los suelos, cuando estos se encuentran sujetos a diferentes niveles de deformación.

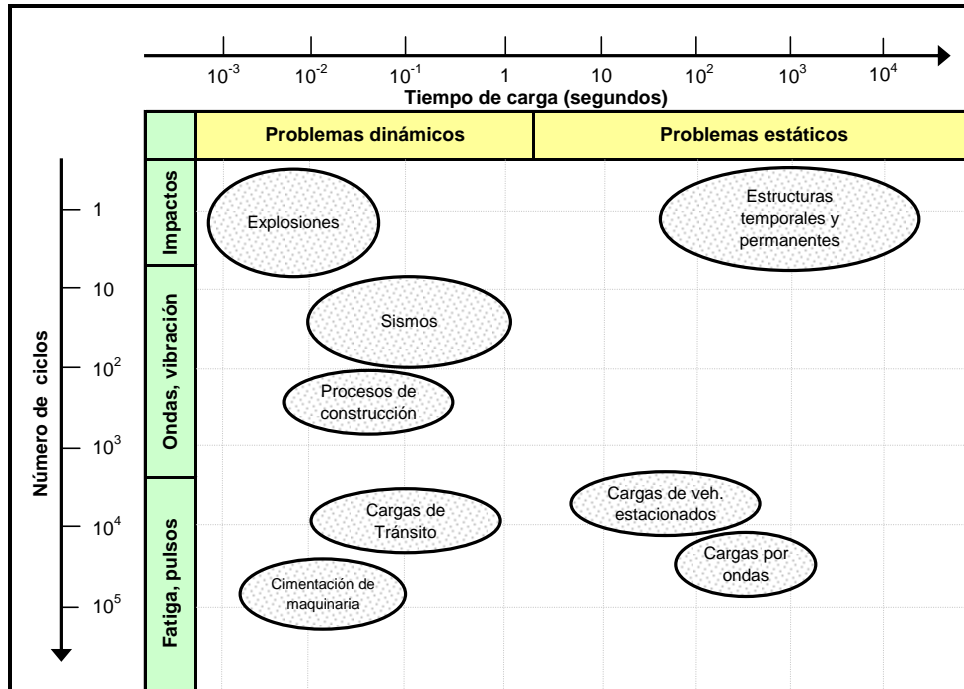


Figura 1.3 Clasificación de los problemas dinámicos (tomada de Ishihara, 1996).

Efecto de la velocidad de aplicación de la carga

En general, la evidencia experimental indica que en condiciones de carga monotónica, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se incrementa con el aumento de la velocidad de aplicación de la carga; y que la deformación angular umbral a partir de la cual este efecto es más notorio es por arriba de $10^{-1}\%$. En el caso de carga cíclica; si la amplitud de deformación excede dicho valor umbral, la resistencia del suelo debe ser mayor aplicando cargas con una frecuencia alta que con una frecuencia de aplicación menor (Ishihara, 1996).

Por su parte, Kim y Stokoe II (1992) investigaron el efecto de la frecuencia de aplicación de carga en la rigidez de varios tipos de suelos cohesivos compactados. Los resultados experimentales indicaron que el efecto de la frecuencia en el módulo de elasticidad (E) para dichos suelos fue mayor a medida que el suelo era más plástico y que E se incrementó casi linealmente, como una función del logaritmo de la frecuencia de aplicación de carga. El rango de frecuencias utilizadas en este caso fue de 0.05 a 90 Hz y los valores del índice de plasticidad (IP) de los suelos ensayados fueron de 4 a 52%.

Efecto de la carga repetida

En condiciones dinámicas, la carga es repetida cuando se aplica varias veces con una misma frecuencia. Esa repetibilidad es otra característica atribuida al comportamiento dinámico de los suelos y es utilizada a su vez para la clasificación de los problemas dinámicos.

1.3. Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos

Para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas, el conocimiento de las propiedades dinámicas es básico. Así mismo, el diseño de un pavimento y el comportamiento de un depósito de suelo durante la ocurrencia de un sismo requieren la determinación de esas propiedades, para rangos distintos de deformación. Mientras que en un pavimento, las cargas de un vehículo pesado le transmite al cuerpo de un terraplén deformaciones axiales en un rango de pequeñas ($< 10^{-3}\%$) a medianas ($< 10^{-1}\%$) deformaciones (Uddin et al., 1985; citado en Kim y Stokoe II, 1992); el intervalo de deformación angular inducida por sismos, en la superficie del terreno, según Flores y Romo (2005) va de 10^{-4} a 10% aproximadamente.

Atendiendo a lo anterior, a la fecha existen varias técnicas de laboratorio y de campo que toman en cuenta el rango de deformaciones características para cada aplicación.

Las ventajas de las técnicas de laboratorio radican en su economía, la relativa facilidad con la que las variables de ensaye se pueden manipular, así como la definición de las condiciones de frontera; su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye. Por su parte, las ventajas de las técnicas de campo radican en el ensaye de un mayor volumen de suelo y que en algunos casos la alteración del suelo puede ser minimizada; su principal desventaja consiste en la dificultad para controlar las condiciones de frontera y los bajos niveles de deformación que se pueden alcanzar.

1.3.1. Equipos y métodos de prueba de laboratorio

En general, se pueden distinguir tres grupos de pruebas de laboratorio, para determinar las propiedades dinámicas de los suelos (Tabla 1.1). Uno de ellos son las pruebas cíclicas (carga repetida), que están basadas en las mediciones de las relaciones esfuerzo-deformación a bajas frecuencias de aplicación de carga, donde los efectos de la inercia pueden ser despreciados. En este grupo, las características dinámicas de los suelos son evaluadas mediante pruebas en las que generalmente se usa carga senoidal como fuerza de excitación y las pruebas se hacen a carga o desplazamiento controlado. El ensaye triaxial cíclico, el ensaye de corte simple cíclico y el ensaye en mesa vibradora son algunos ejemplos típicos de esta categoría.

Tabla 3.1 Pruebas de laboratorio para determinar parámetros dinámicos en suelos (Flores y Romo, 2005).

Tipo de excitación	Ensaye	Distorsión angular, γ (%)							
		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10^0	10^1
Transmisión de ondas	Cristales piezoeléctricos								
	Elementos laminares	↔							
	Laser pulsado								
Torsión	Columna resonante								
	Columna torsionante		↔						
Carga repetida	Triaxial cíclica				↔				
	Corte simple cíclico				↔				

El segundo grupo se basa principalmente en métodos de transmisión de ondas que involucran mediciones realizadas por medio de pulsos o con algún otro tipo de excitación. En este tipo de pruebas, la frecuencia de excitación a la que es sometida la muestra de suelo es mucho mayor con respecto a las impuestas en las pruebas cíclicas. Dentro de este grupo, se pueden mencionar el ensayo de pulsos ultrasónicos y el ensayo con elementos laminares o elementos bender. Por último, un tercer grupo puede ser referido a las denominadas pruebas por torsión o resonancia; los ensayos de columna resonante y columna torsionante son los más representativos de dicho grupo.

De los equipos de prueba antes mencionados, los más utilizados en la actualidad son la columna resonante (genera deformaciones angulares entre 10^{-5} y 10^{-1} %), el equipo triaxial cíclico y el corte simple cíclico (ambos inducen deformaciones entre 10^{-3} hasta 10%); tal como indica la Tabla 3.1.

Ensaye de columna resonante

Los antecedentes del equipo de columna resonante se remontan a los ingenieros japoneses Ishimoto y Lida (1937), y Lida (1938 y 1940); (citados en Kim, 1991). Posteriormente, Bishop (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante.

Hoy, el equipo de columna resonante (Figura 1.4) es utilizado ampliamente debido a la relativa facilidad del ensayo y a la habilidad para desarrollar un rango de muy pequeñas ($\gamma < 10^{-4}$ %) a medianas ($\gamma < 10^{-1}$ %) deformaciones.

El método de prueba consiste en someter un espécimen cilíndrico (hueco o sólido) de suelo a un estado de vibración forzada torsional, variando la frecuencia de excitación, hasta lograr su resonancia. A partir de los datos obtenidos de la frecuencia de resonancia, f_0 , la geometría del espécimen y las características del equipo puede ser determinado el módulo de rigidez al cortante (G), el amortiguamiento (D) y la distorsión angular (γ). Una información más detallada acerca del procedimiento de prueba y el procesamiento de los datos, se encuentra descrita en Flores y Romo (2005).

El módulo G se calcula a partir de la frecuencia de resonancia, utilizando las expresiones obtenidas por Hardin (1965) (citado en Díaz, 2005) de la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico. Por su parte, el amortiguamiento puede calcularse a partir del registro de vibración libre, obtenido al suspender la corriente eléctrica de excitación y aplicando la expresión del decremento logarítmico; o bien, con base en la curva de aceleraciones totales generadas durante el ensayo.

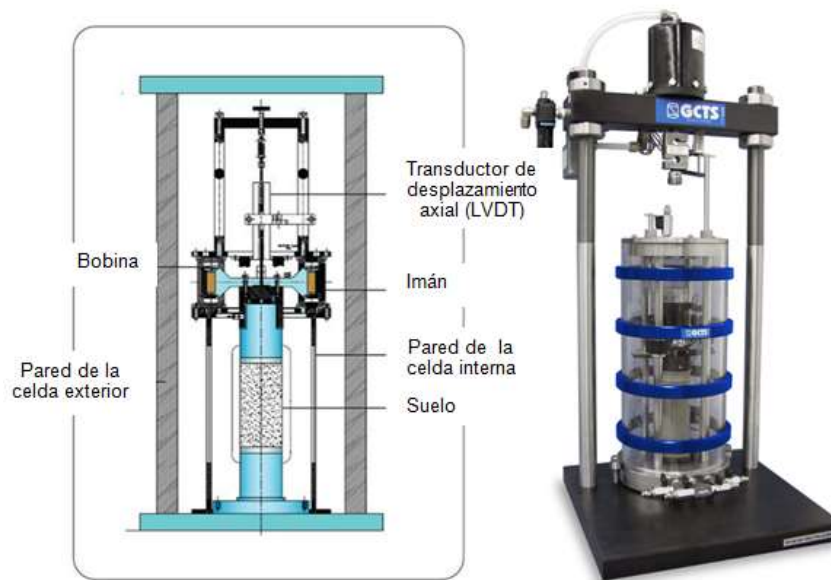


Figura 1.4 Ilustración esquemática de las partes esenciales de la columna resonante (www.GCTS.com; www.CONTROLS.com).

Los principales factores que afectan los resultados de este tipo de prueba son: la amplitud de deformación angular (γ), la presión de confinamiento (σ_c) y la relación de vacíos (e) entre otros factores.

Dentro las limitantes de este equipo, se pueden mencionar que la resistencia dinámica y la información de las curvas esfuerzo–deformación no pueden ser evaluadas. Asimismo, la interpretación de los resultados es con base en la teoría elástica.

Ensayo triaxial cíclico

El ensayo triaxial cíclico es otra de las pruebas más comunes para evaluar el comportamiento dinámico de los suelos, debido a su facilidad y simplicidad de aplicación. Tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo–deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo sometido a carga axial cíclica.

La primera prueba de este tipo fue reportada en estudios realizados por Seed y Lee (1966) (citados en Kim, 1991); aunque algunos años anteriores Casagrande y Shannon (1948) (citados en Díaz, 2005) ya habían desarrollado un equipo similar para aplicar cargas dinámicas. En el capítulo 2, se presenta y se describen de manera específica las características del equipo triaxial cíclico utilizado en este estudio.

El procedimiento de ensaye consiste en someter un espécimen de suelo, a una señal con patrón dinámico senoidal, a desplazamiento o esfuerzo controlado, como muestra la Figura 1.5. Se define el número de ciclos, N , una frecuencia de excitación, f y la semi-amplitud de la señal (SA). Se parte del esfuerzo σ_3 y se aplica un esfuerzo desviador cíclico, q , por medio de la señal periódica senoidal axial que actúa en la parte superior de la muestra. De esta manera, la probeta de suelo es sometida a una variación de esfuerzos desviadores y cortantes, como el que muestra la Figura 1.6.

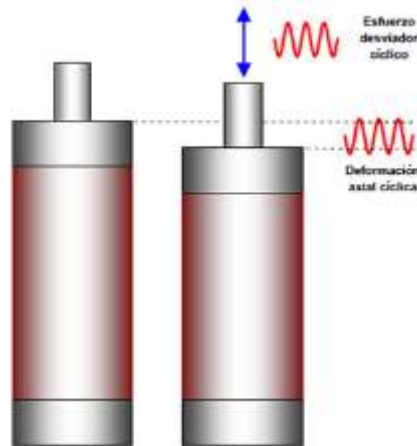


Figura 1.5 Esfuerzo desviador cíclico aplicado a la probeta de suelo (Flores y Romo, 2005).

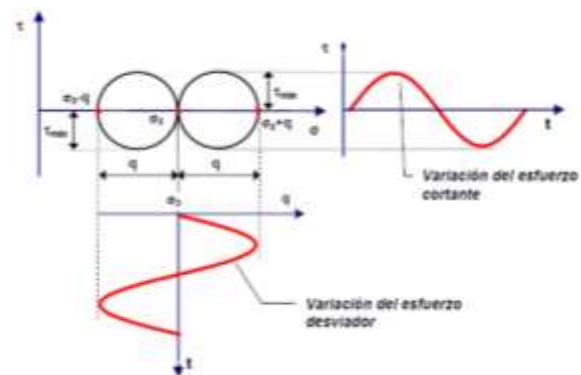


Figura 1.6 Condición de esfuerzos a la que se somete la probeta de suelo (Flores y Romo, 2005).

La rigidez del suelo es evaluada mediante el módulo de elasticidad obtenido a partir de la curva esfuerzo-deformación de la muestra sometida a carga cíclica (Figura 1.7). En dicha curva, pueden reconocerse al menos dos módulos de elasticidad; uno denominado módulo tangente (E_{tan}) y otro, denominado módulo secante (E_{sec}). El primero, como su nombre lo indica, es tangente a cualquier punto sobre la curva, y varía en todo el ciclo de carga. El segundo es secante porque corta a la curva y se considera como un valor promedio que describe la inclinación general del ciclo de histéresis.

En este trabajo, la rigidez de los suelos es representada con el módulo secante, E_{sec} , el cual determina la pendiente de la recta que une los puntos extremos del ciclo histérico, y es conocido también como módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente, E . Geométricamente, este parámetro representa la relación entre un esfuerzo axial cíclico (q_{cyc}) y la deformación axial (ε_{cyc}) correspondiente a ese nivel de esfuerzo, y puede determinarse mediante la expresión:

$$E = \frac{q_{cyc}}{\varepsilon_{cyc}} \quad (1.1)$$

Donde, q_{cyc} y ε_{cyc} son el esfuerzo y la deformación axial de referencia, respectivamente.

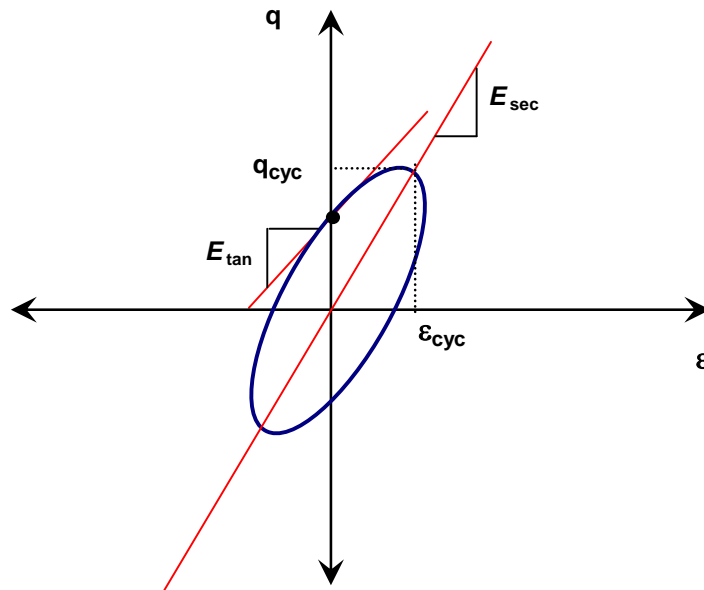


Figura 1.7 Módulo de elasticidad secante, E_{sec} , y módulo de elasticidad tangente, E_{tan} .

De igual forma, cuando el suelo es expuesto a la acción de cargas dinámicas, debido a su rigidez, almacena y disipa energía potencial en cada periodo de carga; lo cual es comprobado con la aparición de ciclos de histéresis (Figura 1.8). La relación entre la energía disipada y la energía almacenada es denominada amortiguamiento histerético, D . En ensayos triaxiales cíclicos, este parámetro puede ser evaluado con la siguiente expresión:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{A_{lazo}}{4\pi A_T} \quad (1.2)$$

Donde, W_D corresponde a la energía disipada; W_S es la energía potencial de deformación almacenada; A_{lazo} , el área del lazo de histéresis generado y A_T , el área del triángulo sombreado.

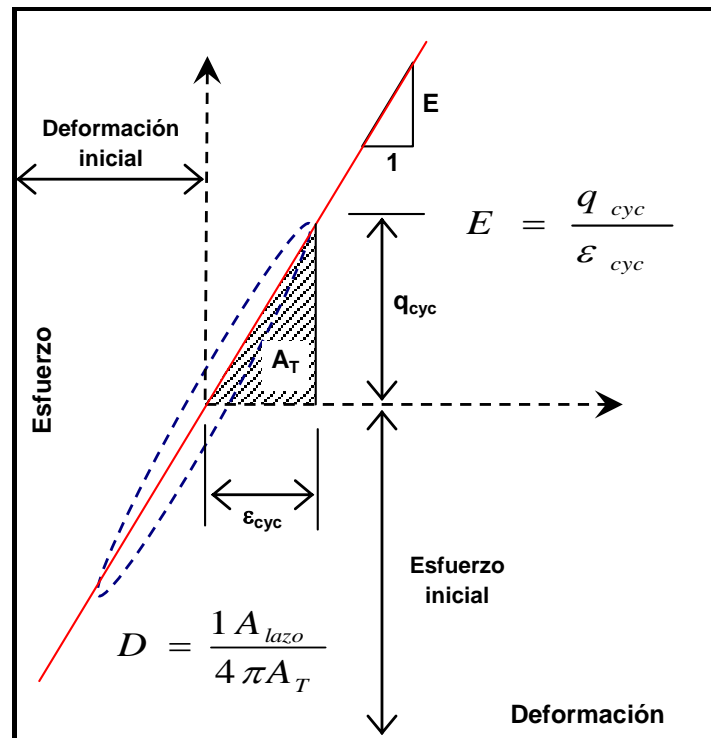


Figura 1.8 Lazo de histéresis y definiciones (modificada de Díaz, 2005).

En general podemos decir que el amortiguamiento, D , proporciona una medida de la capacidad disipadora de la energía del suelo; y, reconoce su naturaleza viscosa y elastoplástica. Bajo carga cíclica, el amortiguamiento resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis, al deslizar entre sí las partículas minerales. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga. Por consiguiente, el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida.

A mayor desplazamiento (deformación) en el suelo (sin alcanzar la falla), más alto será el amortiguamiento. Esta propiedad es representada usualmente por el área dentro del lazo de histéresis, como señala la Figura 1.8.

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo (E y D) se selecciona el mismo número de ciclo para todas las semiamplitudes aplicadas. Con los resultados experimentales correspondientes a los vectores de carga y desplazamiento, y los datos volumétricos de la probeta se determinan los vectores de esfuerzos y deformaciones, respectivos. De los ciclos de histéresis, correspondiente a una semiamplitud se determinan los módulos secantes y el amortiguamiento, para cada nivel de distorsión. Cabe mencionar, que las relaciones esfuerzo–deformación, descritas por medio del módulo de elasticidad y el amortiguamiento, dependen de las condiciones de carga y de frontera a las que se somete la probeta de suelo.

Por otro lado, todas las pruebas de laboratorio intentan duplicar las condiciones dinámicas a las que se encuentran sujetos los suelos en campo; sin embargo, según Woods (1978) (citado por Kim 1991), el ensayo triaxial cíclico tiene las siguientes desventajas:

- Presentan dificultades en la medición de deformaciones angulares por debajo de 10^{-2} %,
- Las etapas de compresión y extensión, en cada ciclo de carga, producen distintos resultados,
- Durante la ejecución del ensayo, ocurre una redistribución de la relación de vacíos al interior del espécimen,
- Aparecen concentraciones de esfuerzos, tanto en la base como en la parte superior del espécimen, y
- Durante la prueba el esfuerzo principal mayor cambia de dirección a 90° .

Aunado a las desventajas arriba citadas, es importante señalar que no es posible obtener el valor de $G_{m\acute{a}x}$, a partir de dicho equipo, razón por la cual la información generada debe ser usada complementándola con ensayos de columna resonante o torsionante.

1.3.2. Comportamiento de los suelos bajo carga dinámica

La solución a un grupo importante de problemas de la ingeniería geotécnica requiere conocer el comportamiento de los suelos bajo carga cíclica. En el caso de suelos compactados (no saturados), la respuesta de estos usualmente es considerada que ocurre bajo condiciones drenadas. Por el contrario, en el caso de suelos saturados, su respuesta es considerada bajo condiciones no drenadas. Así

mismo, ambos comportamientos dependen fuertemente del nivel de deformación inducido al suelo.

Mecanismo de deformación de un suelo sujeto a carga cíclica

Cuando una muestra de suelo es sometida a carga cíclica, en general, ocurren dos tipos de deformaciones. Una transitoria, que varía cíclicamente con la carga; y otra permanente, que se acumula después de cada ciclo de esfuerzo. La Figura 1.9 muestra ambos componentes de la deformación para un ensaye de esfuerzo controlado unidireccional, entre dos estados de esfuerzos, σ_0 y σ_f . Cada ciclo es acompañado por un cambio en la deformación y la magnitud de la deformación recuperable permanece aproximadamente constante durante cada ciclo.

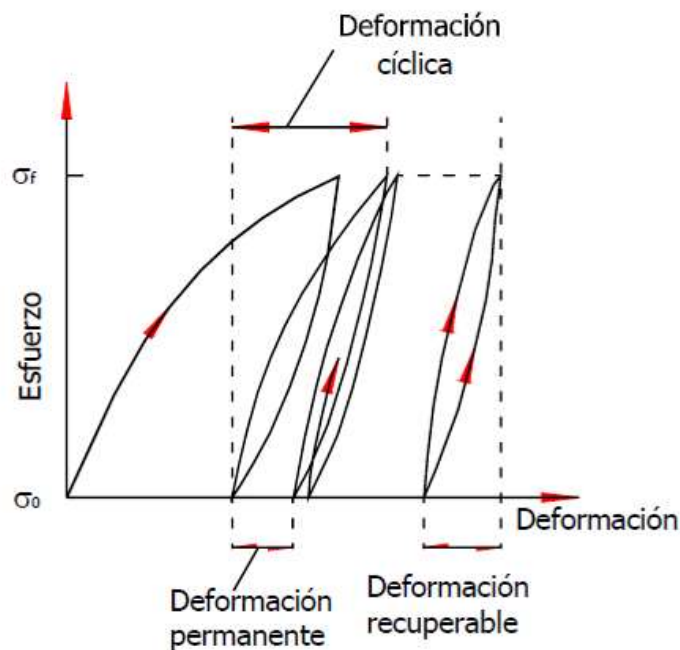


Figura 1.9 Esquema típico de deformación durante un ensaye cíclico (Díaz, 2005; tomada de González, 2005).

En cambio, la deformación permanente o deformación plástica presenta dos casos: uno en que durante cada ciclo sucesivo tiende a reducirse y el suelo tiende a un patrón de equilibrio; y dos, en que la deformación plástica tiende a aumentar ciclo a ciclo conduciendo finalmente a la falla. La frontera que define los patrones de comportamiento es conocida como relación de esfuerzo cíclico umbral.

En el primero de los casos, la muestra de suelo llega a un estado tal, en el que toda la deformación es recuperable y en ese momento se tiene un comportamiento resiliente del material. En esta condición, el módulo de elasticidad secante es igual al denominado módulo de resiliencia, M_R (Figura 1.10) considerado dentro de la Ingeniería de pavimentos como la base para la caracterización del

comportamiento dinámico de suelos finos y materiales granulares frente a sollicitaciones impuestas por el tránsito vehicular.

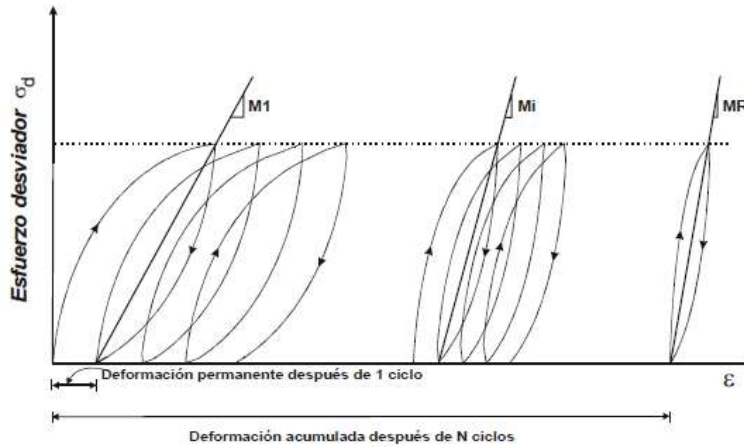


Figura 1.10 Deformación acumulada con el número de aplicaciones del esfuerzo desviador (Garnica et al., 2002).

Es conveniente señalar que la deformación cíclica o transitoria es la empleada para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación permanente o plástica es usada para estimar los desplazamientos permanentes o asentamientos de una estructura cualquiera.

Efecto del nivel de deformación

En el caso de suelos saturados, resultados de investigaciones experimentales han señalado que la rigidez y el amortiguamiento bajo carga dinámica, expresados en términos de G y D respectivamente, dependen fuertemente del nivel de deformación inducido en estos. El comportamiento general de dichas propiedades dinámicas se presenta de manera esquemática y resumida en las Figuras 1.11 y 1.12.

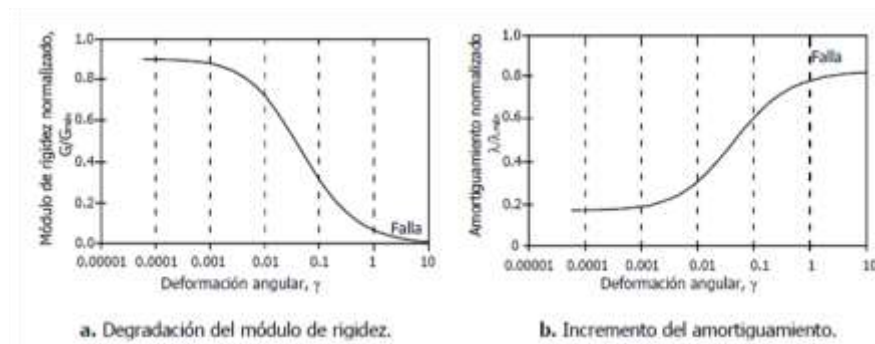


Figura 1.11 Comportamiento de las propiedades dinámicas para un suelo cohesivo saturado (González, 2005).

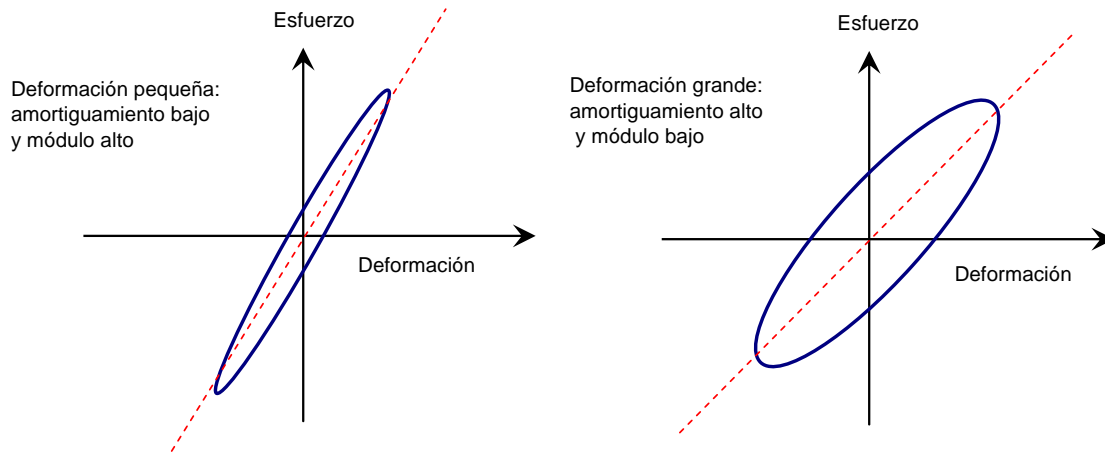


Figura 1.12 Efecto del nivel de deformación angular en las propiedades dinámicas de los suelos (tomada de Silver y Seed, 1971)

De acuerdo con su orden de magnitud, las deformaciones pueden ser pequeñas ($\gamma < 10^{-2} \%$) o grandes ($\gamma > 10^{-2} \%$). Para el primer caso, la respuesta del suelo es relativamente lineal; el suelo no disipa mucha energía y se tiene una pequeña o nula degradación con el número de ciclos de aplicación de carga. Dentro de este nivel, es considerable que el módulo de rigidez permanece prácticamente constante, y su valor máximo o inicial, $G_{\text{máx}}$ corresponde al valor del módulo de rigidez a deformaciones muy pequeñas (p.e. $10^{-4} \%$).

A grandes niveles de deformación angular, la respuesta empieza a ser marcadamente no lineal, existe mayor disipación de energía y la degradación en la resistencia y rigidez -causada por la carga cíclica- es considerable. Entre ambos tipos de respuesta existe un valor crítico de la deformación angular, la cual ha sido denominada deformación umbral, γ_c .

Por otro lado, en el caso de suelos parcialmente saturados, el comportamiento dinámico de estos parece no alejarse mucho de lo visto en el caso saturado (Figura 1.13).

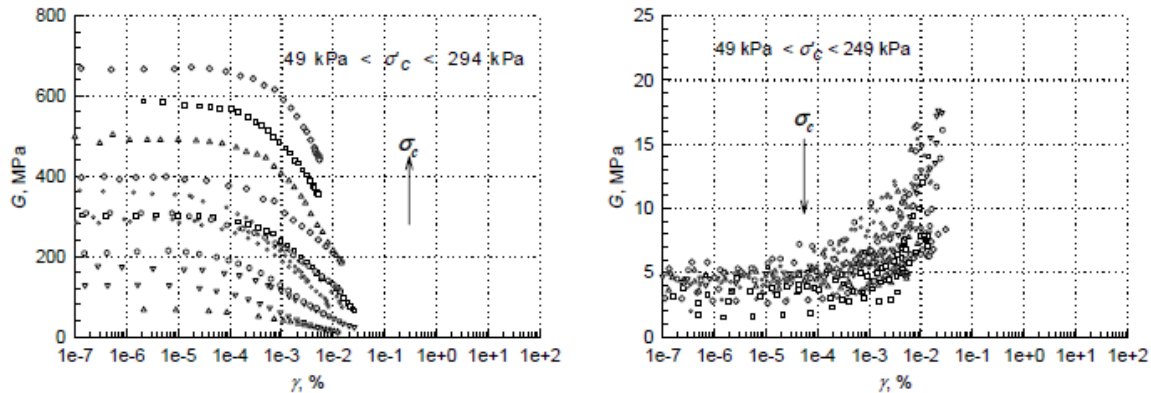


Figura 1.13 Propiedades dinámicas de suelos compactados parcialmente saturados, no consolidados no drenados (González et al., 2007).

1.4. Factores que afectan los parámetros dinámicos en suelos no saturados

Derivado de las investigaciones realizadas sobre una extensa variedad de suelos, ha sido demostrada la existencia de una serie de factores que influyen de manera determinante en el comportamiento dinámico de los suelos. Estudios como los efectuados por Hardin y Black (1969), Silver y Seed (1971), Hardin y Drnevich (1972) -a principios de la década de los setenta- indican que en el caso de suelos cohesivos, los factores que más influencia tienen en su comportamiento dinámico, son: la amplitud de deformación angular (γ), el esfuerzo de confinamiento (σ_c), la relación de vacíos (e) y el grado de saturación (S). En cuanto a los suelos granulares, los autores indican que los tres primeros son los de mayor relevancia. A estos, pueden agregarse el número de ciclos, el método para formar la muestra, la distribución granulométrica, tiempo de consolidación, etc.

En el caso de suelos no saturados, poca es la evidencia que existe al respecto sobre los factores que afectan su comportamiento dinámico; y la influencia de cada uno de ellos es todavía objeto de estudios y debate. A continuación se mencionan algunas de las aportaciones más recientes.

Quian et al. (1993) ensayaron muestras de arena parcialmente saturadas, en un equipo de columna resonante, y reportaron que el módulo de rigidez (G) varió significativamente con el grado de saturación. Cuando el grado de saturación se incrementaba a partir de una condición completamente seca ($S = 0$), el módulo de rigidez aumentaba rápidamente hasta un valor máximo. Por arriba de ese valor, correspondiente al grado de saturación óptimo, el módulo disminuía notablemente y seguía una pendiente bien definida (Figura 1.14).

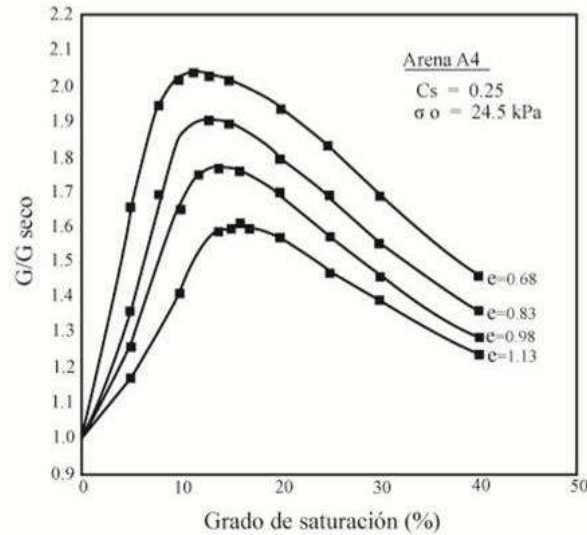


Figura 1.14 Variación de G/G_{seco} con el grado de saturación para una arena (Quian et al., 1993).

Resultados similares a los anteriores fueron observados por Marinho et al. (1995), quienes midieron el módulo de rigidez máximo ($G_{m\acute{a}x}$) de una arcilla compactada, utilizando la técnica de elementos bender. Los autores mencionaron, además, que la existencia de un valor óptimo de saturación podría ser debido a: (1) el desarrollo de microfracturas en las muestras de suelo durante el proceso de secado; o (2) el desarrollo de fallas de los meniscos entre las partículas que se encuentran separadas a una corta distancia, durante la aplicación de los esfuerzos cortantes. La deformación de corte involucra desplazamiento y rotación de las partículas. Cuando un suelo no saturado es sujeto al corte, los meniscos son contraídos y pueden romperse eventualmente causando una reducción de los efectos capilares (Cho y Santamarina, 2001; citados en Mendoza y Colmenares, 2006). Por lo tanto, $G_{m\acute{a}x}$ disminuye con un incremento en la succión.

Años más tarde, Mancuso et al. (2002) -mediante el uso de un dispositivo de columna resonante con succión controlada- observaron que el módulo de rigidez máximo ($G_{m\acute{a}x}$), para una arena limosa, incrementaba ligeramente a medida que la succión del suelo aumentaba también.

Posteriormente, Inci et al. (2003) llevaron a cabo un estudio experimental empleando el método de pulsos ultrasónicos para determinar algunas propiedades dinámicas en suelos finos compactados sujetos a bajas amplitudes de vibración. En dicho estudio, observaron el efecto del tipo de suelo, condiciones de compactación y el grado de saturación sobre la respuesta dinámica de los suelos estudiados. Dentro de las conclusiones a las que llegaron, se pueden mencionar las siguientes:

- Las condiciones de compactación y el grado de saturación afectan significativamente la respuesta dinámica de los suelos (Figura 1.15). El módulo de rigidez incrementa y la relación de Poisson disminuye, debido al secado del suelo y por ende a la disminución en su grado de saturación.
- En los suelos que fueron compactados con una energía de compactación baja y con un contenido de agua alto, observaron fuertes variaciones en los valores del módulo de rigidez.

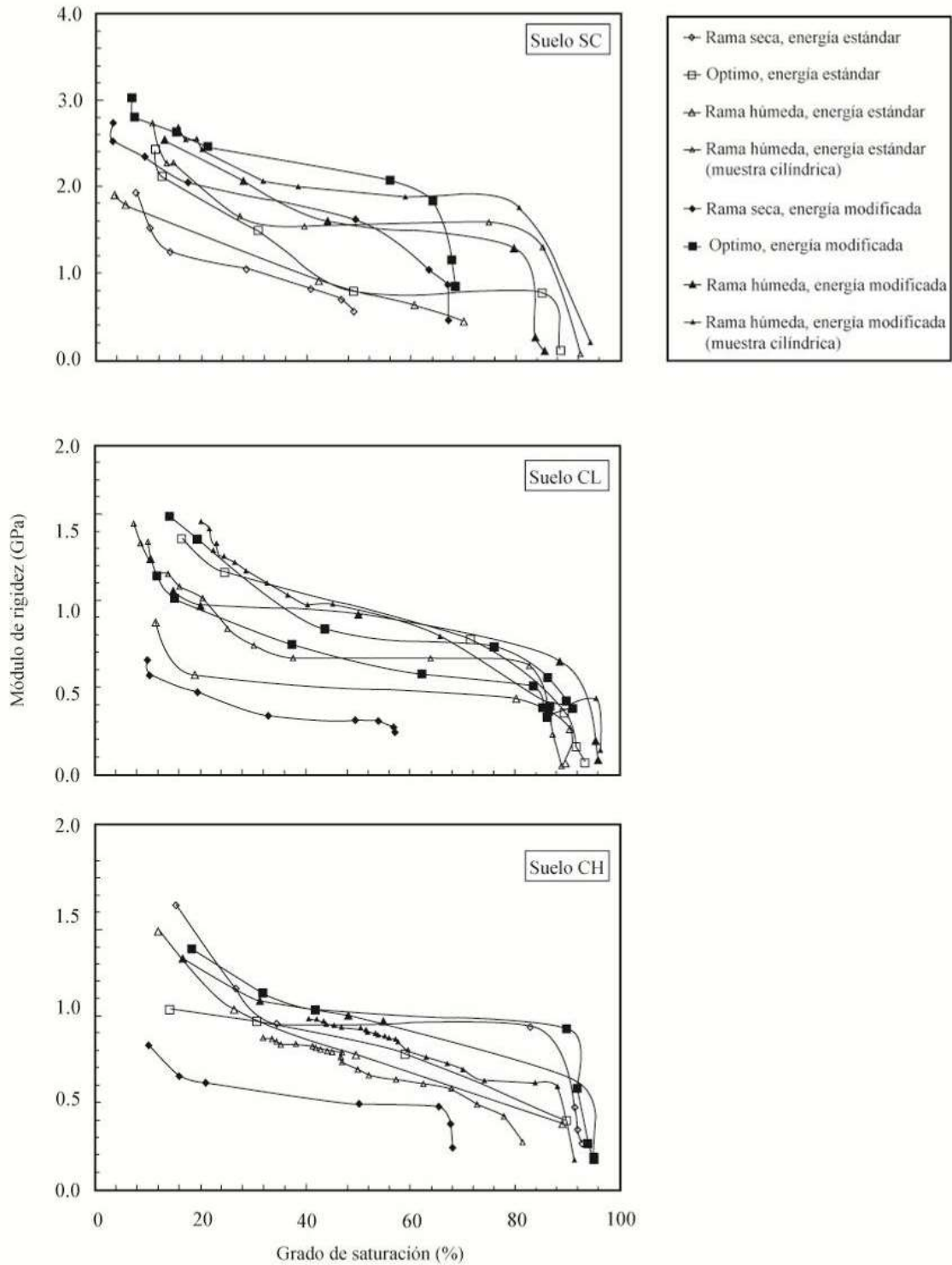


Figura 1.15
Variación del módulo de rigidez con el grado de saturación para tres tipos de suelos compactados (Inci et al., 2003).

- En los suelos que fueron compactados a bajos contenidos de agua, las velocidades de propagación de las ondas P y S, y el módulo de rigidez no tuvieron un cambio significativo.

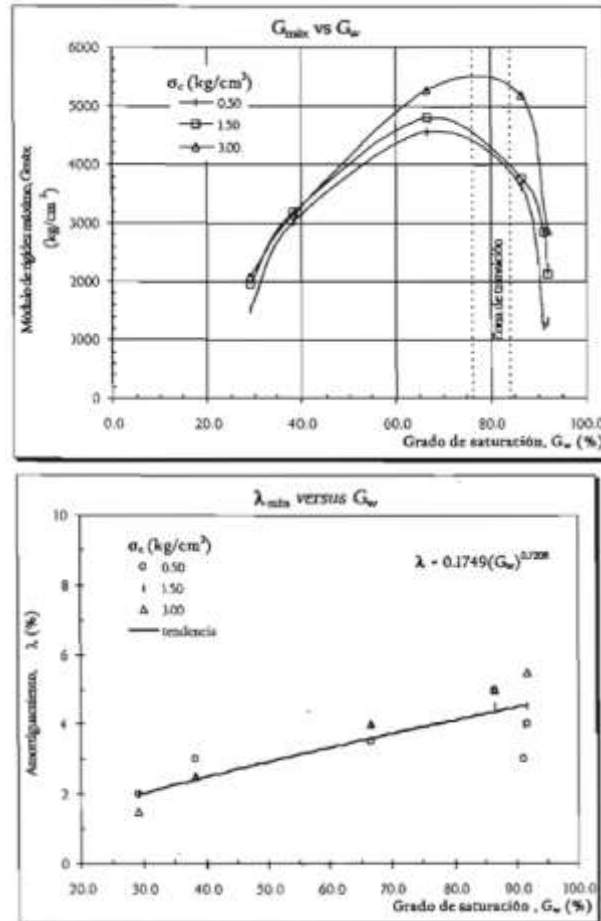
De los cuatro estudios mencionados, se puede decir que la variación de $G_{m\acute{a}x}$ -con la succión durante un proceso de secado- al parecer depende del tipo de suelo: si el suelo es cohesivo o presenta una distribución granulométrica continua, la relación entre el módulo y la succión es proporcional (Mancuso et al., 2002, Inci et al., 2003). Por el contrario, si el suelo es básicamente friccionante o presenta una distribución granulométrica uniforme, existe un valor óptimo del grado de saturación que corresponde al grado de saturación donde el módulo de rigidez adquiere un valor máximo (Quian et al., 1993, Marinho et al., 1995).

Flores y Romo (2003) presentaron resultados de ensayos realizados en columna resonante; para la determinación de propiedades dinámicas en suelos finos compactados tras comparar diferentes energías de compactación obtenidas con un molde de menor tamaño al molde Proctor, pero tratando de reproducir una energía de compactación específica. Los autores observaron que, en el caso de la energía de compactación más baja, el módulo de rigidez máximo se incrementaba al aumentar el contenido de agua; y al pasar éste del óptimo de compactación, el módulo disminuye. Para el caso de las otras dos energías de compactación empleadas, el módulo de rigidez máximo disminuía con el incremento del contenido de agua. De lo anterior dedujeron que dos de las variables de mayor interés en el comportamiento dinámico observado son el contenido de agua y el grado de saturación.

Por su parte, Hoyos et al. (2004) realizaron pruebas de columna resonante en muestras de suelo compactadas, cuyo objetivo principal consistía en determinar la respuesta dinámica de las arcillas expansivas de Arlington, Tex., tratadas con diferentes tipos de estabilizadores químicos. Analizaron la influencia del contenido de agua de compactación y la presión de confinamiento sobre el módulo de rigidez ($G_{m\acute{a}x}$) y el amortiguamiento (D) de los suelos estabilizados. Estos investigadores concluyen que una de las variables de mayor impacto, tanto para el módulo de rigidez como del amortiguamiento del suelo, es el contenido de agua de compactación. Encontraron también que el peso volumétrico seco juega un papel importante dentro la determinación de dichas propiedades.

Martínez (2005) publicó resultados de un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). En este trabajo de investigación se llevaron a cabo diferentes pruebas tipo UU en suelos finos compactados, para estudiar su comportamiento dinámico a pequeñas deformaciones mediante el empleo de un equipo de columna resonante. Los resultados experimentales indican, en general, que si la relación de vacíos disminuye, el módulo de rigidez máximo aumenta; y dado que la relación de vacíos está en función del peso volumétrico seco del material, se infiere que si éste aumenta, el módulo de rigidez también aumenta. En lo que concierne al

grado de saturación, se pudo concluir que al aumentar éste, el módulo de rigidez máximo también crece hasta llegar a un valor límite, a partir del cual el módulo de rigidez disminuye paulatinamente (Figura 1.16a). Por otro lado no se obtuvo una relación concluyente entre el grado de saturación y el amortiguamiento; pero parece ser que si el grado de saturación aumenta, el amortiguamiento también se eleva; aunque este incremento parece no ser muy significativo (Figura 1.16b).



(a)

(b)

Figura 1.16 Variación de G_{\max} y D_{\min} , con el grado de saturación para un suelo fino compactado (Martínez, 2005).

Mendoza y Colmenares (2006) presentaron los resultados de una investigación sobre la rigidez a pequeñas deformaciones de un suelo arcilloso no saturado, sujeto a un proceso de secado. La rigidez del suelo fue medida por técnicas que involucraban transmisión de ondas (pulsos ultrasónicos y elementos bender). Los efectos de la relación de vacíos inicial, el contenido de agua de compactación y la succión mátrica sobre la respuesta dinámica del suelo fueron investigados. Las principales conclusiones de este estudio fueron las siguientes:

- La rigidez de una arcilla no saturada compactada estáticamente, incrementa significativamente con la succión. Este efecto es más notable en muestras con una relación de vacíos inicial baja y grado de saturación inicial alto (Figura 1.17).

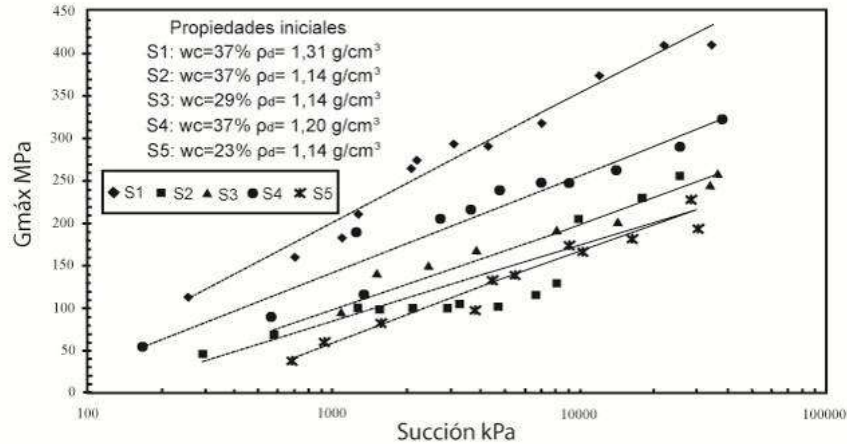


Figura 1.17 Variación del módulo de rigidez máximo con la succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006).

- La succión mátrica produce una presión de confinamiento efectiva adicional en la estructura del suelo.
- Una relación de vacíos baja y un contenido de agua de compactación alto produce poros más pequeños y por lo tanto, mayor rigidez.
- Al parecer, la relación de vacíos muestra una mayor influencia que el contenido de agua de compactación sobre la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones (Figuras 1.18 y 1.19).

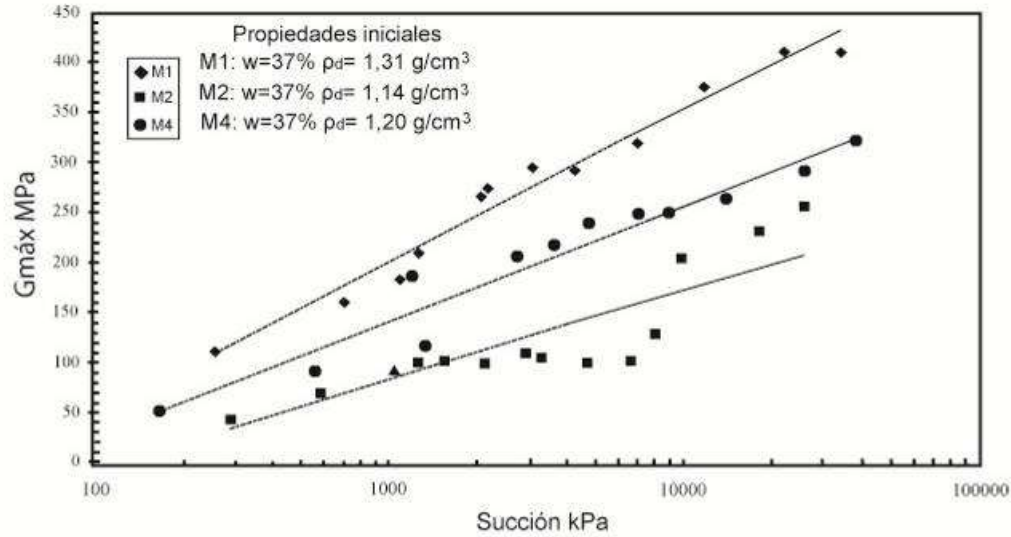


Figura 1.18 Influencia de la relación de vacíos inicial sobre la relación módulo de rigidez – succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006).

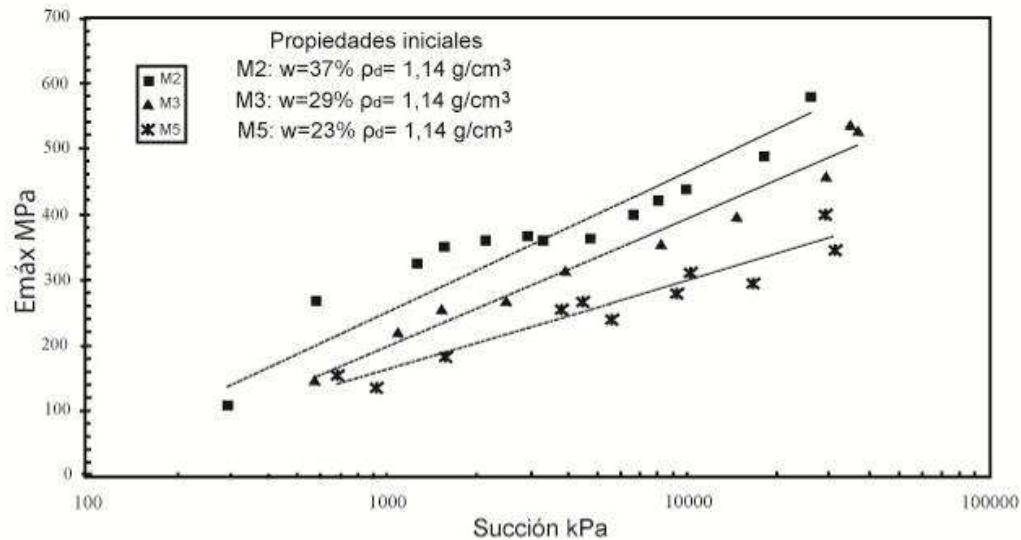


Figura 1.19 Influencia del contenido de agua inicial sobre la relación módulo de elasticidad – succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006).

El efecto de la succión matricial sobre la respuesta esfuerzo–deformación de un suelo es reconocido por numerosos autores. Alonso et al. (1987) (citado en Barrera y Garnica, 2002) analizaron el comportamiento en deformación del suelo no saturado con relación a cambio de succión; observaron que un aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y del grado de

sobreconsolidación del suelo, ya que actúa en las uniones entre partículas incrementando las fuerzas que las mantienen unidas.

González et al. (2007) presentaron resultados de un estudio experimental realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, acerca del comportamiento dinámico de suelos compactados ensayados en condiciones UU; y para ello utilizaron un equipo de columna resonante. El programa de ensayos fue realizado en muestras de suelos clasificados según el SUCS como SC – arenas con arcilla de baja plasticidad y con diferentes contenidos iniciales de agua, para definir las propiedades dinámicas que abarcaran toda la curva de compactación. Para ello, realizaron la prueba de compactación Proctor estándar en dichos suelos para determinar las curvas de compactación; luego, utilizando un molde partido, compactaron el suelo con una energía equivalente que permitiera reproducir las curvas de compactación Proctor.

El procedimiento de las pruebas tipo UU comprendió la aplicación del nivel de esfuerzo de confinamiento, seguido de la etapa de ensaye, sin un proceso de saturación previa. Los resultados experimentales permitieron obtener las curvas de degradación del módulo de rigidez y del aumento del amortiguamiento con la distorsión angular aplicada (Figura 1.13). Así fue obtenido, además, el módulo de rigidez máximo ($G_{m\acute{a}x}$) para cada nivel de esfuerzo efectivo aplicado (Figura 1.20).

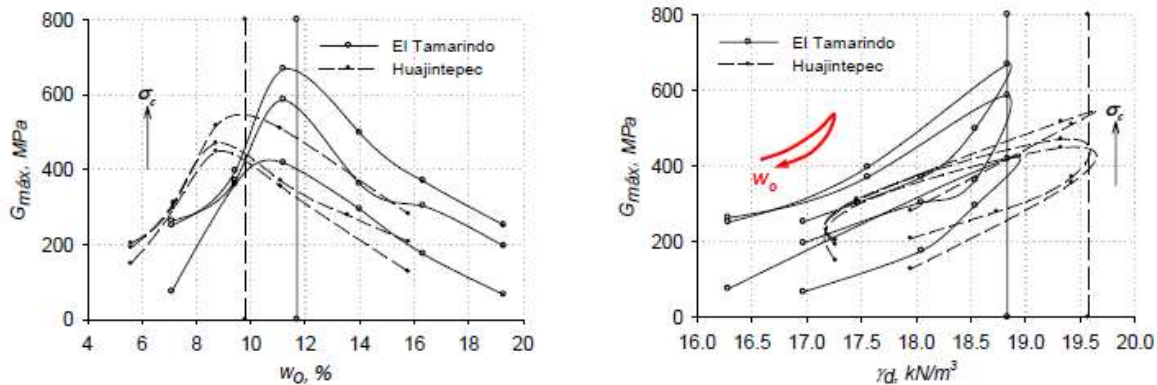


Figura 1.20 Comportamiento del $G_{m\acute{a}x}$ respecto al w_{opt} y al γ_d (González et al., 2007).

En general, se pudo observar que la rigidez dinámica máxima de los suelos compactados aumentó al incrementarse la magnitud del esfuerzo de confinamiento, σ_c (Figura 1.13a). En el caso del amortiguamiento (Figura 1.13b), el σ_c no presentó un efecto notable en el amortiguamiento de los materiales; sin embargo, se observó que al aumentar el confinamiento, éste disminuyó ligeramente. Así mismo, los resultados mostraron también cómo la rigidez dinámica máxima ($G_{m\acute{a}x}$) aumentó su valor y luego disminuyó, con lo que alcanzó

su valor máximo para contenidos de agua ligeramente inferiores al óptimo, w_{opt} , (Figura 1.20a) y su correspondiente peso volumétrico seco, γ_d , (Figura 1.20b).

Por último, Yang y Lin (2009) estudiaron la influencia de la succión sobre la rigidez a pequeñas deformaciones de un suelo residual laterítico compactado. Los especímenes de suelo fueron compactados a diferentes contenidos de agua y posteriormente sometidos a un ciclo de humedecimiento utilizando un cuarto de simulación ambiental desarrollado para dicho estudio con el que pretendían simular las variaciones del contenido de agua de los suelos en condiciones de servicio. Una vez finalizado el periodo de humedecimiento, los especímenes fueron ensayados para determinar la velocidad de onda de corte por medio de elementos bender; y, posteriormente, determinaron la succión del suelo utilizando el método del papel filtro. La información experimental obtenida indicó claramente que el efecto del contenido de agua, grado de saturación y la succión mátrica sobre la velocidad de onda de corte del suelo -y a su vez sobre el módulo de rigidez obtenido- fue muy significativo (Figura 1.21).

Así mismo, se observó que los especímenes compactados con diferentes contenidos de agua inicial experimentaron diferentes trayectorias de humedecimiento, hasta alcanzar su contenido de agua de equilibrio (Figura 1.22).

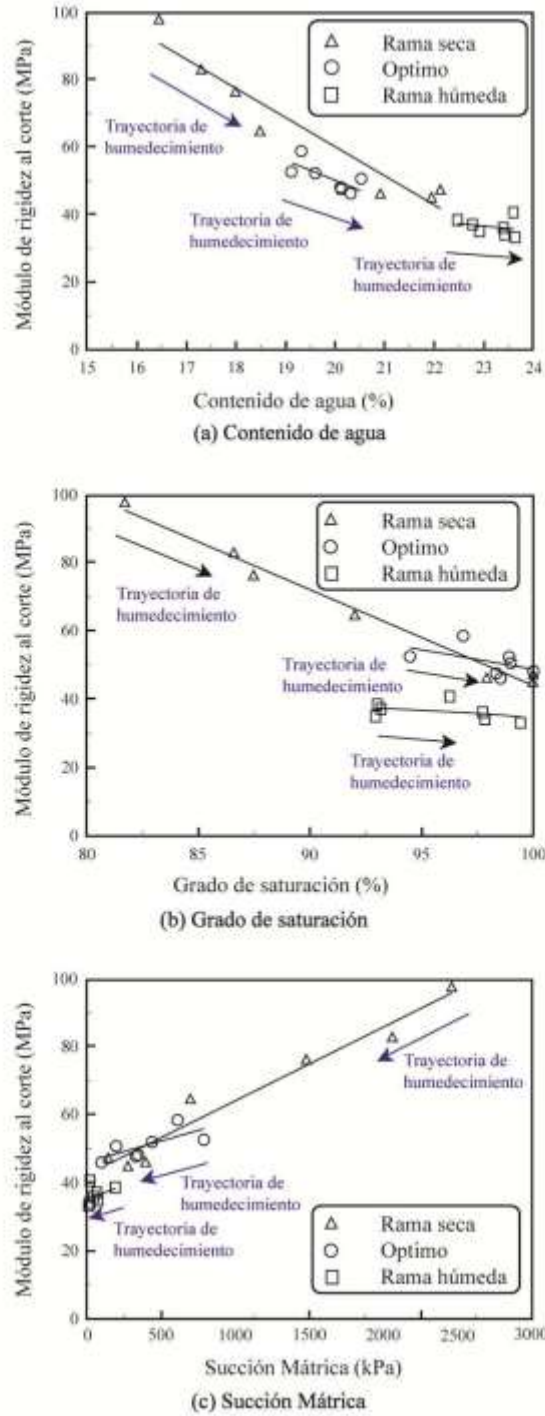


Figura 1.21 Variación del módulo de rigidez máximo bajo diferentes trayectorias de humedecimiento, para una arcilla compactada (Yang y Lin, 2009).

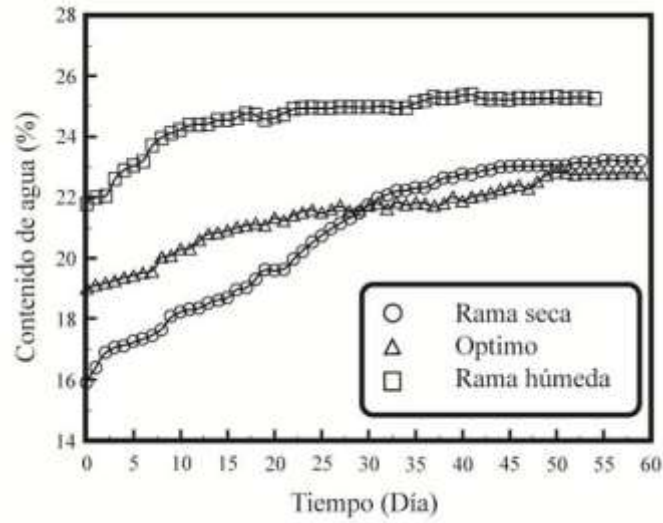


Figura 1. 22 Relación entre el tiempo de humedecimiento de las muestras y su contenido de agua para una arcilla compactada (Yang y Lin, 2009).

2 Equipos, materiales y procedimientos de prueba

2.1. Introducción

En los inicios de la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica, las propiedades índice de los suelos fueron uno de los principales indicadores de su comportamiento mecánico. Sin embargo, con el transcurso de los años, el conocimiento de las propiedades índice ya no fue suficiente para poder predecir el comportamiento de los materiales. Ahora es necesario llevar a cabo pruebas mucho más sofisticadas para determinar parámetros que describan en una forma más adecuada el comportamiento de dichos materiales.

Una de las tendencias actuales en la mecánica de suelos no saturados es formar bases de datos con diferentes tipos de suelos; con propiedades que van desde propiedades índice, propiedades mecánicas determinadas en suelos saturados, hasta propiedades en condiciones no saturadas, y que sirvan de base para determinar correlaciones y modelos enfocados a la predicción de propiedades más complejas.

En este capítulo, se describen las características y técnicas de medición de los equipos empleados en la presente investigación, tanto para la obtención de los parámetros dinámicos como para la determinación de la curva característica de los suelos estudiados. De igual forma, se describe la metodología y el desarrollo experimental referente a la caracterización de los materiales y ensayos mecánicos realizados a las muestras de suelo compactadas.

2.2. Descripción del equipo y técnicas de medición utilizadas

2.2.1. Equipo triaxial cíclico

El avance de los métodos de análisis para evaluar la respuesta dinámica de los suelos ha excedido la capacidad que existe en la determinación de sus propiedades y su comportamiento ante cargas transitorias. Hoy, han sido desarrolladas varias técnicas de laboratorio que intentan reproducir las características de los fenómenos dinámicos y las condiciones *in situ* que prevalecen durante la ocurrencia de ellos.

El sistema de carga triaxial utilizado para este proyecto fue desarrollado por la empresa Geotechnical Consulting & Testing Systems (GCTS). Este equipo es capaz de aplicar tanto carga dinámica repetida (a carga o desplazamiento controlado) como presión de confinamiento de magnitud y duración controlada. El equipo triaxial cíclico se compone básicamente de tres unidades (Figura 2.1):

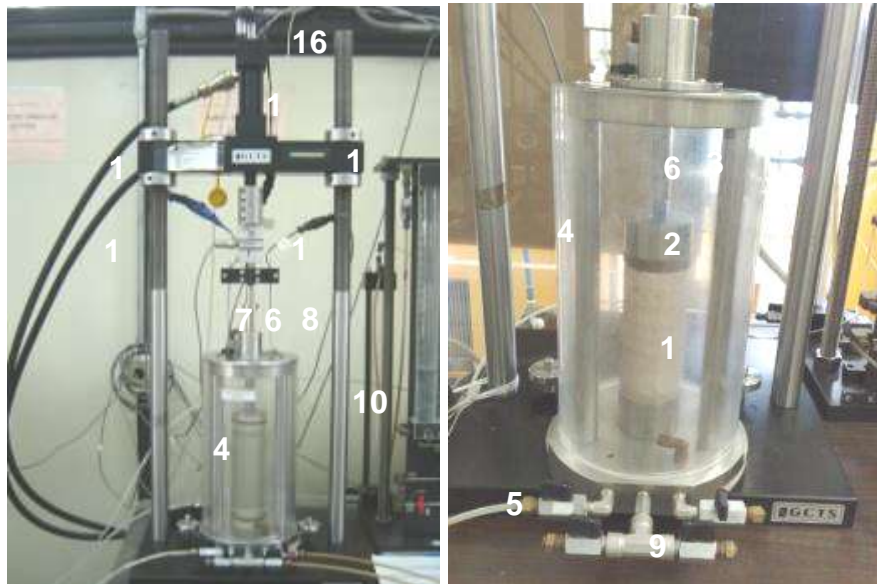
- Unidad de aplicación de carga
- Unidad de regulación de presión
- Unidad de registro de información



Figura 2.1 Unidades que componen el equipo triaxial cíclico.

Unidad de aplicación de carga

La unidad de aplicación de carga consta principalmente de un marco de carga y una cámara triaxial (Figura 2.2). El marco de carga está formado por dos columnas con rosca para el ajuste de la viga de reacción, espacio libre vertical máximo de 940 mm y espacio libre horizontal de 330 mm; incluye un pistón hidráulico montado en la viga de reacción con capacidad de 13 kN y 50 mm de carrera, y también una servoválvula de 19 LPM para el control digital de la carga o la deformación y con frecuencia de hasta 10 Hz.



- | | |
|--------------------|--------------------------------------|
| 1. Muestra | 9. Línea de drenaje |
| 2. Cabezal | 10. Marco de carga |
| 3. Aire | 11. Celda de carga |
| 4. Cámara triaxial | 12. Pistón hidráulico |
| 5. Entrada de aire | 13. Viga de reacción |
| 6. Pistón | 14. Línea de alimentación hidráulica |
| 7. LVDT 1 | 15. Línea de retorno hidráulico |
| 8. LVDT 2 | 16. LVDT 3 |

Figura 2.2. Componentes de la unidad de aplicación de carga.

Por su parte, la cámara triaxial está construida de acero inoxidable, aluminio anodizado y pared de acrílico transparente; tiene una capacidad en presión confinante máxima de 1000 kPa. El espesor de las paredes de la cámara es de media pulgada (1/2"). Las dimensiones de la cámara permiten ensayar especímenes en un rango de 35 mm (1.4") hasta 90 mm (3.54") de diámetro.

La medición de la carga axial se efectúa con una celda de carga localizada entre la parte superior de la cámara triaxial y la viga de reacción (Figura 2.2). Los desplazamientos axiales son medidos a través de tres sensores o LVDT's (Linear Variable Differential Transformers) que se encargan de transmitir la magnitud de dichos desplazamientos a la unidad de registro y control de información. Estos elementos están localizados en la parte externa de la cámara triaxial.

De igual forma, algunas de las características de los transductores o sensores utilizados para la medición de carga axial, deformación axial y presión de confinamiento son:

- Celda de carga con una capacidad nominal de 5 kN (Figura 1.3a).

- Sensor de desplazamiento axial (LVDT 3) con un rango de ± 25 mm. Con este sensor se realiza el control automático del equipo y puede utilizarse también cuando se trabaja en pruebas a desplazamiento controlado. Se localiza en la parte más alta del marco de carga (Figura 2.2).
- Sensores de desplazamiento axial (LVDT 1 y 2) con un rango de ± 1.25 mm. Con estos sensores es posible realizar las mediciones de los desplazamientos para pruebas donde se requieran aplicar amplitudes de carga pequeñas; siempre y cuando no rebasen el intervalo de medición de estos (Figura 2.3b).



ESPECIFICACIONES

Marca: interface

Modelo: SSM -1000

Capacidad: 1000 lbs

ESPECIFICACIONES

Marca: Macro sensors

Modelo: CD 375-050



Figura 2.3. Algunos sensores instalados en el equipo triaxial cíclico GCTS; a) Celda de carga, b) Sensor de desplazamiento axial (± 1.25 mm).

El sistema de carga es operado por un medio hidroneumático a través de una bomba con capacidad de 3000 psi de presión, que suministra aceite a dos acumuladores que a su vez están conectados cada uno a una manguera. El aceite viaja por una de las mangueras en un sentido para hacer que el pistón aplique carga y se libera por la otra para descargarlo, lo que forma un circuito cerrado de presión de aceite (Figura 2.4).



Figura 2.4. Sistema hidráulico para la aplicación de cargas.

Unidad de regulación de presión

Esta unidad consta de un panel con válvulas reguladoras de presiones de confinamiento y vacío; por lo tanto, es en esta unidad donde se regula manualmente el aire comprimido y aplica las presiones necesarias para la ejecución de los ensayos triaxiales (Figura 2.5). Incluye tres reguladores de presión para el control manual de presiones, válvula seleccionadora y bomba de vacío tipo venturi. Este equipo incluye también una válvula servoneumática y un regulador de aire para el control de la presión de confinamiento.



Figura 2.5. Panel de presión (a) y compresor para el suministro de aire (b).

Unidad de control y adquisición de datos

Esta unidad contiene los controles que permiten accionar el equipo electrónicamente para que opere y a su vez, registre la información generada durante la ejecución de los ensayos (Figura 2.6). La unidad fue hecha para controlar la adquisición de datos en un equipo de cómputo personal, mediante un

programa que tiene integrado. Este programa permite al usuario ejecutar varias pruebas automáticamente; incluye el control automático de los esfuerzos axiales y de la presión de confinamiento, así como la generación automática de reportes y resultados, etc. También registra la información proveniente de las otras dos unidades; la que corresponde a la magnitud de carga aplicada, presión de confinamiento y magnitud de deformaciones verticales, y las reporta en la pantalla digital.



Figura 2.6. Sistema de control y adquisición de datos.

2.2.2. Celdas de presión tipo Fredlund

Las técnicas experimentales para medir la succión y determinar la curva característica en los suelos son muy extensas; y varían mucho en términos de costo, complejidad y rango de medición.

El dispositivo de Fredlund es una celda de presión mejorada que usa la técnica de traslación de ejes para el control de la succión. Este equipo consta de una celda de presión que emplea un disco de cerámica de alto valor de entrada de aire (AVEA) y un panel de presión con manómetros con capacidad baja y alta, dos buretas y dos reglas graduadas para medir la variación de la columna de agua (Figura 2.7). Así mismo, cuenta con aditamentos para simular el efecto de sobrecarga y se puede llevar a cabo la medición del cambio de volumen del espécimen.

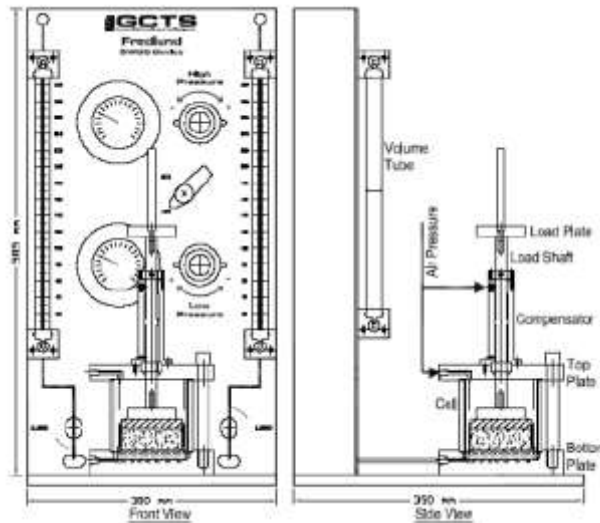


Figura 2.7. Esquema del dispositivo de Fredlund sin marco de carga (GCTS, 2009).

Algunas de las características innovadoras con respecto a otras celdas de presión son:

- Relativa facilidad para la preparación y colocación de la muestra.
- Capacidad de simular la presión de sobrecarga *in situ* mediante la aplicación de pesos muertos colocados sobre la placa de carga.
- Medición del volumen de agua drenado o absorbido por la muestra de suelo durante la prueba, lo que permite la determinación del contenido de agua en cualquier momento.
- Medición de la deformación vertical del espécimen durante la prueba.
- Expulsión del aire difuso cuando así se requiera.

Capacidad de generar cualquier número de datos sin desmontar la muestra en cada incremento o reducción de la succión.

Cabe mencionar que estos equipos de prueba deben cumplir con el requisito de poder medir o controlar en forma independiente la presión de poro de agua y de aire. La presión de poro del agua se mantiene en condiciones atmosféricas por medio de dos buretas conectadas a la base de la celda y abiertas a la atmósfera. A su vez, el suministro de presión de aire se lleva a cabo mediante un compresor (Figura 2.5b).



Figura 2.8. Dispositivos de Fredlund para la determinación de la curva característica.

Por otro lado, para aplicar la sobrecarga al espécimen, la celda cuenta con una placa circular atornillada al pistón de carga en donde se colocan los pesos muertos de la magnitud requerida para provocar el esfuerzo de sobrecarga deseado. Para contrarrestar la fricción producida en el pistón, hay que colocar un peso adicional a la sobrecarga, de tal forma que el pistón se mueva libremente. Otro de los aditamentos es el compensador, cuya función es evitar que el pistón experimente un movimiento debido a la aplicación del aire en el interior de la celda.

Uno de los componentes más importantes del dispositivo de Fredlund es el disco de cerámica de alto valor de entrada de aire. Estos discos son adheridos a un anillo de acero inoxidable; y posteriormente, colocados en la base de la celda (Figura 2.9). Los discos de cerámica son el medio para controlar en forma independiente la presión de poro de agua y de aire. En condiciones saturadas, únicamente permiten el flujo de agua e impiden el paso de aire. Sin embargo, a medida que la presión de aire se incrementa, éste inicia un proceso de difusión a través del agua del disco y se acumula en el sistema de medición de presión de poro de agua, lo que trae como consecuencia errores en los volúmenes de agua registrados en las buretas.

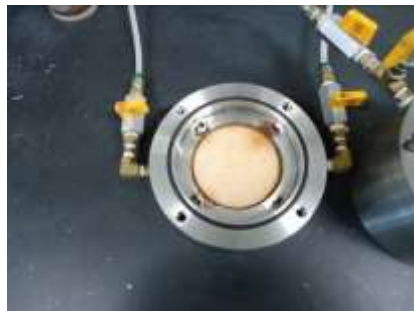


Figura 2.9. Base de la celda de presión y disco de cerámica de alto valor de entrada de aire.

En el caso del dispositivo de Fredlund, el aire difuso no constituye un problema; ya que la base va conectada a dos buretas. En una de ellas se aplica una pequeña presión de aire para provocar un movimiento del agua hacia la otra bureta. Cuando esto ocurre, el aire también se mueve y es expulsado por la segunda bureta; por tanto, las mediciones de volumen no requieren ninguna corrección.

2.3. Descripción de los materiales utilizados

La investigación que se reporta en este trabajo está enfocada al estudio del comportamiento de suelos finos; los que son utilizados por lo general como parte de la estructuración de un pavimento; por tanto, se trató de elegir materiales provenientes de bancos que cumplieran con esta condicionante.

Los bancos de materiales seleccionados fueron dos: el primero, denominado “Misha”, ubicado en la localidad de Sanfandila; y el segundo -denominado “Lucio Fajardo”- ubicado en la localidad de Los Cues; ambos, en el estado de Querétaro (Figura 2.10).



a) Banco Misha

b) Banco Lucio Fajardo

Figura 2.10. Panorámica de los bancos donde fueron extraídos los materiales estudiados.

Es importante señalar que los materiales aquí estudiados conformaron las capas de terraplén y subrasante, respectivamente, de la estructuración del pavimento para la pista de pruebas del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), construida durante los años 2010 y 2011.

Por su parte, el origen y naturaleza de los materiales difieren sensiblemente entre uno y otro banco. El material proveniente del banco Misha es un suelo lacustre cohesivo de origen pumítico. En el caso del material proveniente del banco Lucio

Fajardo, corresponde a un suelo con características básicamente del tipo friccionante y cuyo origen es volcánico, producto de la descomposición de rocas madres tales como tobas basálticas – areniscas y andesitas; presentes en la zona. La Figura 2.11 muestra las columnas estratigráficas de las zonas donde fueron extraídos dichos materiales.

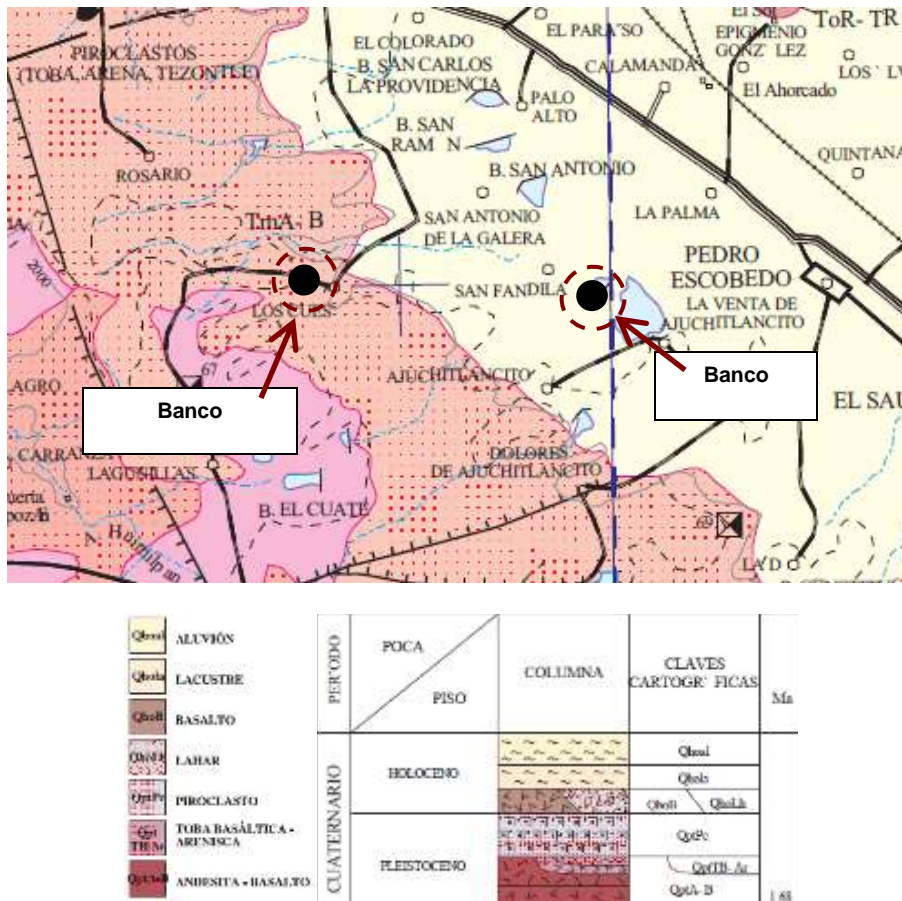


Figura 2.11. Carta geológica – minera de Querétaro F14 - 10 (SGM, 1999).

2.3.1. Propiedades índice y clasificación SUCS

Las muestras de suelo de los sitios antes descritos fueron obtenidas a partir de un muestreo de tipo alterado. Posterior al muestreo, el material fue secado al aire libre, disgregado y cribado por la malla no. 4; para finalmente cuartearlo y almacenarlos en costales.

Antes de llevar a cabo la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, se determinaron las propiedades índice y físicas de acuerdo con los procedimientos de prueba respectivos. Dichos procedimientos incluyeron; determinación del contenido de agua (ASTM D 2216), límites de consistencia

(ASTM D 4318), densidad de sólidos (ASTM D 854) y determinación de la cantidad de suelo más fino que la malla no. 200 (ASTM D 1130), entre otros. Las propiedades índice y físicas determinadas, así como la clasificación del suelo – de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) – aparecen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Propiedades índice y clasificación SUCS de los suelos estudiados.

Banco de materiales	Clasif. SUCS	Límites de consistencia			Contenido de agua natural w_o (%)	Arenas %	Finos %	Densidad de sólidos G_s
		w_L (%)	w_p (%)	IP (%)				
<i>Misha (San Fandila)</i>	ML - limo de baja plasticidad	44	33	11	8	13	87	2.57
<i>Lucio Fajardo (Los Cues)</i>	SM - arena limosa	----	NP	NP	5	63	37	2.52

2.3.2. Características de compactación

La compactación puede definirse como el proceso por el cual se incrementa la densidad del suelo a través de mecanismos tales como amasado, vibración, presión o impacto; esto hace que se reduzca el volumen de aire contenido en la estructura del suelo (Flores, 1996).

Es evidente que la compactación de suelos es ante todo y sobre todo una técnica de trabajo de campo, y que si estudiamos sus particularidades también en los laboratorios o son objeto de investigación teórica, ello no puede tener otra finalidad más que para el apoyo de las propias obras donde sea aplicada.

Antes de iniciar la etapa de fabricación de especímenes para los ensayos dinámicos y estáticos correspondientes, se obtuvieron las curvas de compactación a través del procedimiento descrito en la norma ASTM D 698 (Método A). Este procedimiento de prueba cubre los métodos utilizados para la determinación de la relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco de los suelos (curva de compactación). En las Figuras 2.12 y 2.13 se presentan las curvas de compactación de los materiales de los bancos estudiados. Así mismo, el peso volumétrico seco máximo y el contenido de agua óptimo obtenidas a partir de dichas curvas aparecen en la Tabla 2.2.

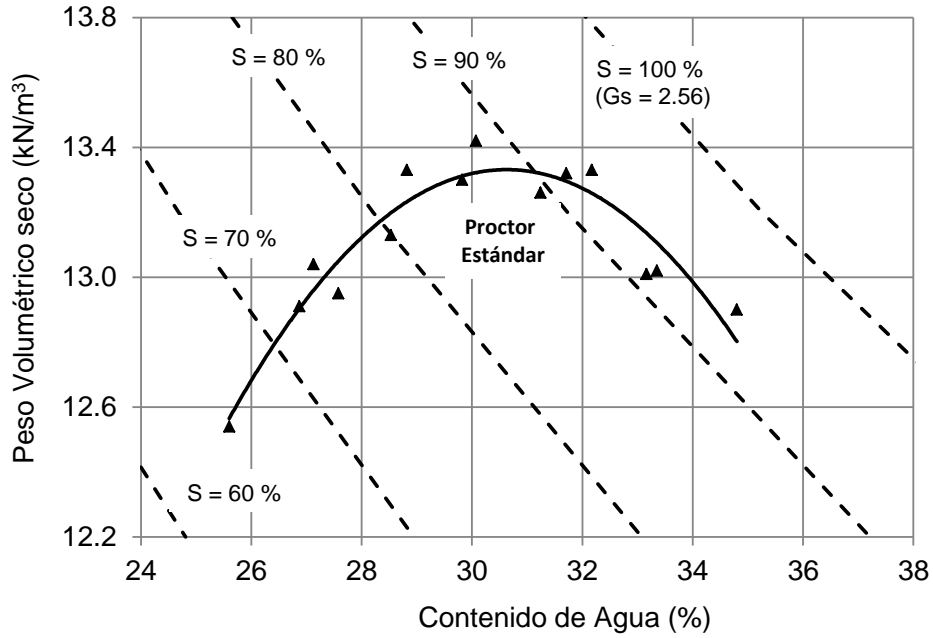


Figura 2.12. Curva de compactación, Banco Misha

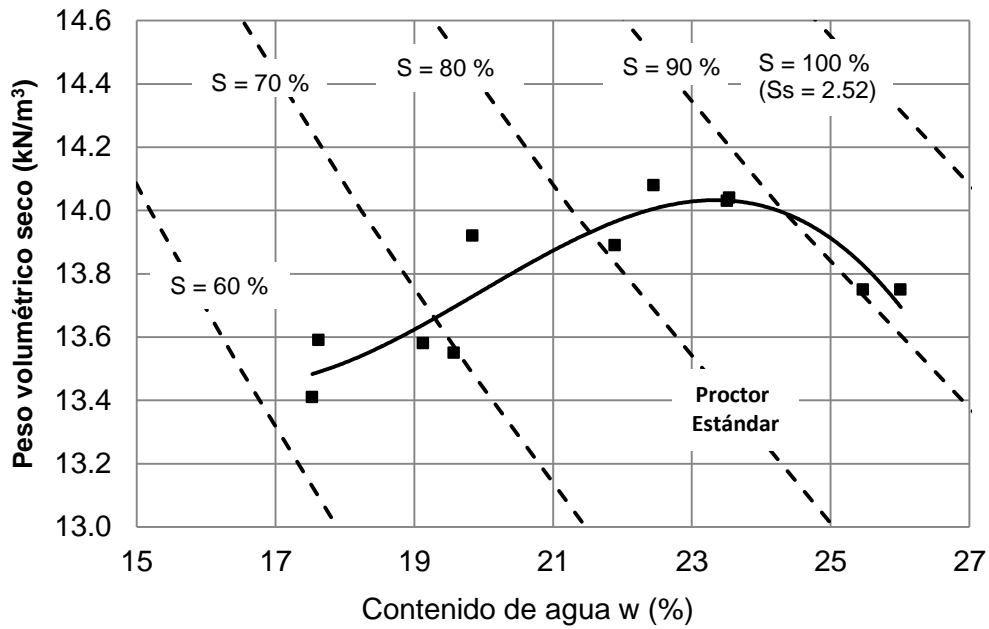


Figura 2.13. Curva de compactación, Banco Lucio Fajardo.

Tabla 2.2 Peso volumétrico seco máximo y contenido de agua óptimo para los materiales estudiados.

Banco de materiales	Peso volumétrico seco máximo γ_d (kN/m ³)	Contenido de agua óptimo w_{opt} (%)
Misha (San Fandila)	13.33	30.5
Lucio Fajardo (Los Cues)	14.03	23.5

2.4. Elaboración y acondicionamiento de especímenes para el ensaye triaxial cíclico y resistencia a la compresión no confinada

2.4.1. Método para la compactación de la probeta

Una vez conocidas las condiciones de compactación ($\gamma_{dm\acute{a}x}$, w_{opt}) necesarias para la reproducción de los especímenes de prueba, se procedió a lo siguiente:

Determinación de la cantidad de material a preparar

En esta etapa, se dosificaron alrededor de 140 muestras para cada tipo de material, todas ellas con un peso aproximado de 1300 g por muestra (Figura 2.14). Posteriormente, se determinó el contenido de agua inicial de los materiales utilizando muestras aleatorias durante todo el proceso; esto, con el propósito de identificar variaciones que pudieran afectar la ejecución de ensayos posteriores.



Figura 2.14. Dosificación de materiales.

Mezclado, humectación y curado de muestras

Estas etapas consistieron básicamente en agregar el agua necesaria al suelo, de tal forma que éste alcanzara el contenido de agua deseado para la compactación. Después de mezclar el suelo con el agua y obtener una mezcla homogénea, ésta fue guardada en una bolsa de plástico para dejarla curar por un periodo de al menos 12 horas (Figura 2.15). Con ello se pretendía asegurar una distribución uniforme del agua agregada. Una vez terminado este periodo, el material estaba listo para ser compactado.



Figura 2.15. Proceso de humectación, mezclado y curado de muestras.

Compactación de especímenes, reproducidos al contenido de agua óptimo ($\pm 0.5\%$) y masa volumétrica seca máxima ($\pm 1\%$), respecto a la prueba Proctor estándar (ASTM D 698)

El equipo utilizado para la compactación de los especímenes de prueba está formado por un molde metálico bipartido unido por un collarín en la parte superior, ambos sujetos a una base de acero en su parte inferior; y un pisón metálico, como los mostrados en la Figura 2.16. Las dimensiones de todo el conjunto fueron las requeridas para formar especímenes de 71 x 144 mm (Figura 2.17).



Figura 2.16. Equipo de compactación para la fabricación de los especímenes de prueba.

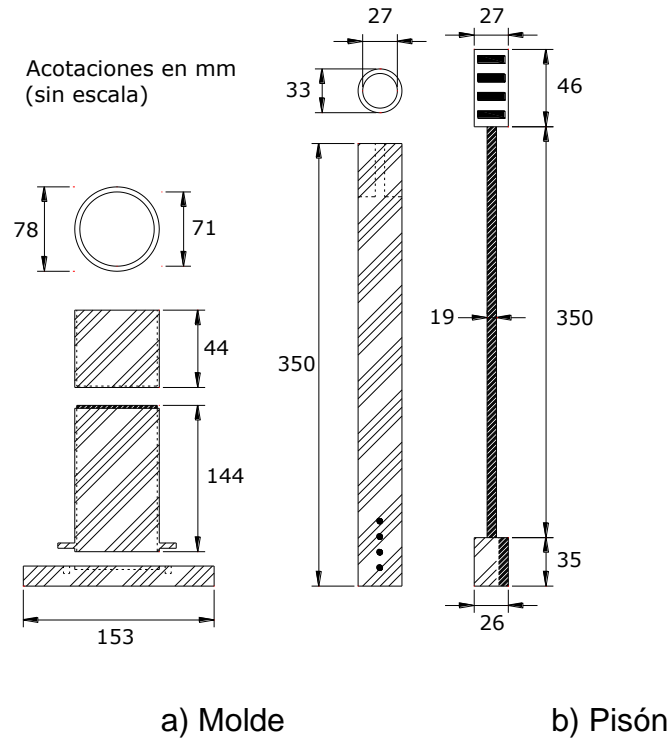


Figura 2.17. Dimensiones del molde y pisón de compactación utilizados.

La fabricación del espécimen dentro del molde se realizó aplicando compactación por impactos. El procedimiento seguido es descrito a continuación:

- Determinar el volumen del espécimen que será preparado, utilizando las dimensiones del molde y considerando una altura adicional para el enrase del mismo (por lo regular, no mayor a 5 mm).
- Determinar el peso del material húmedo que será compactado. A partir del volumen calculado y la masa volumétrica húmeda deseada (obtenida de la curva de compactación).
- Determinar el número de capas “n”, por usar para compactar el suelo. En este caso, el número de capas utilizadas para la compactación de todos los especímenes fue de ocho.

- Determinar el peso del suelo húmedo requerido para cada capa con la siguiente expresión:

$$W_{capa} = \frac{W_t}{n} \quad (2.1)$$

Donde:

W_t = Peso total del espécimen de prueba para producir la densidad requerida ($\gamma_{dm\acute{a}x}$)
 n = Número de capas

- Determinar el número de golpes “N” necesarios para producir la energía de compactación deseada (en este caso fue de 6 kg – cm/cm³) y lograr la densidad buscada. Dicho número de golpes puede ser estimado en función de la energía específica entregada al suelo, en este caso es:

$$E_c = \frac{NnWh}{V} \quad (2.2)$$

Donde:

E_c = energía de compactación; N = número de golpes; n = número de capas; W = masa del pisón compactador; h = altura de caída del pisón; V = volumen total del molde de compactación

- Una vez colocado el molde de compactación en la base metálica, se pesa la cantidad de material requerido por capa (W_{capa}) y se vierte el suelo al interior del molde (Figura 2.18). Antes de vaciar el material que compone cada una de las capas, es importante colocar un acrílico en las paredes del molde y en el fondo de éste, para que no se adhiera la probeta a la superficie del molde y facilite su extracción al término del proceso de compactación.



Figura 2.18. Pesaje y colocación del suelo en el molde de compactación.

- Después del apisonado, cada capa debe ser aproximadamente igual en espesor. Pevio a la compactación de la capa subsecuente, la superficie de la capa compactada es escarificada y cualquier porción de suelo adyacente a las paredes del molde debe ser retirada y extendida para ser compactada nuevamente. Durante el proceso de apisonado, la guía del pisón debe mantenerse vertical, aplicando los golpes a una velocidad constante, de tal manera que se obtenga una superficie de suelo uniforme (Figura 2.19).



Figura 2.19. Proceso de compactación.

- Cuando el proceso de compactación de la última capa finaliza; se retira la extensión del molde o collarín y se enrasa la parte superior de la probeta. Posteriormente se retiramos el molde de la base y se separa para extraer cuidadosamente el espécimen (Figura 2.20).



Figura 2.20. Enrase y extracción del espécimen de prueba.

- Se determina el peso del espécimen, con aproximación de 0.01 g. Se mide la altura y diámetro con aproximación de 0.01 mm y se registran dichos datos en la bitácora correspondiente. Este peso obtenido es el peso del suelo húmedo utilizado (peso del espécimen) y las mediciones realizadas son para obtener su volumen real (Figura 2.21).



Figura 2.21. Pesaje y medición del espécimen compactado.

- Finalmente, se envuelve la probeta con plástico adherible; se coloca en una bolsa de plástico y al final se almacena en el cuarto de temperatura controlada para preservar dentro de lo posible las condiciones de humedad adquiridas (Figura 2.22).



Figura 2.22. Empaque de especímenes compactados.

- Con el suelo sobrante de la compactación, se determina el contenido de agua del material, asumiendo que este es igual al de la muestra compactada. Con las dimensiones y el contenido de agua determinados, se verifica que la masa volumétrica seca máxima y el contenido de agua sea el requerido o, en su defecto, cumplan con el rango de variación permisible. En caso contrario, el espécimen es desechado.

2.4.2. Acondicionamiento de especímenes de prueba

Una vez fabricados los especímenes necesarios, los que deberían someterse a una trayectoria de secado, se les permitió su secado al aire libre, dentro de contenedores de plástico. Los recipientes fueron cubiertos parcialmente con tapas de plástico, para permitir el flujo paulatino de aire al interior, lo que permitió un secado lento y evitó así, la generación de grietas en las muestras de suelo (Figura 2.23). Este procedimiento trajo como consecuencia una reducción en el contenido

de agua inicial de los especímenes y, por ende, un incremento en la succión de estos.



Figura 2.23. Acondicionamiento de especímenes (trayectoria de secado).

Por otro lado, a los especímenes que debían ser sometidos a una trayectoria de humedecimiento, se les colocó un disco poroso en la parte inferior y, entre la muestra y el disco, un papel filtro. Una vez colocado el espécimen sobre el disco poroso con el papel filtro, fueron envueltos con acrílicos y hule para evitar que perdieran agua durante el tiempo que durara su ciclo (Figura 2.24).



Figura 2.24. Preparación de especímenes para el proceso de humedecimiento.

Posteriormente, el conjunto disco–especimen fue colocado en un contenedor con agua, para asegurar que en todo momento el nivel de ésta se mantuviera constante; para de esta manera, propiciar la ascensión capilar del agua al interior de la muestra de suelo y al mismo tiempo incrementar su contenido de agua (Figura 2.25).



Figura 2.25. Acondicionamiento de especímenes (trayectoria de humedecimiento).

En este trabajo, fueron utilizados periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días para el humedecimiento y secado de muestras; y para cada periodo, una serie de 6 especímenes fueron preparados. Tres probetas para pruebas dinámicas (módulo de elasticidad y amortiguamiento) y las otras tres para pruebas en condiciones estáticas (resistencia a la compresión no confinada).

Finalizado el ciclo de humedecimiento o secado de los especímenes, estos fueron retirados de sus respectivos contenedores y envueltos nuevamente con plástico, para preservar las características de humedad logradas. Posteriormente, los especímenes fueron almacenados por un periodo pertinente (no menor a 15 días) para que las nuevas condiciones de humedad adquiridas durante todo el proceso al que fueron sometidos fueran las mismas en todo el espécimen y de esta manera encontrarse en condiciones para ser ensayados.

2.5. Procedimientos de prueba

2.5.1. Módulo de elasticidad y amortiguamiento

Para la determinación del módulo de elasticidad (E) y el amortiguamiento (D) de cada espécimen, se utilizó como referencia el procedimiento descrito en la norma ASTM D 3999. Los métodos de prueba descritos en dicha norma cubren la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, ya sea en estado inalterado o reconstituido, por medio de técnicas a base de carga o deformación cíclica controlada. Así mismo, estos métodos son aplicables tanto para suelos finos como a materiales granulares.

El procedimiento descrito en la norma anterior provee dos métodos para la determinación de E y D, bajo carga o desplazamiento controlado. En este trabajo, el método adoptado fue el A; el cual requiere la aplicación de una carga cíclica constante.

Los especímenes fueron colocados en la cámara triaxial, siguiendo el procedimiento mencionado a continuación.

Montaje del espécimen en la cámara triaxial

Se coloca la base de la cámara triaxial sobre la base del marco de carga. Posteriormente, se coloca una piedra porosa en la parte superior del pedestal inferior y encima de la piedra un papel filtro. Cuidadosamente, se coloca el espécimen y encima de éste un papel filtro y otra piedra porosa junto con el cabezal superior (Figura 2.26).



Figura 2.26. Colocación de piedras porosas y papel filtro.

Con ayuda del expansor de membranas, se coloca una membrana de látex alrededor de todo el conjunto. Se sella la membrana al pedestal y al cabezal con los arosellos (o *rings*) o algún otro sello que ofrezca presión (Figura 2.27).



Figura 2.27. Colocación de membrana de látex y o' rings.

Posteriormente, se atornilla la placa de cubierta a los postes de la cámara y se ajusta el pistón de carga en el hueco del cabezal, teniendo cuidado que éste no llegue a dañar la probeta. Se coloca la cubierta de acrílico sobre la base de la cámara; la que es atornillada a la placa superior para asegurar su cierre hermético (Figura 2.28). Por último, se inserta el pistón al actuador de carga, para obtener una firme conexión con el vástago y la celda de carga.

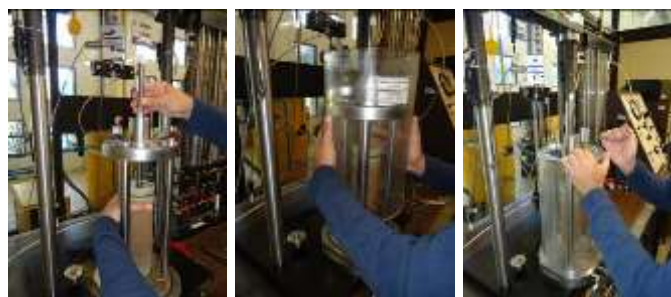


Figura 2.28. Ensamble del pistón de carga y de la cubierta de acrílico.

Finalizado el montaje del espécimen al interior de la cámara triaxial, y ésta a su vez en el marco de carga, se conecta la línea de suministro de presión de aire a la cámara, verificando en todo momento que no haya indicio de fugas de aire antes de la ejecución de la prueba. Una vez realizado esto, la muestra se encuentra lista para su ensaye.

Desarrollo de la prueba

El ensayo se realiza aplicando a la probeta un patrón dinámico de carga senoidal y de amplitud constante. Se define el número de ciclos (N), la frecuencia de excitación (f), y la semi amplitud de la señal (SA) (Figura 2.29). De los resultados obtenidos, se definen los vectores de carga versus tiempo y desplazamiento versus tiempo. El equipo triaxial descrito en incisos anteriores realiza la prueba a través de un software incluido en la unidad de control y adquisición de datos.

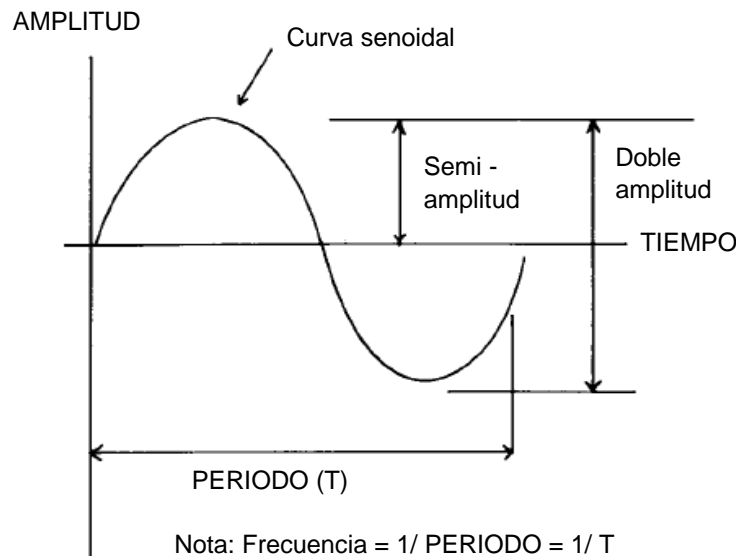


Figura 2.29. Variables relacionadas con carga cíclica durante un ensaye triaxial (ASTM, D 3999).

A continuación, los siguientes pasos son necesarios para ejecutar la prueba de módulo de elasticidad y amortiguamiento sobre los especímenes compactados:

- Regular la salida de la presión de confinamiento que será proporcionada a la muestra a través del panel de presión. Posteriormente, arrancamos el programa C.A.T.S en la computadora. En la pantalla de inicio, se enciende la bomba hidráulica y el servo axial y confinamiento (Figura 2.30).

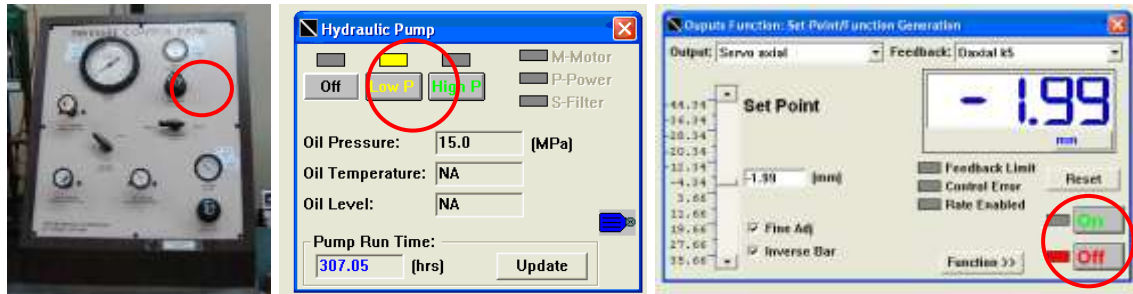


Figura 2.30. Inicialización del programa C.A.T.S. para la prueba de módulo dinámico.

- Ajustar los transductores de desplazamiento (LVDT's) colocados en la parte exterior de la cámara (Figura 2.31) y en seguida, proporcionar la presión de confinamiento previamente establecida abriendo las válvulas correspondientes para permitir la entrada del aire al interior de la cámara (Figura 2.32).



Figura 2.31. Ajuste de los transductores de desplazamiento.

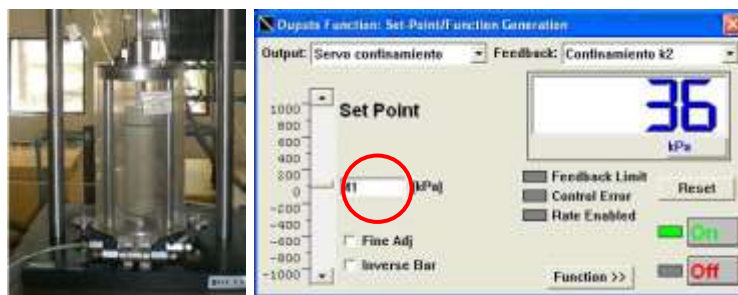


Figura 2.32. Ajuste de la presión de confinamiento.

- Con la computadora configurada, y una vez ingresados los datos geométricos del espécimen por ensayar, se verifica que no haya ningún tipo de filtración de aire en el espécimen de prueba y que las válvulas de drenaje se encuentren totalmente abiertas.

- A continuación, inicia la etapa de compresión cíclica siguiendo la secuencia de esfuerzos desviadores cíclicos y presiones de confinamiento indicados en la Tabla 2.3. Cabe señalar que para establecer dicha secuencia, se tomó como referencia la utilizada en el protocolo NCHRP 1–28A para la prueba del módulo de resiliencia (M_r). De esta manera, las configuraciones de esfuerzos considerados son dirigidos básicamente a reproducir el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido un elemento de suelo en las diferentes capas que constituyen las terracerías de un pavimento. La secuencia seguida para la aplicación de dichos esfuerzos está configurada para causar la menor degradación posible de los especímenes, ya que a cada uno de ellos se les aplica todo el barrido de secuencias indicadas en la tabla anterior. Sin embargo, es claro que en algunos casos las condiciones de los materiales eran tales que el grado de afectación generado en ellos podría influir notablemente en su comportamiento dinámico; razón por la cual, algunas de las secuencias tuvieron que ser descartadas.

Por otro lado, el sistema genera un tipo de onda senoidal y la onda de salida del equipo es mostrada en la pantalla para permitir al operador hacer los ajustes de las ganancias y asegurar que ambas salidas coincidan durante todas las etapas de la prueba (Figura 2.33). Así, el sistema fue programado para aplicar 100 repeticiones del esfuerzo desviador a una frecuencia de 1 Hz por cada una de las secuencias indicadas. Para ello se acciona el equipo triaxial a esfuerzo controlado al mismo tiempo que el equipo de cómputo inicia la toma de lecturas y adquisición de datos (100 puntos por ciclo).

- Al terminar las secuencias de carga respectivas, se reduce la presión de confinamiento a cero y se procede a desensamblar la cámara. Se desmonta la probeta, se verifica la apariencia del espécimen y se hacen las anotaciones correspondientes. Por último, se disgrega la probeta por capa y se determinan los contenidos de agua correspondientes a cada una de ellas.

Tabla 2.3 Secuencia de aplicación de esfuerzos cíclicos.

Secuencia No.	Presión de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador cíclico σ_d (kPa)
1	55	28
2	28	28
3	14	28
4	55	48
5	28	48
6	14	48
7	55	97
8	28	97
9	14	97
10	55	150
11	28	150
12	14	150
13	55	200
14	28	200
15	14	200
16	55	300
17	28	300
18	14	300

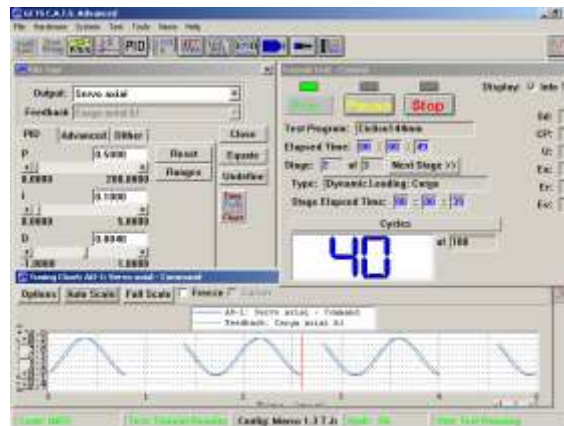


Figura 2.33. Interfaz del programa C.A.T.S. para el monitoreo de ganancias, durante la ejecución de las pruebas dinámicas.

Cálculo de parámetros

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo, se selecciona el mismo número de ciclo para todas las SA (semiamplitud de la señal) aplicadas. Con los resultados experimentales correspondientes a los vectores de carga y desplazamiento, y los datos volumétricos de la probeta, se determinan los

vectores de esfuerzo cortante y distorsión angular, según la secuencia de cálculo mostrado en la Figura 2.34.

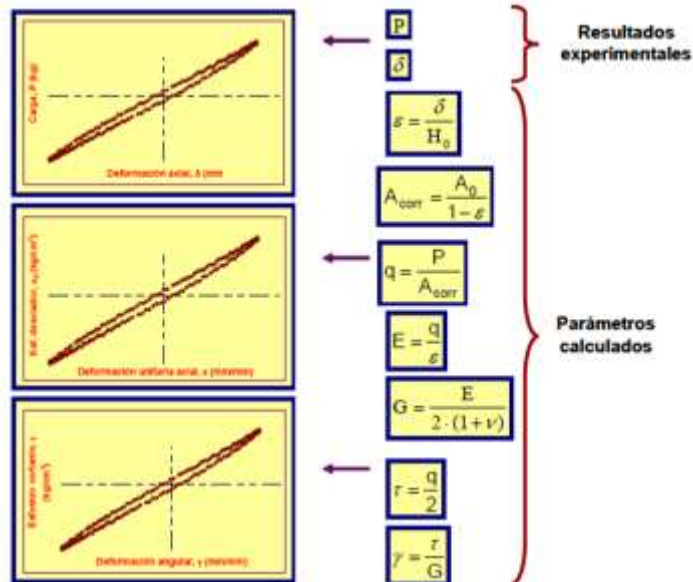


Figura 2.34. Cálculo de parámetros (Flores y Romo, 2005).

De los ciclos de histéresis correspondiente a una SA aplicada, como el mostrado en la Figura 2.35, se determinan los módulos (E) y los amortiguamientos (D), para cada nivel de deformación.

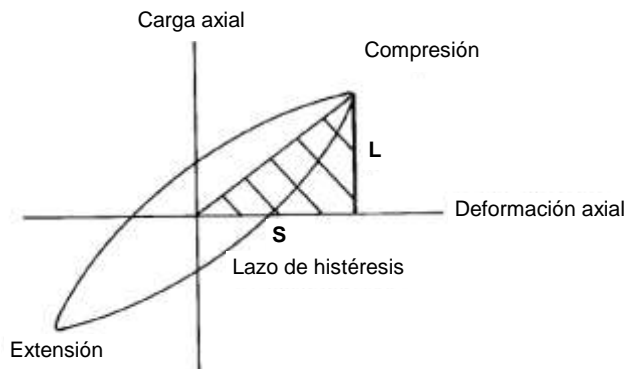


Figura 2.35. Esquema idealizado de un lazo de histéresis generado por un equipo triaxial cíclico (ASTM D 3999).

Por su parte, para el cálculo del amortiguamiento (D), se utilizó la expresión (1.2) mostrada en el capítulo anterior.

2.5.2. Resistencia a la compresión no confinada

Para la determinación de la resistencia no drenada (q_u) de cada espécimen, se utilizó como referencia el procedimiento descrito en la norma ASTM D 2166. Este método de prueba cubre la determinación de la resistencia a la compresión no confinada (suelos cohesivos, inalterados, remoldeados o reconstituidos mediante compactación en laboratorio) mediante la aplicación de carga axial a deformación controlada. Este método de prueba provee un valor aproximado de la resistencia de suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales.

Los especímenes compactados y que terminaron su ciclo de humedecimiento o secado, fueron colocados en la cámara triaxial siguiendo el mismo procedimiento mencionado en el inciso anterior. Una vez montados en el equipo triaxial, se verifica que el cabezal superior haga contacto perfectamente con la muestra. Posteriormente, se carga al espécimen con una velocidad de deformación de 1.2% por minuto, hasta alcanzar la falla del mismo.

Durante la aplicación de la carga, el programa C.A.T.S. muestra una gráfica en tiempo real de la carga aplicada; como la que se observa en la Figura 2.36. Cuando la falla del espécimen es inminente (Figura 2.36), se procede a detener la compresión y se da por terminada la prueba.

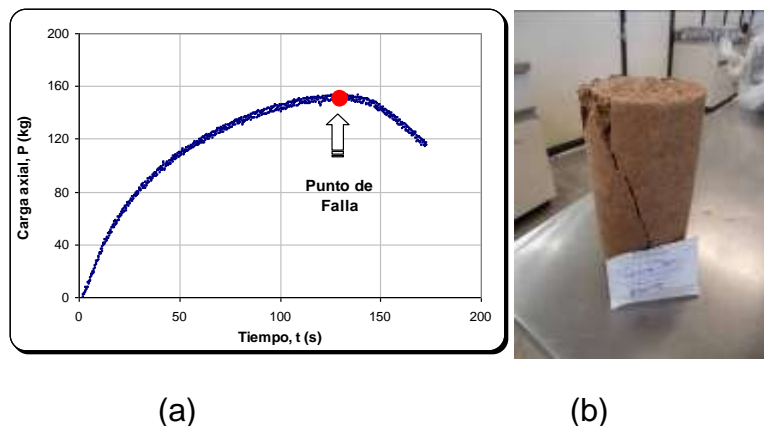


Figura 2.36. Prueba de resistencia a la compresión simple; (a) Curva carga – tiempo, (b) Plano de falla del espécimen ensayado.

Por último, se procede a desmontar el espécimen de la cámara triaxial. Se verifica el tipo de falla o apariencia que presentó el espécimen y se hacen las anotaciones correspondientes. Se disgrega y se toman las muestras necesarias para determinar su contenido de agua final.

2.5.3. Determinación de la curva característica

La preparación de las muestras para determinar la curva característica depende del tipo de procedimiento que sea usado. En este trabajo se utilizaron las celdas de presión tipo Fredlund para determinar dicha relación (este método utiliza la técnica de translación de ejes y es un método directo para medir las presiones de agua negativas). Cabe señalar que este método de prueba fue elegido debido a las ventajas que ofrecía sobre el método del papel filtro y que para nuestro caso, la practicidad y flexibilidad para la ejecución de múltiples ensayos para diferentes condiciones de sobrecarga y el tiempo necesario para su ejecución fueron algunas de las más relevantes. El procedimiento general utilizado se describe a continuación:

Preparación del espécimen de prueba

Para la preparación del espécimen de prueba se prepara una muestra de suelo con el contenido de agua requerido con un procedimiento similar al descrito en incisos anteriores. Posteriormente, se compacta el material en tres capas al interior de un anillo metálico de aproximadamente 63 mm de diámetro y 20 mm de altura.

El proceso de compactación se lleva a cabo con un pisón metálico de pequeñas dimensiones, hasta alcanzar una determinada masa volumétrica. El contenido de agua óptimo y la masa volumétrica seca máxima requeridos fueron determinados en las curvas de compactación Proctor estándar de ambos suelos. Una vez compactado el material, éste se enrasa y se pesa junto con el anillo (Figura 2.37).



Figura 2.37. Preparación del espécimen de prueba para la determinación de la curva característica.

Saturación del espécimen de prueba

Si por las condiciones de ensayo se requiere iniciar la prueba con grado de saturación alto o muy cercano al 100%, la muestra compactada se coloca entre piedras porosas y se satura por medio de capilaridad colocándola en un recipiente con agua (Figura 2.38). El tiempo de saturación dependerá del tipo de suelo por

ensayar y de las propias condiciones impuestas para la prueba. Así, suelos muy arenosos no necesitan un tiempo demasiado largo para saturarse, podrían ser solo algunas horas. Por el contrario, para el caso de arcillas, puede que se requirieran de algunos días o inclusive hasta semanas para ello.



Figura 2.38. Proceso de saturación del espécimen de prueba.

De igual forma, para evitar que la muestra de suelo se expanda durante todo el proceso de saturación, se colocan sobrepesos encima del espécimen (Figura 2.38). Cuando la muestra ha absorbido agua durante varios días, se retira del contenedor y se elimina el exceso de agua superficial que pudiera presentar la muestra con el anillo. Se toma su peso inicial registrándolo en la bitácora correspondiente; una vez realizado esto, la muestra está lista para su montaje en la celda de presión.

Montaje y ejecución del ensaye

El anillo con la muestra de suelo es colocado en la celda de presión, sobre un papel filtro que se encuentra en contacto directo con el disco de cerámica en condición saturada y superficialmente seco. Posterior a esto, se coloca un papel filtro, una piedra porosa y la placa de carga sobre la superficie de la muestra. Por último, se ensambla la celda atornillándola a la placa inferior (Figura 2.39).



Figura 2.39. Colocación de papel filtro y ensamble de la celda de presión.

Una vez ensamblada la celda de presión, se ajusta la altura del pistón colocando masas sobre la placa de carga para compensar la fricción generada. Se toman lecturas iniciales de la altura del agua de las buretas así como la altura de la placa de carga (Figura 2.40).



Figura 2.40. Colocación de pesos en la placa de carga y toma de lecturas iniciales.

El siguiente paso es incrementar el primer valor de presión de aire, el que también será igual al primer valor de succión. Las lecturas se toman por el periodo en el que haya flujo de agua evidente. Cuando se equilibra la succión; es decir, no se presenta más flujo de agua, se incrementa el siguiente valor de presión de aire (Figura 2.41).



Figura 2.41. Incremento de presiones y toma de lecturas durante la ejecución de la prueba.

Cuando se han aplicado todas las presiones de aire requeridas, se desensambla la celda y se retira la muestra para pesarla. Posteriormente la muestra es colocada en el horno durante 24 horas, para determinar su peso seco y obtener su contenido de agua final (Figura 2.42).



Figura 2.42. Desensamble de la celda de presión y determinación del contenido de agua final.

Una vez que se han obtenido todos los datos anteriores, se realiza un retrocálculo con los contenidos de agua y grados de saturación para cada valor de succión para cada valor de succión (presión de aire) impuesto. Finalmente, el resultado de la prueba es una curva que relaciona el contenido de agua o grado de saturación, contra la succión del suelo; tal como muestra de forma ilustrativa la Figura 2.43.

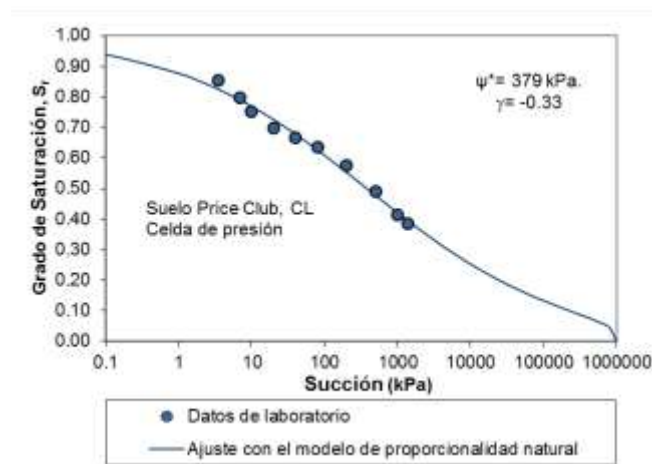


Figura 2.43. Curva de ajuste para el suelo Price Club (Pérez, 2006)

Esta relación se obtuvo en este trabajo, con el propósito de obtener el valor de succión de las muestras que fueron ensayadas tanto en condiciones dinámicas como en estáticas. Es decir, conociendo el contenido de agua o grado de saturación de cada uno de los especímenes es posible inferir el valor de succión correspondiente a esa condición analizada.

3 Discusión de resultados

3.1. Introducción

Los suelos compactados son comúnmente utilizados en la Ingeniería civil, en sistemas que involucran carga dinámica o cíclica; tales como pavimentos, vías férreas y cimentaciones de maquinaria. Las características de deformación de estos materiales expresadas en términos de módulo de elasticidad y amortiguamiento son muy importantes para predecir su comportamiento ante dichas solicitaciones.

El módulo de elasticidad es una propiedad de los suelos no saturados que varía con el estado de esfuerzos y este, a su vez, se encuentra fuertemente influenciado por la presencia de agua y por el desarrollo de succión en su estructura. La succión dicta el estado de esfuerzos en los suelos no saturados; por tanto, es importante entender la influencia que tiene esta sobre sus propiedades dinámicas.

En este trabajo se examinó el efecto del contenido de agua, el grado de saturación, y la succión en la rigidez y en la relación de amortiguamiento de dos suelos finos compactados. Para ello, se llevaron a cabo una serie de pruebas dinámicas en especímenes que fueron sometidos a un ciclo de humedecimiento o secado.

En los incisos siguientes se presentan y analizan los resultados experimentales obtenidos a partir de los ensayos dinámicos y estáticos efectuados sobre las muestras de suelo que fueron compactadas a un mismo nivel de compactación relativa; y una vez compactadas, fueron humedecidas o se secadas por un periodo previamente establecido. Así mismo, se presentan las curvas características de los suelos estudiados, obtenidas a partir del dispositivo de Fredlund y se discute el efecto de la presión de sobrecarga sobre las mismas.

3.2. Curvas características

Una de las funciones clave en el análisis de problemas geotécnicos que involucran suelos no saturados es la “curva característica”. Esta curva relaciona el valor de succión del suelo contra un parámetro que depende de la cantidad de agua que se encuentra en sus poros y que puede ser contenido de agua gravimétrico (w), grado de saturación (S) o contenido de agua volumétrico (θ). Sin embargo, el parámetro que se toma muchas veces depende del autor que presente los resultados.

En el presente trabajo se optó por presentar los resultados en función del grado de saturación, ya que de esta forma se toma en cuenta los cambios de volumen que pudiera presentar la muestra de suelo durante el ensayo. De igual forma, las curvas de ajuste que se muestran para los datos experimentales obtenidos, se basan en la ecuación desarrollada por Fredlund y Xing (1994). Cabe señalar, que para obtener dicha curva en términos del grado de saturación, se utilizó la herramienta SOLVER del programa Excel. Los resultados experimentales de cada uno de los suelos ensayados, así como la determinación de los parámetros de ajuste con dicho modelo pueden resumirse en las Figuras 1 a la 8, mostradas en el anexo B.

3.2.1. Efecto del tipo de suelo

La naturaleza de la curva característica está directamente asociada a la composición granulométrica y estructura del suelo; por tanto, su forma puede variar para diferentes tipos de suelos. En la Figura 3.1, se presentan las curvas características obtenidas para cada uno de los suelos estudiados. Nótese que el limo de baja compresibilidad (ML) fue desaturado en forma gradual; mientras que para la arena limosa (SM), la pérdida de agua ocurrió en forma más rápida.

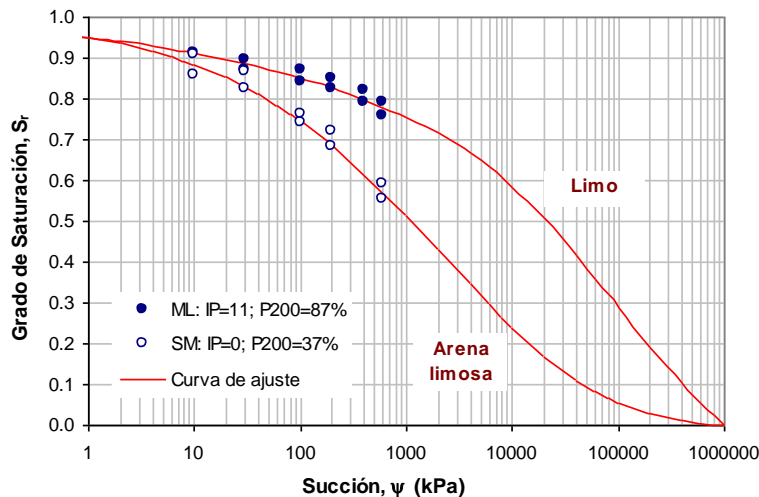


Figura 3.1. Curvas características para los dos suelos estudiados.

En referencia a la figura anterior, se puede observar que para un valor de succión dado – en este caso de 200 kPa – el limo presenta un grado de saturación cercano al 85%; en el caso de la arena el grado de saturación es de 70% para el mismo valor de succión considerado. Lo anterior confirma lo expuesto por varios

autores que a medida que el suelo es más plástico, la capacidad de retención de agua en el suelo es mayor. De igual forma los materiales que presentan una menor cantidad de finos exhiben curvas con valores de entrada de aire relativamente bajos (retienen muy poca agua); es decir, se desaturan a niveles de succión muy bajos.

3.2.2. Efecto de la sobrecarga

Uno de los factores de los que depende la curva característica es la presión de sobrecarga. En la presente investigación se determinaron curvas características para presiones de 20, 75 y 100 kPa, con la finalidad de estudiar el efecto de esta variable sobre la forma de las curvas.

La Figura 3.2 muestra que para el limo de baja compresibilidad, la presión de sobrecarga no ejerce gran efecto en su curva característica. Por su parte, la arena limosa presentó solo ligeras diferencias en las curvas con el incremento de la presión de sobrecarga (Figura 3.3).

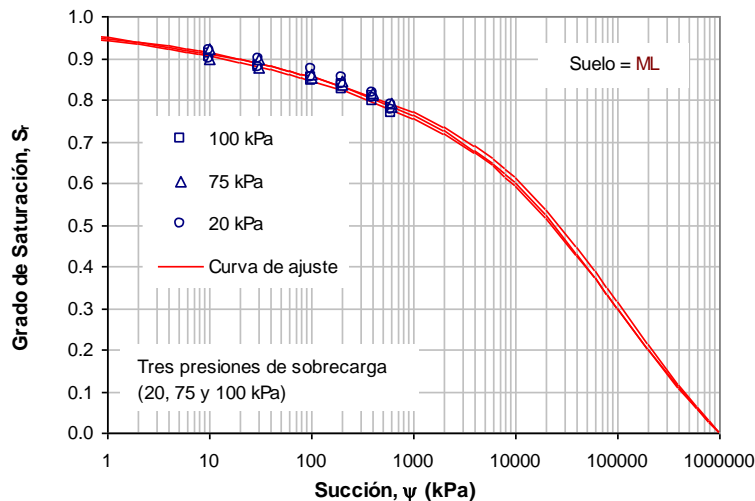


Figura 3.2. Curvas características para el limo de baja compresibilidad a tres diferentes presiones de sobrecarga.

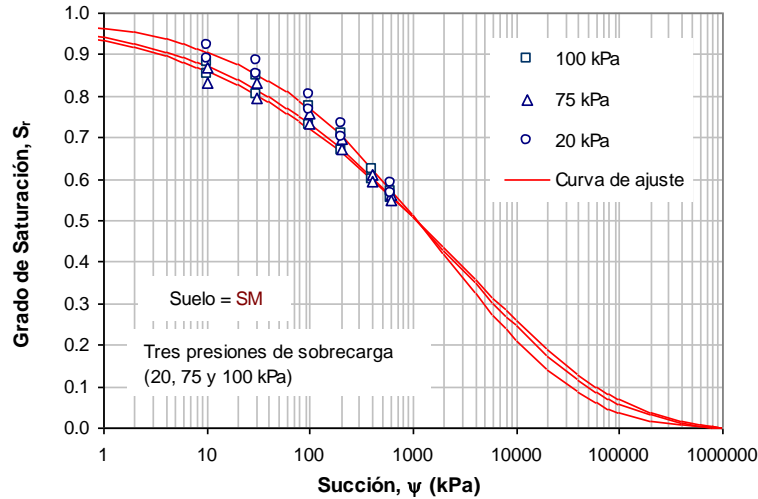


Figura 3.3. Curvas características para la arena limosa a tres diferentes presiones de sobrecarga.

De las curvas mostradas, parece ser que el efecto de sobrecarga hasta el nivel de esfuerzos estudiado puede ser despreciado; ello confirma lo expuesto por Pérez (2008) al estudiar el mismo efecto en otros tipos de suelos con diferentes valores de plasticidad y hasta niveles de sobrecarga de 196 kPa. Sin embargo, como lo expone el autor anterior, posiblemente sea necesario ensayar más suelos con diferentes valores de plasticidad (p.e., arcillas de alta compresibilidad) y así obtener suficientes evidencias a fin de poder concluir que en verdad el efecto de sobrecarga es despreciable.

3.3. Acondicionamiento de especímenes para las pruebas dinámicas

Las especificaciones de construcción para diversos sistemas suelo–estructura, generalmente requieren que los suelos sean compactados con el contenido de agua óptimo (w_{opt}) obtenido de una prueba de referencia, o con un contenido de agua muy cercano a éste. Sin embargo, es un hecho comprobado que el contenido de agua en los suelos compactados cambia con el tiempo como resultado de factores externos, tales como el medio ambiente y la posición del nivel de agua freática (NAF) del lugar donde éstos se encuentren alojados.

Con el propósito de simular las condiciones de servicio (postconstrucción) que pudiera presentar un suelo compactado en campo, se acondicionaron especímenes siguiendo trayectorias de secado y humedecimiento de acuerdo con

los procedimientos descritos en el capítulo anterior. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

3.3.1. Evaluación de la distribución del contenido de agua en las muestras y repetitividad de los resultados

Para evaluar la distribución del contenido de agua en las muestras que fueron humedecidas o secadas en el laboratorio, al término de su ensaye se obtuvo el contenido de agua de cada una de las capas que conformaron el espécimen de prueba. A partir de dichos resultados, se determinó la desviación estándar y el coeficiente de variación.

Los resultados correspondientes a una muestra de suelo (ML) que fue compactada con un contenido de agua inicial de 30.97% y después humedecida por un día, aparecen en la Figura 3.4. En ella se puede observar que el contenido de agua se incrementó en aproximadamente 2 puntos porcentuales, al final de dicho periodo. Así mismo, la desviación estándar y el coeficiente de variación respecto a los contenidos de agua obtenidos en cada una de las capas fueron de 0.1 y 0.3%, respectivamente.



(a)

Capa	Contenido de agua, w (%)
A	33.25
B	33.08
C	33.04
D	33.13
E	33.09
F	33.03
G	32.89
H	32.97
Promedio	33.06
Desv. Est.	0.11
Coef. de var.	0.3%

(b)

Figura 3.4. Distribución del contenido de agua en un espécimen de suelo después de un día de humedecimiento: (a) localización de la capa, (b) mediciones del contenido de agua.

En general, los valores de desviación estándar así como los coeficientes de variación obtenidos fueron de pequeña magnitud, por lo que se estimó que con el procedimiento de acondicionamiento seguido (humedecimiento o secado) puede obtenerse una distribución adecuada del contenido de agua en toda la muestra de suelo; lo cual tiene una gran importancia al llevar a cabo la prueba.

Cabe señalar que los resultados de contenido de agua reportados en este trabajo fueron los correspondientes al valor promedio de todas las capas del espécimen. Así mismo, todos los ensayos programados fueron llevados a cabo por duplicado y en algunos casos por triplicado para asegurar la repetitividad de los resultados obtenidos.

3.3.2. Variaciones de contenido de agua y peso volumétrico seco, en la trayectoria de secado

La Figura 3.5 presenta la relación entre el tiempo de secado y el contenido de agua obtenido para cada uno de los suelos estudiados. Para el caso del limo de baja compresibilidad (ML), se puede observar una disminución considerable en su contenido de agua, en los primeros 20 días de secado; posteriormente la variación fue poco significativa.

Lo anterior sugiere que la pérdida de humedad se vuelve más lenta a partir de cierto contenido de agua. Por el contrario, en el caso de la arena limosa (SM), esta tendencia no fue observada debido probablemente a que la naturaleza friccionante del material permite la entrada de aire con una mayor facilidad a través de sus poros; y esto, a su vez, puede traducirse en un aumento de su velocidad de secado. O bien, quizá se deba a las condiciones ambientales distintas que pudieron imperar durante el tiempo que estuvieron los suelos expuestos al aire libre.

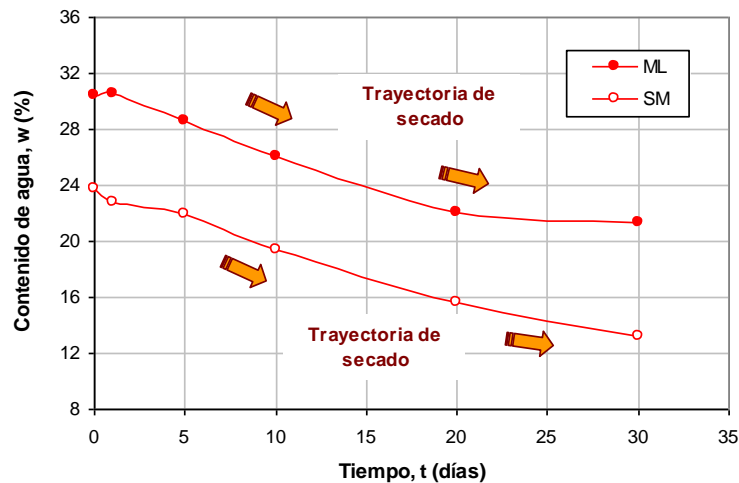


Figura 3.5. Relación entre el tiempo de secado de las muestras y su contenido de agua.

Por otro lado, las Figuras 3.6 y 3.7 muestran la variación del peso volumétrico seco con el contenido de agua de los especímenes que fueron compactados en una condición inicial (óptima) y posteriormente fueron sometidos a periodos de 1,

5, 10, 20 y 30 días de secado. Cabe señalar, que cada uno de los puntos graficados corresponde a especímenes que fueron ensayados tanto en compresión monotónica como los que fueron ensayados dinámicamente.

Como se puede apreciar, en el caso del suelo cohesivo (Figura 3.6), los especímenes experimentaron un aumento de su peso volumétrico conforme el contenido de agua disminuía siguiendo una trayectoria más o menos definida. Esto debido a la disminución del volumen (contracción) que experimentaron los especímenes durante el proceso de secado. Tal hecho se vio reflejado de igual forma en el cambio de sus relaciones volumétricas y gravimétricas al final de cada periodo de acondicionamiento al que estuvieron sujetos.

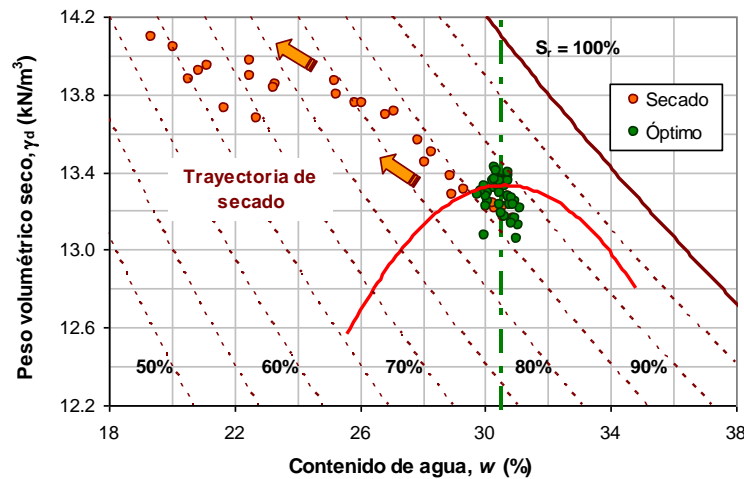


Figura 3.6. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de secado (Suelo ML).

Por lo que se refiere al caso de la arena limosa (Figura 3.7), los especímenes no experimentaron cambios de volumen considerables durante la etapa de secado. De esta manera, los pesos volumétricos obtenidos al final del proceso de compactación (condiciones iniciales) y los obtenidos al término del periodo de secado (condiciones finales), se mantuvieron prácticamente constantes.

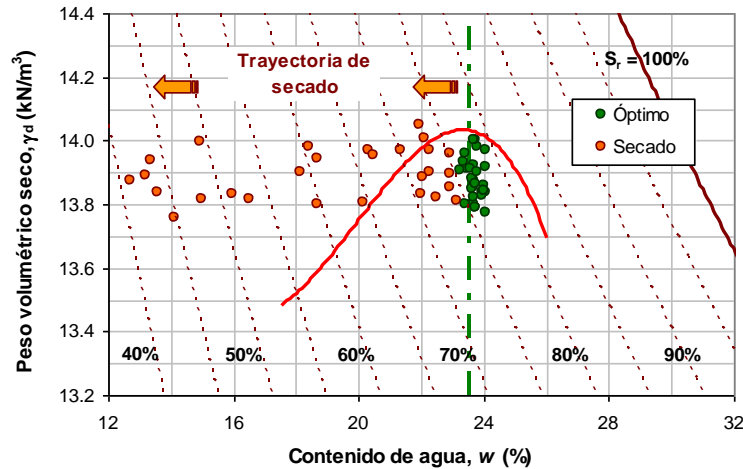


Figura 3.7. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de secado (Suelo SM).

3.3.3. Variaciones de contenido de agua y peso volumétrico seco, en la trayectoria de humedecimiento

La relación entre el tiempo de humedecimiento de los especímenes de prueba y su contenido de agua para los dos tipos de suelos estudiados, aparece en la Figura 3.8. En ella, se puede observar que el contenido de agua de ambos suelos incrementó rápidamente durante las primeras 24 h de saturación. Posteriormente, el incremento del contenido de agua fue más lento, hasta alcanzar un contenido de agua de equilibrio (w_{eq}).

De igual forma, se puede observar que en el caso del suelo cohesivo (ML) el contenido de agua de equilibrio resultó de 35%; mientras que para la arena limosa (SM), este valor fue del 28%. Así mismo, los contenidos de agua iniciales considerados fueron de 30.6 y 23.7%, respectivamente. De esta manera, los contenidos de agua de equilibrio aquí reportados resultaron aproximadamente cuatro puntos porcentuales por arriba del óptimo de compactación.

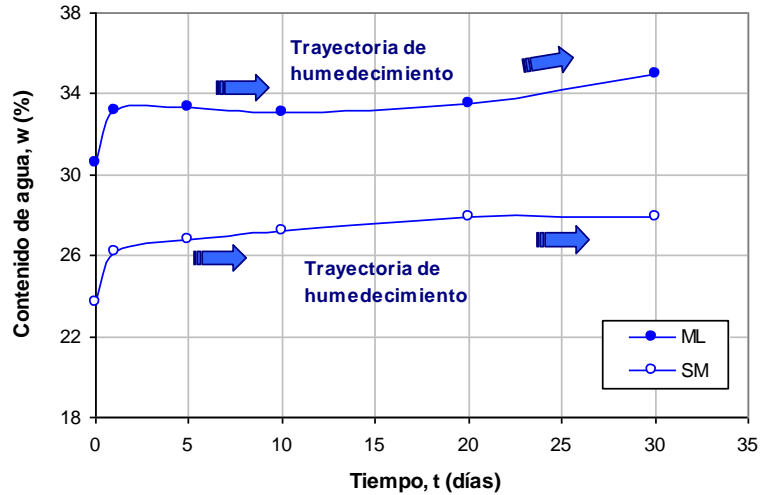


Figura 3.8. Relación entre el tiempo de humedecimiento de las muestras y su contenido de agua.

En relación con lo anterior, Uzan (1998) (citado por Yang y Lin 2009), encontró que un suelo cohesivo bajo la estructura de un pavimento incrementa su contenido de agua aproximadamente de 20% a un 30% durante los primeros 3 o 5 años de servicio.

Por su parte, Quintus y Killingsworth (1998) (citados en Yang y Lin 2009), examinaron la capa de subrasante en 59 sitios de prueba correspondientes al programa “Desempeño de pavimentos a largo plazo” (LTPP, por sus siglas en inglés). Ellos reportaron que el contenido de agua *in situ*, de los suelos cohesivos que formaban dicha capa, siempre había estado entre el contenido de agua óptimo ($w_{\text{ópt}}$) y siete puntos porcentuales arriba de éste. De ahí, que el procedimiento utilizado en este trabajo, para la saturación de especímenes, no solamente puede simular el contenido de agua *in situ* de la capa de subrasante de un pavimento, sino también, puede reducir el tiempo para que el suelo alcance su contenido de agua de equilibrio.

Las gráficas que se ilustran en las Figuras 3.9 y 3.10 muestran la variación del peso volumétrico seco con el contenido de agua de los especímenes que fueron compactados en una condición inicial (óptima) y posteriormente humedecidas por periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días. Cabe señalar que cada uno de los puntos graficados corresponde a especímenes que fueron ensayados tanto a compresión simple, como los que fueron ensayados dinámicamente.

En relación con las gráficas mencionadas es notorio que, en el caso de los especímenes de limo, éstos disminuyeron sus pesos volumétricos secos debido al aumento en el volumen (expansión) de los mismos, y esto a su vez, provocado por un aumento en su contenido de agua inicial. Sin embargo, en el caso de la arena

limosa, esto no fue así; ya que puede observarse que los pesos permanecieron prácticamente constantes al término de cada ciclo de humedecimiento. Así mismo, puede observarse también que los grados de saturación máximos logrados fueron de alrededor del 95 y 90%, para el limo y la arena limosa, respectivamente.

Por otro lado, los resultados finales del contenido de agua para cada uno de los periodos de saturación durante la trayectoria de humedecimiento aparecen en las Tablas 7 y 8 del anexo A.

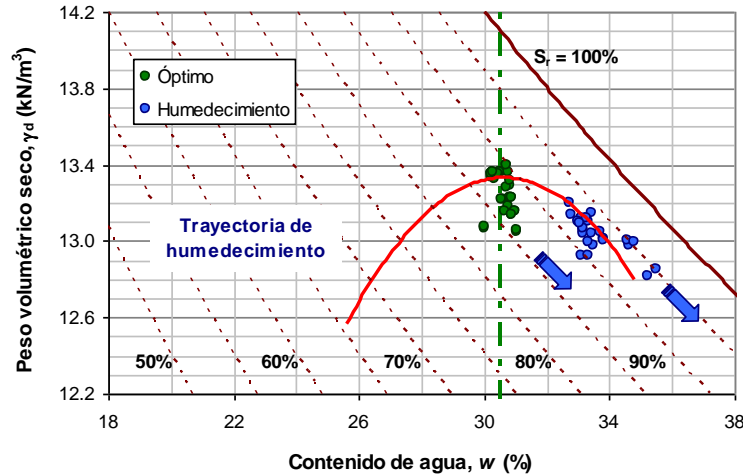


Figura 3.9. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de humedecimiento (Suelo ML).

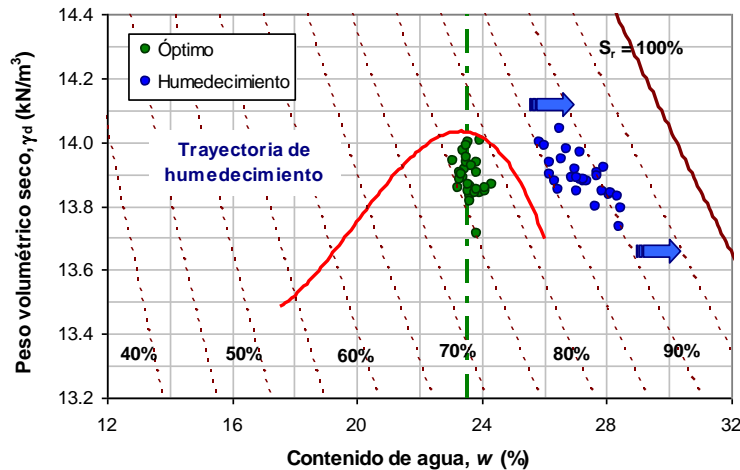


Figura 3.10. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de humedecimiento (Suelo SM).

Finalmente, las Figuras 3.11 y 3.12 pueden resumir lo explicado con anterioridad acerca del comportamiento general observado en los especímenes durante las trayectorias de secado y humedecimiento, respectivamente. Cabe mencionar, que los resultados de dichas gráficas corresponden únicamente a los especímenes que fueron ensayados en compresión cíclica.

Con respecto a la gráfica que relaciona el tiempo de acondicionamiento de las muestras de suelo, con la variación de su grado de saturación (Figura 3.11), se puede apreciar de una forma más clara cómo dicha variación es más evidente para el caso de la arena limosa, especialmente durante la trayectoria de secado; ya que el grado de saturación disminuye hasta un valor de 40% aproximadamente, y que las muestras fueron compactadas con un grado de saturación inicial alrededor del 77%. De igual forma, durante la trayectoria de humedecimiento el incremento mostrado fue del 13%; llegando así a grados de saturación del orden del 90%.

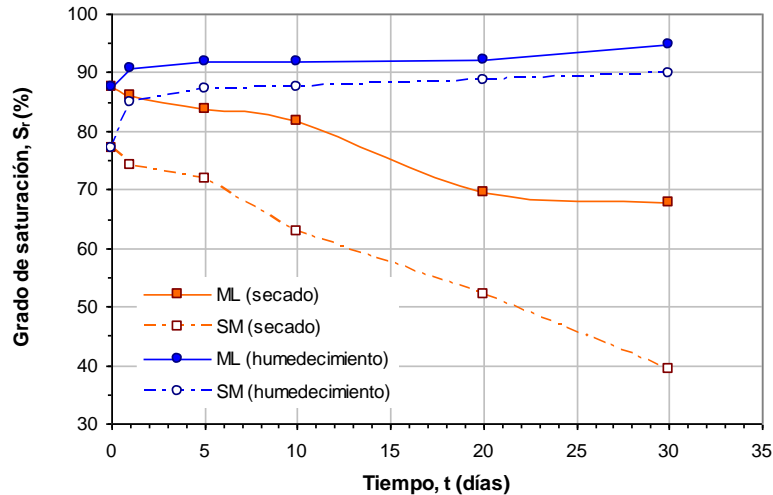


Figura 3.11. Relación entre el tiempo de acondicionamiento de las muestras y su grado de saturación.

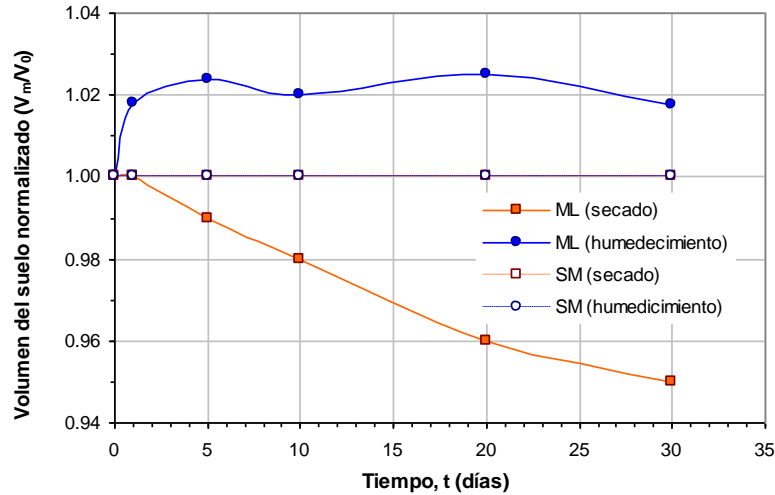


Figura 3.12. Relación entre el tiempo de acondicionamiento de las muestras y la variación de su volumen respecto al inicial.

Por su parte, la gráfica que corresponde a la Figura 3.12 muestra la variación del volumen inicial que experimentaron los especímenes respecto al tiempo de acondicionamiento. En ella se observa que los cambios volumétricos se presentaron únicamente para el caso del limo de baja compresibilidad. En este caso, las máximas variaciones correspondieron a una disminución de su volumen inicial del 5% durante la trayectoria de secado y un aumento del mismo del orden del 2% durante el proceso de humedecimiento. Por el contrario, las probetas de arena limosa mantuvieron su volumen constante durante los correspondientes periodos de acondicionamiento.

3.4. Módulo de elasticidad y amortiguamiento

Como ya se ha mencionado, la medición de las propiedades dinámicas de los materiales que intervienen en la construcción de los diferentes sistemas suelo – estructura es básica para la determinación de su respuesta ante distintos tipos de solicitaciones. Así, el análisis y diseño de este tipo de estructuras dependerá en gran medida de los esfuerzos y deformaciones que sean producidas al interior de la masa de suelo, así como de los parámetros dinámicos de los materiales utilizados.

En lo que sigue, se discuten los resultados obtenidos sobre el comportamiento dinámico de especímenes compactados sujetos a una trayectoria de humedecimiento y una de secado por un periodo de 1, 5, 10, 20 y 30 días. El efecto de la amplitud del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento en la rigidez y el amortiguamiento del suelo, es verificado. Así mismo, la influencia del contenido de agua, grado de saturación y succión; en el módulo de elasticidad y amortiguamiento del suelo, son evaluadas.

3.4.1. Condiciones de las pruebas realizadas

El ensaye triaxial cíclico tiene la característica de someter una muestra cilíndrica a un estado de esfuerzos en el que un esfuerzo axial cíclico, con magnitud de $\pm \sigma_d$, es aplicado en forma periódica senoidal a la frecuencia deseada. Con los resultados experimentales correspondientes a la carga, desplazamiento y los datos volumétricos del espécimen se determinan la magnitud del esfuerzo axial y la deformación axial. De esta manera, el módulo de elasticidad (E) y el amortiguamiento (D) del suelo son determinados seleccionando el mismo número de ciclo carga por cada nivel de esfuerzo aplicado.

En el presente estudio, se optó por seleccionar el ciclo 40 de los 100 aplicados para la determinación de E y D en los suelos analizados. La razón de ello fue básicamente que a partir de este ciclo se observó que la variación de los parámetros dinámicos no difiere en gran medida a los obtenidos en ciclos anteriores y posteriores a éste, lo que proporciona así una media entre dichos valores. Así, de los lazos de histéresis generados (Figura 3.13), se determinaron el módulo de elasticidad y amortiguamiento respectivos.

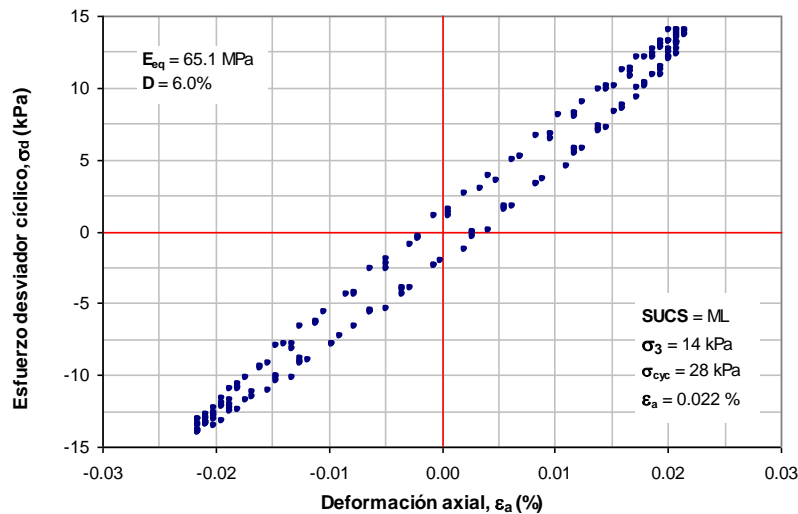


Figura 3.13. Lazo de histéresis para el ciclo 40 de un suelo cohesivo compactado.

Por su parte, la relación de amortiguamiento crítico o simplemente amortiguamiento (D) fue determinado utilizando la expresión (1.2).

A todos los especímenes compactados se les realizaron los ensayos dinámicos tal y como se describió anteriormente. Con los resultados del módulo de elasticidad, amortiguamiento y el esfuerzo desviador cíclico, se trazaron curvas $E - \sigma_d$ y $D - \sigma_d$, en escala semilogarítmica. A continuación se discuten algunos de los resultados experimentales obtenidos.

3.4.2. Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento en el módulo de elasticidad y el amortiguamiento

En este apartado, se muestran las curvas experimentales obtenidas para ambos suelos, en las que es posible observar la variación del módulo de elasticidad (E) y el amortiguamiento (D), con la amplitud del esfuerzo desviador cíclico (σ_d); para tres diferentes niveles de confinamiento. Las curvas corresponden a un espécimen que fue compactado en una condición inicial y fue ensayado bajo condiciones de humedad óptima y peso volumétrico seco máximo. Dos más, son para especímenes compactados bajo condiciones iniciales similares y posteriormente uno de ellos fue humedecido y otro secado, por un periodo de 30 días, respectivamente. En estos materiales se obtuvieron resultados para un rango de deformación axial de 10^{-2} a 1%.

Limo de baja compresibilidad (ML)

- Módulo de elasticidad

En las Figuras 3.14 a la 3.16, se presentan las curvas $E - \sigma_d$ para el limo de baja compresibilidad con contenidos de agua de 20.57, 30.42 y 34.56%. De las curvas mencionadas, se puede observar una tendencia bien definida y que muestra que al aumentar la presión de confinamiento en la cámara triaxial, el módulo de rigidez también se incrementa. En lo referente a la amplitud del esfuerzo desviador, los especímenes con un contenido de agua de 30.42 y 34.56% (Figuras 3.15 y 3.16), muestran que a medida que el nivel de esfuerzo incrementa el módulo de rigidez disminuye; además, se puede ver que para un cierto valor de esfuerzo desviador el módulo disminuye notablemente independientemente del confinamiento aplicado.

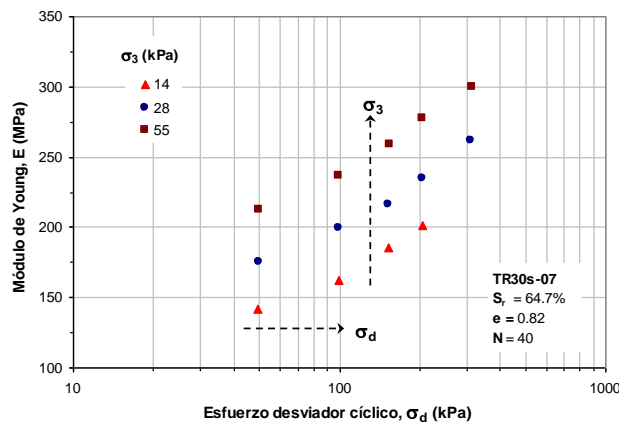


Figura 3.14. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 20.57\%$ (Suelo ML).

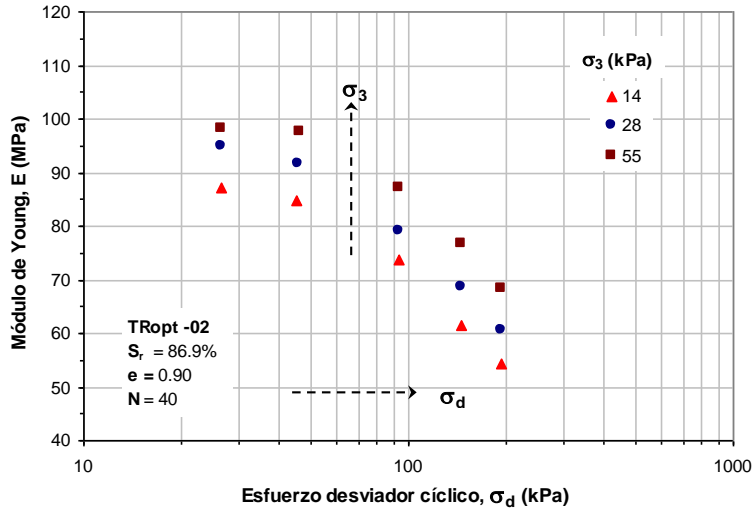


Figura 3.15. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 30.42\%$ (Suelo ML).

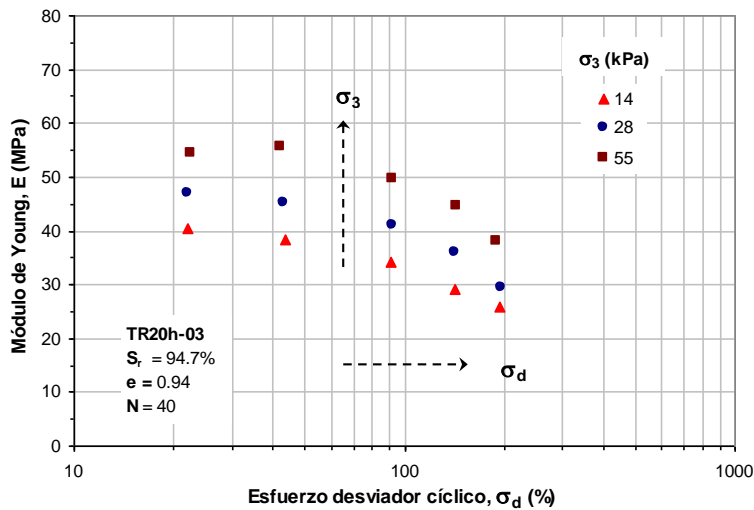


Figura 3.16. Variación de E con el esfuerzo desviador y la presión de confinamiento para $w = 34.56\%$ (Suelo ML).

Para el espécimen con un contenido de agua de 20.57% (Figura 3.14), el comportamiento que presenta es muy distinto al de los otros dos anteriores. En este caso, se puede observar que a medida que el esfuerzo desviador aumenta el módulo de elasticidad tiende a incrementar también. Esto sugiere que el suelo se rigidiza por efecto de la repetición de carga; es decir, a medida que la muestra de suelo se somete a un nivel de esfuerzo, éste se deforma y adquiere una nueva estructura interna que aumenta el número de contactos entre sus partículas y ayuda al esqueleto sólido a resistir esfuerzos aún mayores con una capacidad de

deformación por arriba de la inicial. Este es un fenómeno característico de los suelos granulares que son sometidos a carga cíclica.

Con el objetivo de poder observar a mayor detalle este comportamiento, la Figura 3.17 presenta las curvas $E - \sigma_d$ correspondientes a 6 especímenes con diferentes grados de saturación y sujetos a una misma presión confinante (28 kPa). En ella se pueden observar tendencias similares entre cada una de las curvas hasta para grados de saturación del 84%. Esta tendencia indica que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, la disminución del módulo de elasticidad es inminente. Sin embargo, para grados de saturación por debajo de dicho valor, las curvas indicaron tendencias similares a la mostrada en la Figura 3.14.

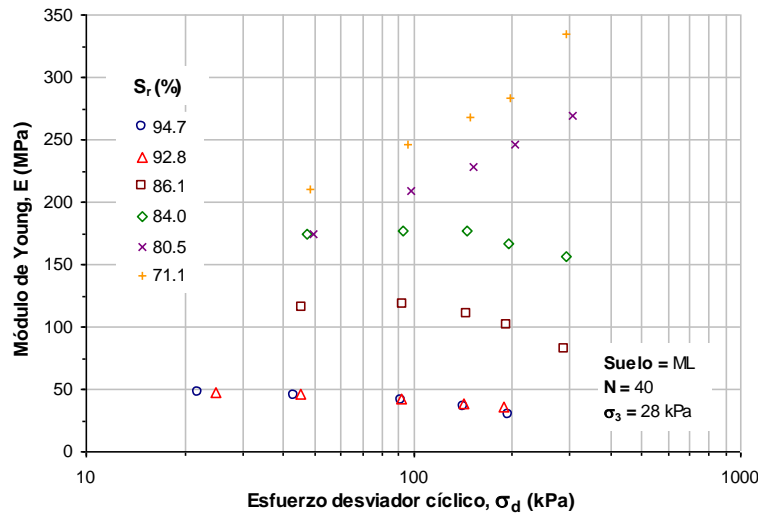


Figura 3.17. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión confinamiento (Suelo ML).

Este hecho hace reflexionar de la posible existencia de un contenido de agua umbral para el cual el suelo empieza a rigidizarse a medida que el nivel de esfuerzo se va incrementando. Por otro lado, no es posible descartar la existencia de otros factores que propicien de manera importante la aparición de dicho fenómeno y que por falta de una mayor cantidad de datos experimentales sea imposible llegar a una conclusión fehaciente sobre éste.

- Amortiguamiento

Como se mencionó en el capítulo uno, otra de las variables de interés que nos permite caracterizar el comportamiento dinámico de un suelo es el amortiguamiento; variable que nos define el grado de disipación de energía que el suelo propicia ante una sollicitación dinámica externa. A continuación, se

presentan las curvas $D-\sigma_d$ experimentales correspondientes a los mismos tres especímenes analizados en el punto anterior.

Los resultados correspondientes para la muestra de suelo con un contenido de agua de 20.57% (Figura 3.18), indican que la amplitud del esfuerzo desviador (dentro del rango estudiado) no llega a causar un efecto de magnitud considerable en el amortiguamiento, ya que dicho valor al parecer se mantuvo casi constante (del orden del 5.5%). De igual forma, el efecto de la presión de confinamiento para este caso, es apenas perceptible.

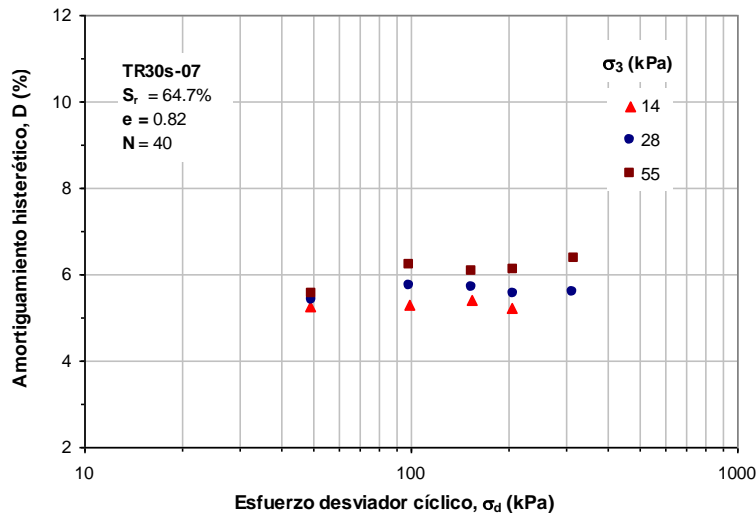


Figura 3.18. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 20.57\%$ (Suelo ML).

En el caso de las Figuras 3.19 y 3.20, se puede observar que el amortiguamiento depende del esfuerzo inducido, al incrementarse éste, el amortiguamiento aumenta de igual manera. Los valores de amortiguamiento más altos alcanzados en estos casos, correspondieron a 9 y 10%, respectivamente. Así mismo, la presión de confinamiento no mostró influencia alguna sobre los valores de amortiguamiento obtenidos.

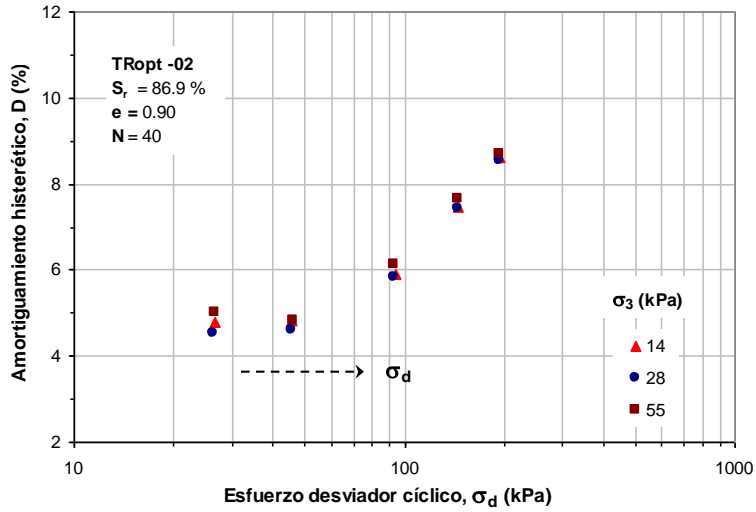


Figura 3.19. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 30.42\%$ (Suelo ML).

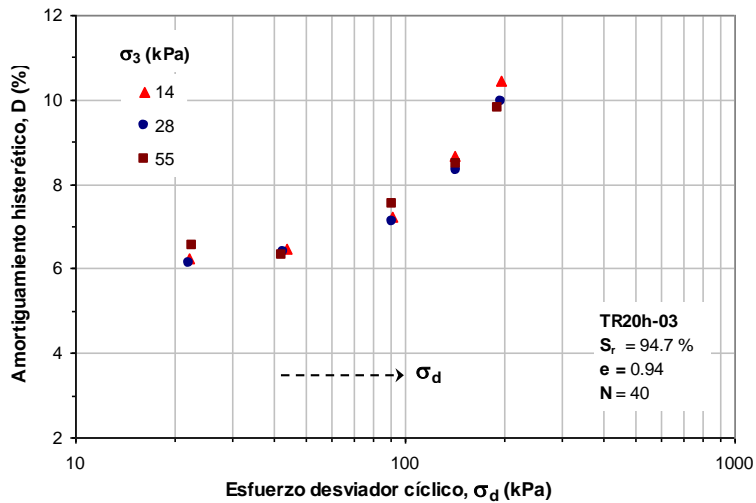


Figura 3.20. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 34.56\%$ (Suelo ML).

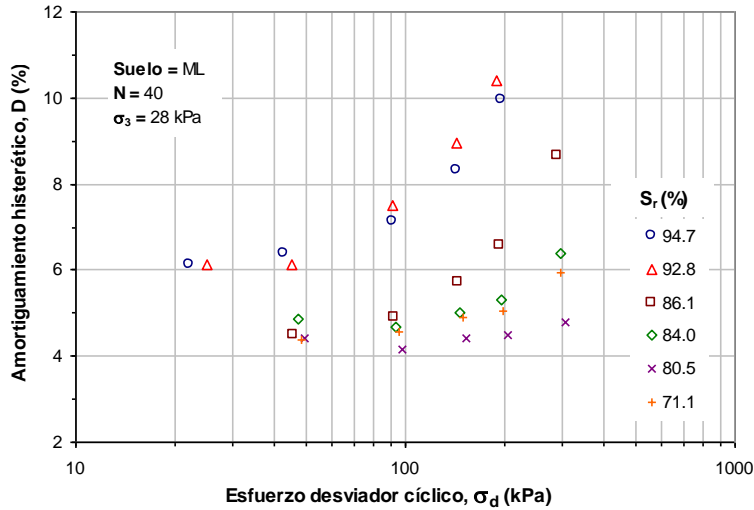


Figura 3.21. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

Por su parte, la Figura 3.21, muestra la variación de D con el esfuerzo desviador para seis muestras de suelo con diferentes grados de saturación y ensayados a la misma presión de confinamiento (28 kPa). En ella se observa que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, el amortiguamiento se incrementa también. Sin embargo, este efecto es más evidente para esfuerzos desviadores por arriba de los 50 kPa y para grados de saturación altos.

- Variación de los lazos de histéresis con la amplitud de deformación

Para complementar lo discutido en los párrafos anteriores, la Figura 3.22 presenta los lazos de histéresis para 3 diferentes niveles de esfuerzo aplicados a las tres muestras de suelo previamente analizadas. Los lazos obtenidos corresponden a esfuerzos desviadores de 46, 97 y 200 kPa y una presión de confinamiento de 14 kPa.

Como se puede observar, en el caso de la muestra de suelo con un grado de saturación de 64.7%, los lazos se mantienen casi con la misma pendiente y el área dentro de los mismos permanecen de igual forma constante. Lo anterior, puede demostrar lo que se ha venido comentando hasta ahora, y es el hecho que a medida que el esfuerzo desviador se incrementa la deformación axial tiende a incrementar de igual forma. Sin embargo, en este caso, la deformación axial obtenida es muy pequeña comparada con el incremento en la magnitud del esfuerzo desviador, esta es de aproximadamente 0.1% para un esfuerzo desviador de 200 kPa. Esto parece indicar que a medida que el suelo se

encuentre en un estado predominantemente seco o presente contenidos de agua relativamente bajos, éste puede presentar valores de rigidez iniciales que van ir creciendo a consecuencia de la repetición de la carga.

En el caso de las muestras con grados de saturación de 86.9 y 94.7%, los lazos histeréticos muestran una tendencia bien definida y confirman el comportamiento mostrado en gráficas anteriores. Lo que nos indica que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, las pendientes de los lazos tienden a la horizontal indicando una mayor deformabilidad del material y por ende, los valores de módulo empiezan a decrecer. Asimismo, el área que se observa dentro de cada uno de estos lazos, se ve de igual manera afectada por el nivel de esfuerzo aplicado. Por lo que a medida que esfuerzo desviador aumenta, el amortiguamiento del suelo se incrementa de igual forma.

Es importante también hacer notar, que a su vez los lazos mostrados presentan variaciones en cuanto a forma y simetría se refiere. Esto sin duda es más fácil de notar en el caso de la muestra con el grado de saturación más elevado.

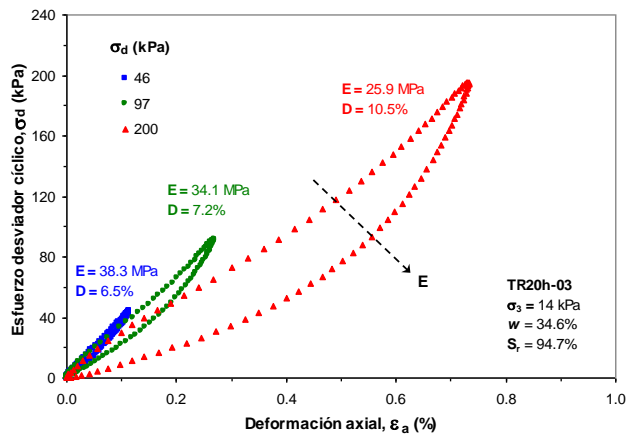
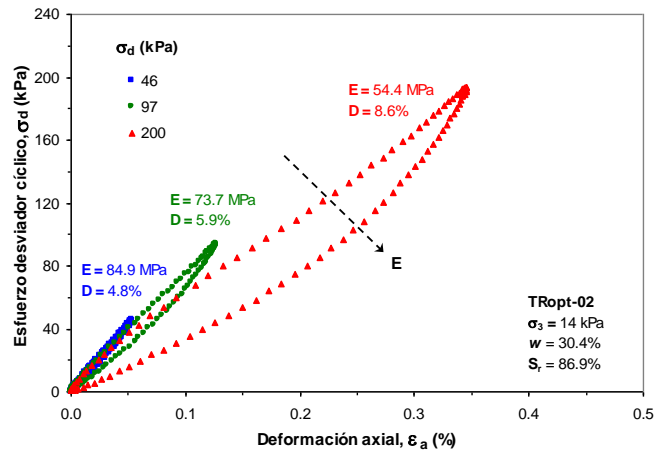
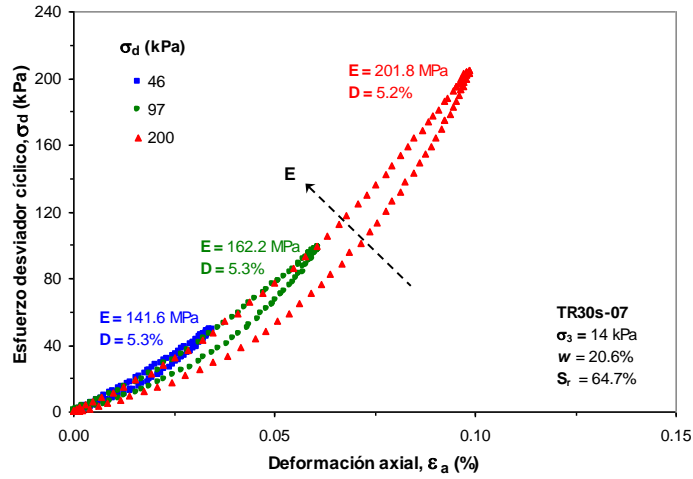


Figura 3.22. Variaciones de los lazos de histéresis de un suelo cohesivo con la deformación axial, para el ciclo 40 y una presión de confinamiento de 14 kPa (Suelo ML).

Arena limosa (SM)

- Módulo de elasticidad

Las Figuras 3.23 a 3.25 presentan las curvas $E-\sigma_d$ correspondientes a la arena limosa, para los contenidos de agua 12.73, 23.32 y 27.69%. De los resultados mostrados, se desprende que el comportamiento de este material dista de lo observado para el caso del limo de baja compresibilidad.

En primera instancia, el efecto de la presión confinante parece ser más evidente para este tipo de material, aunque en el caso de la muestra con el contenido de agua más bajo, el efecto parece ser menor que en el caso de las muestras con contenidos de agua mayores. Sin embargo, la tendencia en todas ellas confirma que a mayor presión de confinamiento la magnitud del módulo de elasticidad aumenta.

Por lo que respecta a la amplitud del esfuerzo desviador, la muestra que fue secada (Figura 3.23) presenta una fuerte dependencia, ya que a medida que el esfuerzo aumenta, el módulo de elasticidad se incrementa de igual forma. En el caso de las muestras con contenidos de agua de 23.3 y 27.7% (Figuras 3.24 y 3.25) el comportamiento difiere sensiblemente del anterior, ya que en este caso, el material muestra que el valor de E parece mantenerse constante y sólo sufre un pequeño incremento para niveles de esfuerzo mayores a 100 kPa.

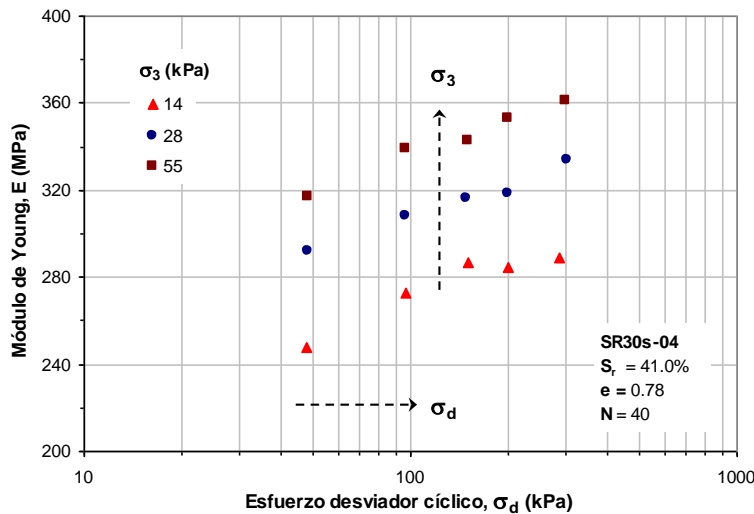


Figura 3.23. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 12.73\%$ (Suelo SM).

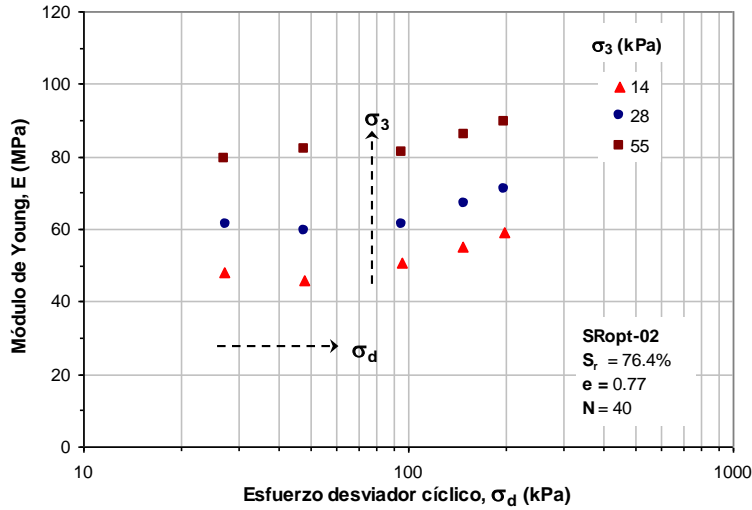


Figura 3.24. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 23.32\%$ (Suelo SM).

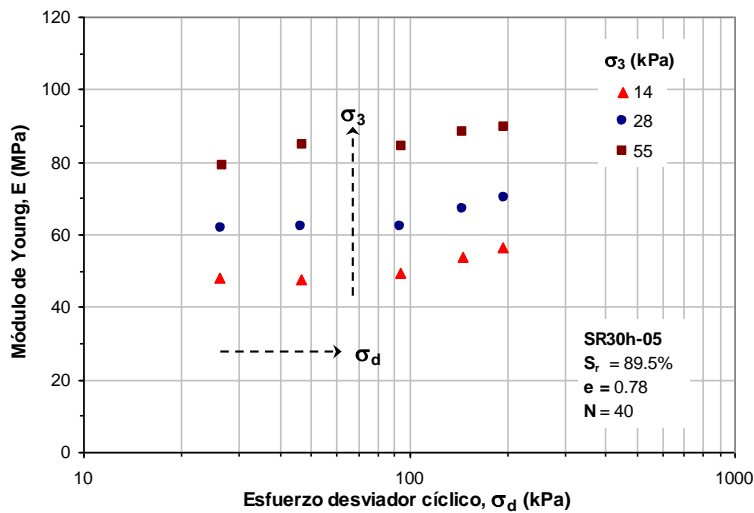


Figura 3.25. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 27.69\%$ (Suelo SM).

Con el propósito de poder observar a mayor detalle este comportamiento, la Figura 3.26 presenta las curvas $E-\sigma_d$ correspondientes a 6 especímenes con diferentes grados de saturación, y sujetos a una presión confinante de 28 kPa. Las curvas mostradas presentan lo opuesto a lo observado en el limo, ya que en ninguno de los casos los valores de E tienden a disminuir, excepto por lo mostrado

para el grado de saturación del 66.8%; ya que en este caso la disminución es apenas perceptible.

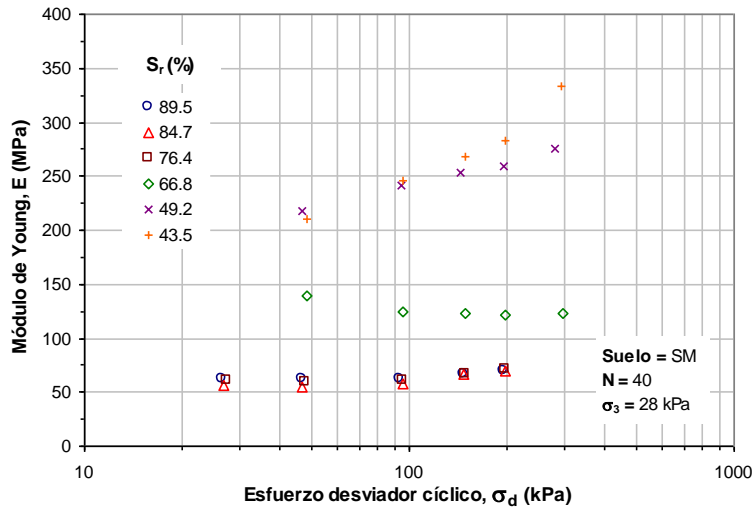


Figura 3.26. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

En general, las curvas correspondientes a grados de saturación comprendidos entre 67 y 90% aproximadamente nos indican que E tiende a mantenerse casi constante. Por su parte, para grados de saturación por abajo del 67%, los resultados nos indican que E tiende a incrementar conforme el esfuerzo desviador aumenta también.

Por lo anterior, es claro que la variación del módulo de elasticidad con el esfuerzo desviador para los dos tipos de suelos ensayados no está del todo definida. Probablemente esto se deba a las propias limitantes del equipo donde se llevaron a cabo los ensayos, o bien, por las condiciones en la que fueron ensayados los especímenes. Sin embargo, los resultados obtenidos parecen ser muy consistentes y nos ofrecen una primera aproximación hacia el comportamiento dinámico de los suelos para el rango de esfuerzos estudiados.

- Amortiguamiento

Al igual que el punto anterior, se presentan las curvas $D-\sigma_d$ experimentales correspondientes a los mismos especímenes analizados en el inciso anterior.

Por lo que corresponde al efecto de la presión de confinamiento, la muestra con el contenido de agua más bajo (Figura 3.27) indica que ésta no tiene influencia sobre el amortiguamiento del suelo. Por su parte, las muestras correspondientes a los contenidos de agua de 23.32 y 27.69% (Figuras 3.28 y 3.29), nos muestran que

las curvas tienden a trasladarse hacia abajo disminuyendo ligeramente los valores de amortiguamiento conforme la presión confinante aumenta.

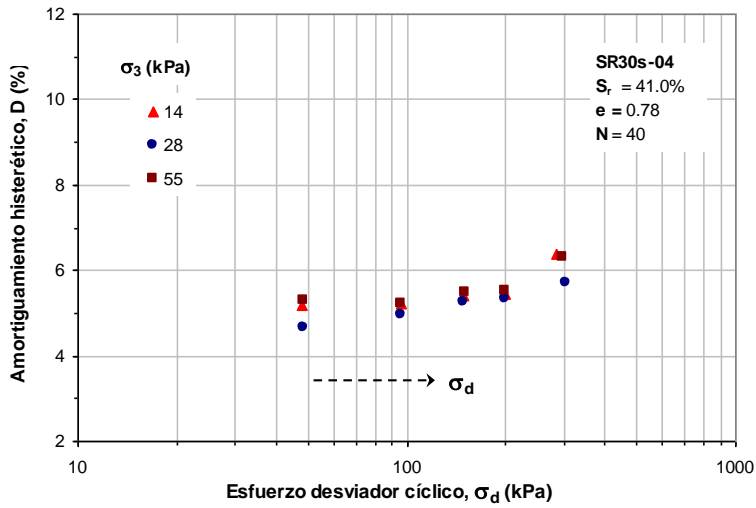


Figura 3.27. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 12.73\%$ (Suelo SM).

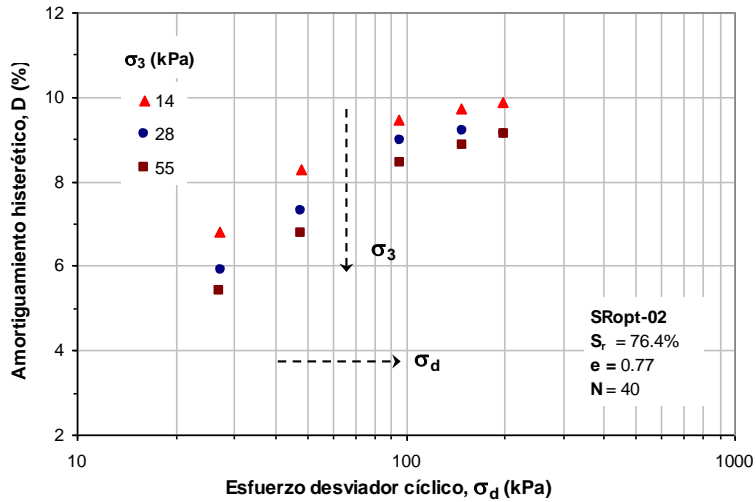


Figura 3.28. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 23.32\%$ (Suelo SM).

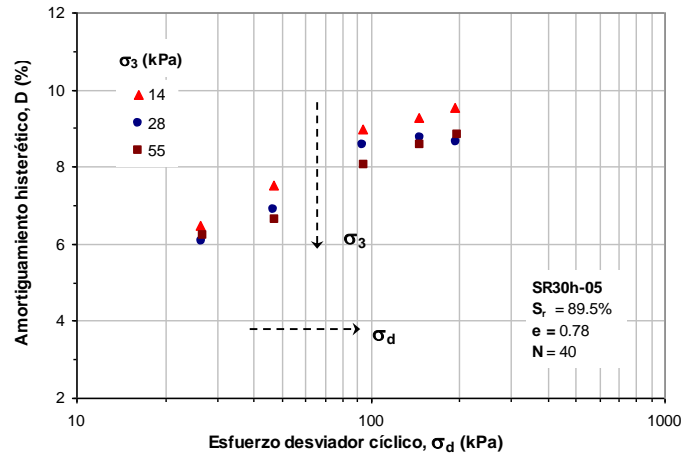


Figura 3.29. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 27.69\%$ (Suelo SM).

Por su parte, el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador es notorio en las tres muestras independientemente del contenido de agua presente en ellas. Y muestran que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, el incremento del amortiguamiento es inminente. Lo anterior, parece indicarnos que el suelo disminuye su capacidad disipadora de energía cuando éste es sometido a un nivel de esfuerzos cada vez más grande, lo que provoca una disminución en su rigidez. Este hecho podría contrariar lo observado en las curvas $E - \sigma_d$ obtenidas para las mismas muestras de suelo, ya que dichas curvas muestran que el suelo podría rigidizarse a medida que el esfuerzo desviador se incrementaba. Sin embargo, las gráficas presentadas en este apartado reflejan lo contrario.

De igual manera, la Figura 3.30 muestra la variación del amortiguamiento con el esfuerzo desviador para 6 muestras con diferentes grados de saturación y una presión de confinamiento de 28 kPa. En ella se puede observar que la tendencia es la misma comentada en el párrafo anterior, sin embargo, este incremento del amortiguamiento parece ser más evidente para grados de saturación por arriba del 67%. También, los valores de amortiguamiento obtenidos para este caso, van desde 5 hasta el 10% aproximadamente y corresponden a esfuerzos desviadores del orden de 28 y 200 kPa, respectivamente.

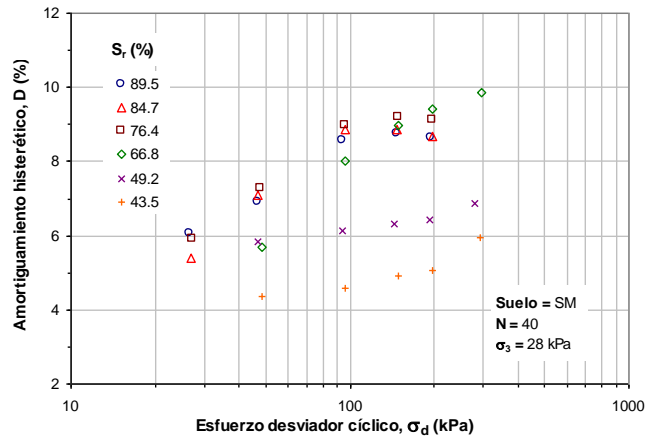


Figura 3.30. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

- Variación de los lazos de histéresis con la amplitud de deformación

La Figura 3.31 muestra los lazos de histéresis a partir de los cuales se determinaron los valores de E y D, respectivamente. Cabe mencionar que los lazos corresponden a los obtenidos para esfuerzos desviadores de 46, 97 y 200 kPa, para la presión de confinamiento más baja.

Al igual que en el caso del limo, los lazos se graficaron en función del nivel de esfuerzo aplicado para cada muestra con un contenido de agua específico. Esto con el fin de resaltar el efecto de la forma del lazo en la determinación de los parámetros dinámicos. Como se puede observar, en los tres casos, el lazo de histéresis tiende a ser más curvo a medida que el esfuerzo desviador aumenta, lo que provoca que los valores de E aumenten, especialmente en los casos donde el grado de saturación es más elevado.

Por otro lado, el módulo de elasticidad se determina a partir de la pendiente de la línea que une ambos extremos del lazo, razón por la cual es denominado de igual forma como módulo secante. De esta manera, esa pendiente debería indicar una inclinación promedio de todo el lazo correspondiente a un ciclo de carga. Sin embargo, la forma en que se está determinando dicho módulo podría caer en un error de concepto, ya que en los casos anteriores, el módulo obtenido reflejaría más bien una pendiente que es tangente a la etapa de carga del ciclo; y que diferiría en gran medida a la pendiente en la etapa de descarga. Lo que sí es un hecho, es que la forma del lazo también está reflejando cierto comportamiento del suelo y que en general si pudiéramos obtener la inclinación promedio de cada uno de ellos, se pudiera afirmar que estos van tendiendo a la horizontal a medida que la deformación axial incrementa, y consecuentemente nos arrojaría valores de E por debajo del inicial y no al contrario como se observa en estos casos.

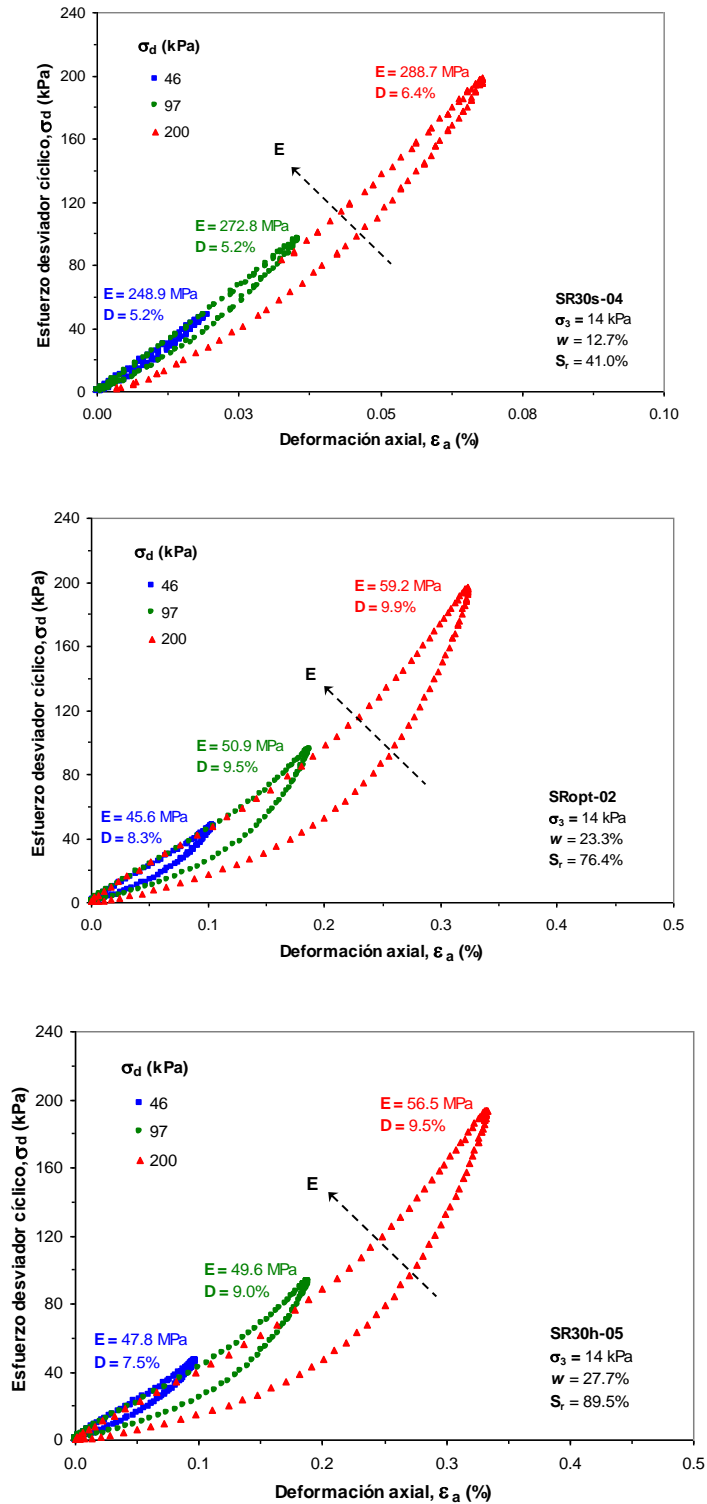


Figura 3.31. Variaciones de los lazos de histéresis para el ciclo 40 de una arena con la deformación axial, y una presión de confinamiento de 14 kPa (Suelo SM)

3.4.3. Influencia del contenido de agua y grado de saturación en las propiedades mecánicas

Las condiciones ambientales imponen transferencias de humedad y cambios de temperatura sobre las condiciones iniciales de los suelos. Como consecuencia de estos cambios, se producen deformaciones en los materiales compactados y por ende, una modificación de su rigidez. En lo siguiente, se muestran y analizan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos, para ambos tipos de suelos, tras evaluar los efectos que tienen el contenido de agua y el grado de saturación, en el módulo de elasticidad y el amortiguamiento para diferentes condiciones de esfuerzos.

Cabe señalar, que los puntos mostrados en las gráficas corresponden a los valores promedio de E y D obtenidos de las muestras con contenido de agua similares. La información de donde fue extraídos dichos gráficos puede resumirse en las Tablas 1 a la 4 del anexo C.

Limo de baja compresibilidad (ML)

- Módulo de elasticidad

Para evaluar el efecto del aumento o reducción de la humedad del suelo sobre su rigidez, las Figuras 3.32 y 3.33 muestran la variación de E con el contenido de agua para diferentes estados de esfuerzos. En ellas, se puede apreciar una tendencia similar a la mostrada en una curva de compactación, que nos indica que para contenidos de agua muy bajos los valores de E tienden a incrementar hasta un máximo ($E_{m\acute{a}x}$) y a medida que el contenido de agua empieza a aumentar, el módulo empieza a decrecer rápidamente y sigue una pendiente bien definida.

La Figura 3.32 fue obtenida manteniendo un esfuerzo desviador constante y variando la presión de confinamiento al interior de la cámara triaxial. El efecto de esta última es notorio, y confirma lo expuesto anteriormente, ya que a medida que la presión de confinamiento aumenta las curvas tienden a desplazarse hacia la parte superior obteniendo valores de E cada vez mayores. De igual forma, este efecto es aún más evidente para las muestras que fueron secadas que para las que fueron humedecidas.

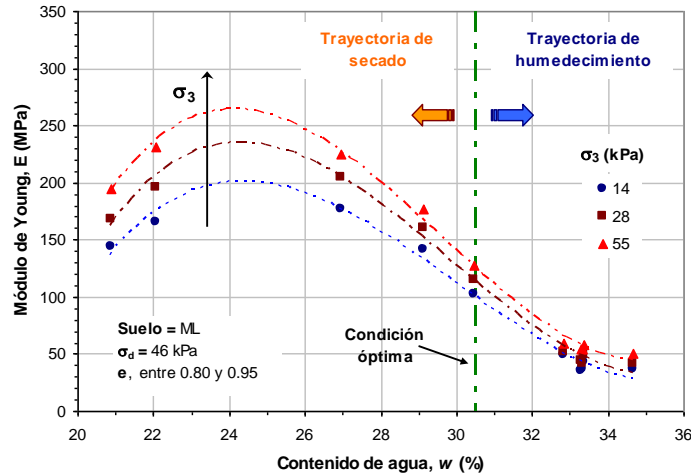


Figura 3.32. Variación de E con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

Así mismo, en la Figura 3.33 se puede ver el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador sobre las curvas E – w, para una presión de confinamiento constante, en este caso se optó por presentar la de menor magnitud (14 kPa). Como podemos notar, el efecto es menor para las muestras con contenidos de agua superiores al 28% que para las muestras con contenidos de agua menores a éste. En este caso, las variaciones en magnitud de E llegaron a ser de hasta un 40% para un contenido de agua del 27% aproximadamente entre el módulo determinado para un esfuerzo desviador de 46 kPa y 200 kPa, respectivamente.

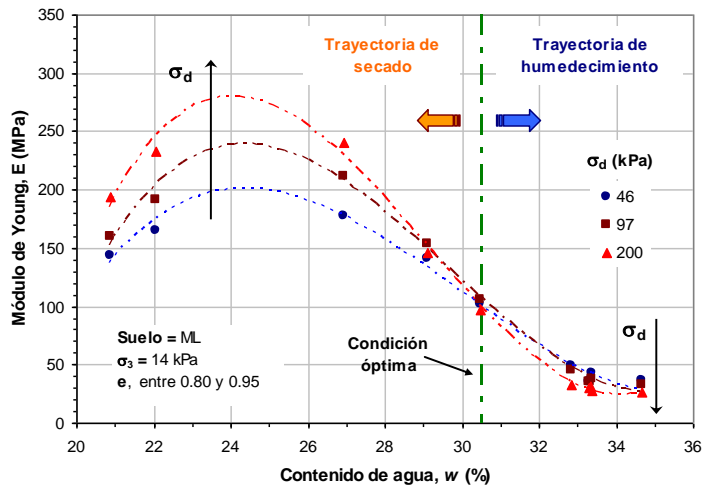


Figura 3.33. Variación de E con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

Es importante mencionar de igual forma, que en el caso de la figura anterior, resulta evidente el cambio de comportamiento que experimenta el suelo a medida que este adquiere o pierde humedad. Por ejemplo, la zona correspondiente a contenidos de agua mayores al 30% muestra que a medida que el esfuerzo desviador se incrementa los valores de E tienden a disminuir, por el contrario, las muestras con contenidos de agua menores a 28%, los valores de E tienden a crecer a medida que el esfuerzo desviador se incrementa. Entre estos dos valores de contenido de agua, al parecer se encuentra la transición entre ambos comportamientos.

Por otro lado, las Figuras 3.34 y 3.35, muestran la misma información de las figuras anteriores, pero en este caso, los valores del módulo de elasticidad se graficaron en función del grado de saturación. En ellas se puede observar la variación de E para un rango comprendido entre el 65 y 95% de saturación. Como se puede ver, las tendencias obtenidas son similares a las graficadas en función del contenido de agua, por lo que su explicación estaría demás debido a la correspondencia entre una y otra propiedad.

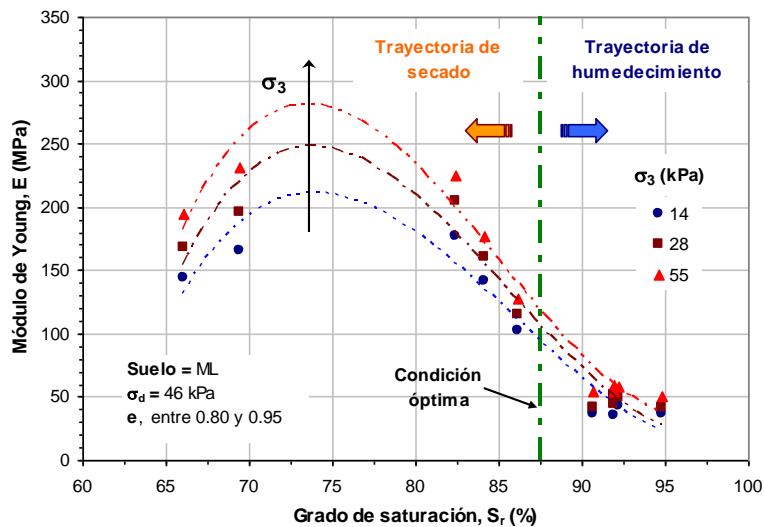


Figura 3.34. Variación de E con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

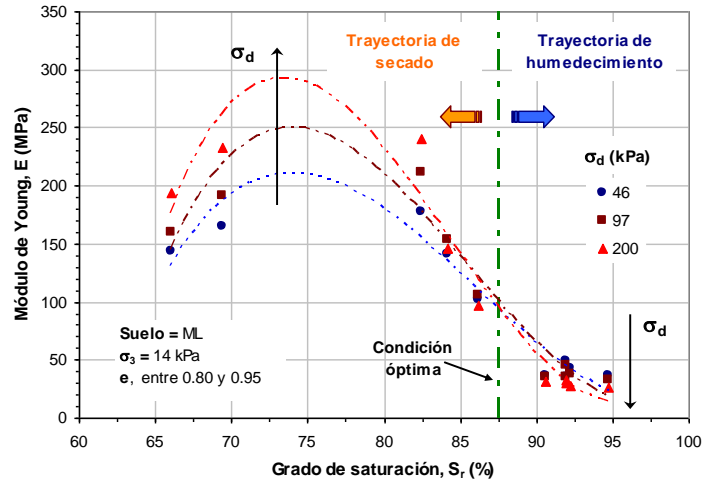


Figura 3.35. Variación de E con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

- Amortiguamiento

Por lo correspondiente a la variación del amortiguamiento con el contenido de agua y el grado de saturación, las Figuras 3.36 a la 3.39 muestran dichas relaciones para cada condición de humedad considerada. En este caso, las tendencias mostraron características particulares que a continuación se discuten brevemente.

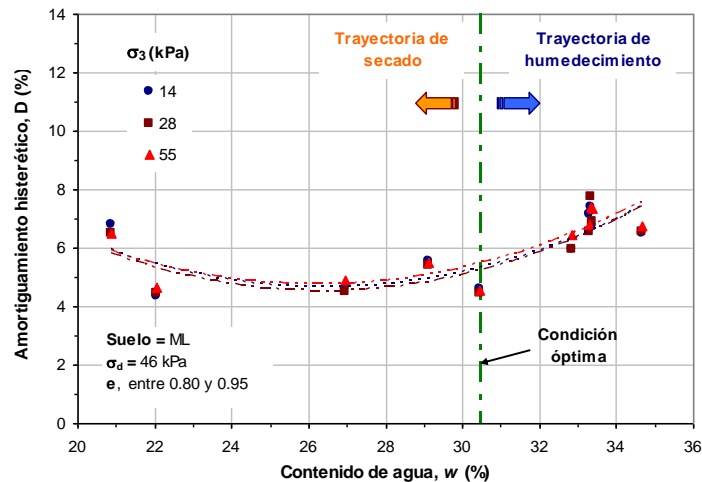


Figura 3.36. Variación de D con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

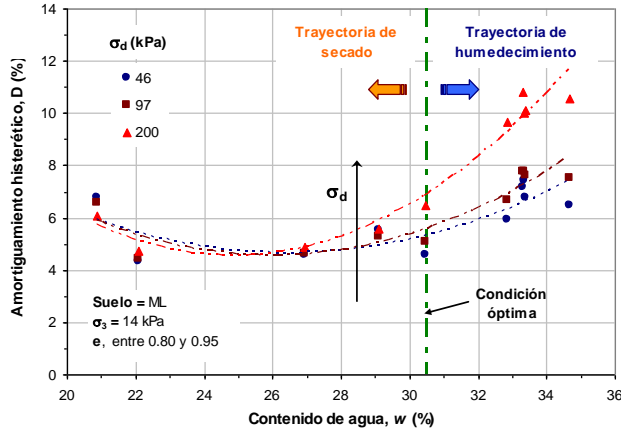


Figura 3.37. Variación de D con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

En general, los resultados indican que si el grado de saturación aumenta, el amortiguamiento se incrementa de igual forma. Así mismo, esta tendencia es más evidente para el esfuerzo desviador de 200 kPa y para grados de saturación y contenidos de agua por arriba del 80 y 28%, respectivamente. Para valores menores a estos, el valor del amortiguamiento tiende a ser similar independientemente del esfuerzo desviador aplicado.

De igual forma, puede notarse que para un esfuerzo desviador dado, el efecto de la presión de confinamiento podría decirse que es despreciable; por lo menos hasta el valor máximo estudiado (55 kPa).

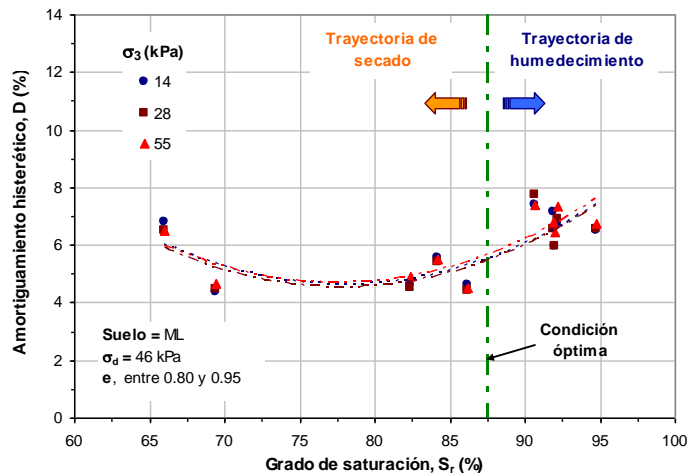


Figura 3.38. Variación de D con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

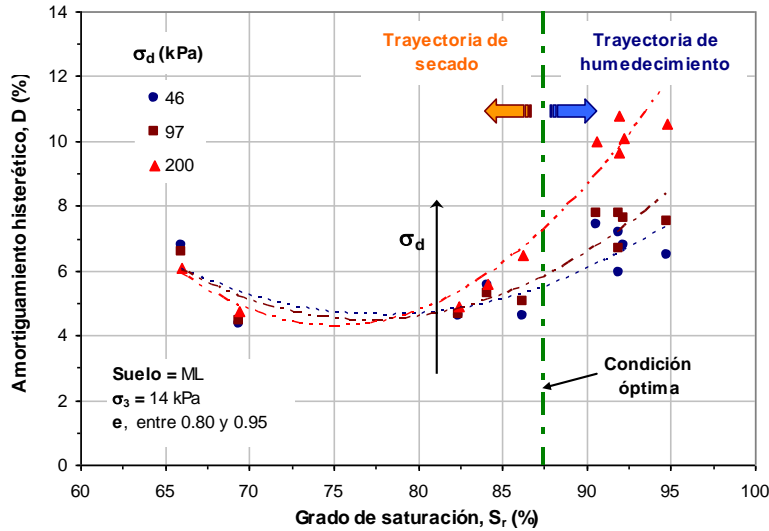


Figura 3.39. Variación de D con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

Cabe señalar, que las gráficas aquí presentadas fueron seleccionadas de todas las combinaciones de presiones de confinamiento y esfuerzos desviadores aplicados. Sin embargo, éstas son representativas del comportamiento en general observado. Por su parte, en las Figuras 1 a la 8 del anexo D se presentan las curvas $E-w$ y $D-w$, obtenidas para esfuerzos desviadores de 97 y 200 kPa, y para las presiones de confinamiento de 28 y 55 kPa, respectivas.

Por lo anterior, es evidente que el contenido de agua y grado de saturación presentes en el suelo juegan un papel muy importante en su comportamiento dinámico para el rango de esfuerzos aquí estudiados.

Arena limosa (SM)

- Módulo de elasticidad

Las Figuras 3.40, 3.41, 3.42 y 3.43 muestran la evolución del módulo de elasticidad con el contenido de agua y grado de saturación para la arena limosa estudiada. De los resultados obtenidos, se puede notar la clara dependencia que presenta E con el contenido de agua o grado de saturación. Se observa que el módulo de elasticidad (E) disminuye al aumentar la cantidad de agua presente en el suelo para cualquier presión de confinamiento y para cualquier magnitud de esfuerzo desviador aplicado. Cabe señalar, que esta variación es mayor para las muestras con contenidos de agua o grados de saturación menores al óptimo de compactación, que para valores por encima de éste.

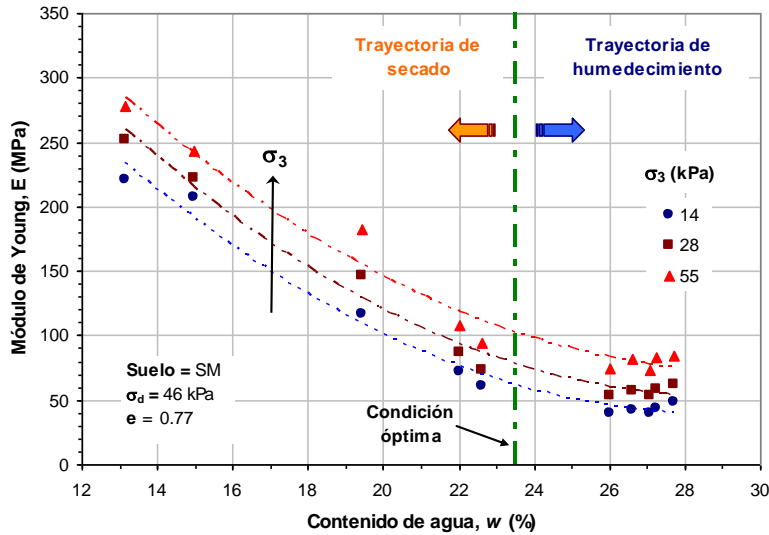


Figura 3.40. Variación de E con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

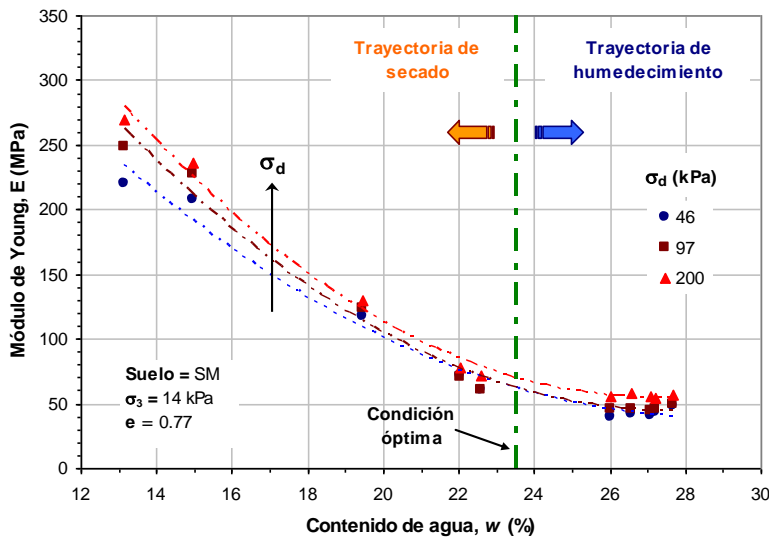


Figura 3.41. Variación de E con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

Por su parte, en la Figura 3.41, puede apreciarse que para una presión de confinamiento de 14 kPa y un esfuerzo desviador de 200 kPa, es de esperarse valores de E del orden de 270 MPa y 60 MPa para contenidos de agua de 13% y 27%, respectivamente. De igual forma, ha de notarse que para este nivel de confinamiento el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador no es muy significativo, excepto en muestras con contenidos de agua por abajo del 16%.

Para observar la variación de E con el grado de saturación, las Figuras 3.42 y 3.43 muestran los resultados obtenidos a partir de las gráficas anteriores. Así, especímenes con altos grados de saturación tendrán valores de módulos de Young bajos para cualquier condición de esfuerzo al que estén sometidos.

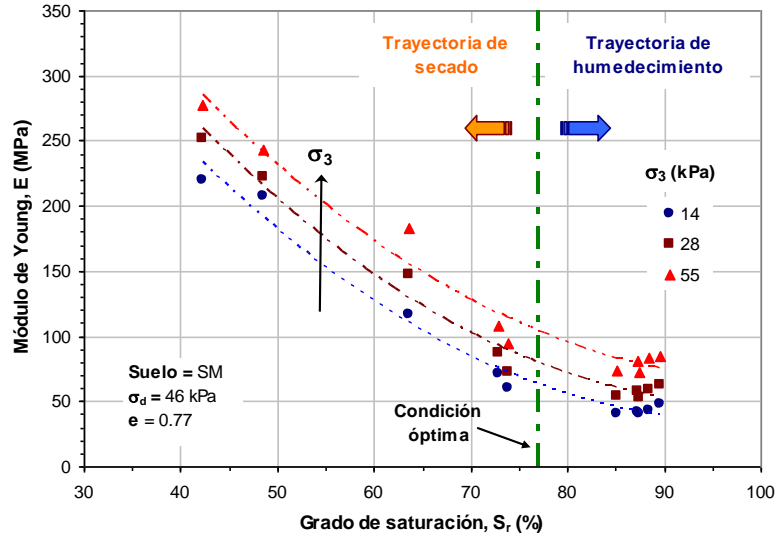


Figura 3.42. Variación de E con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

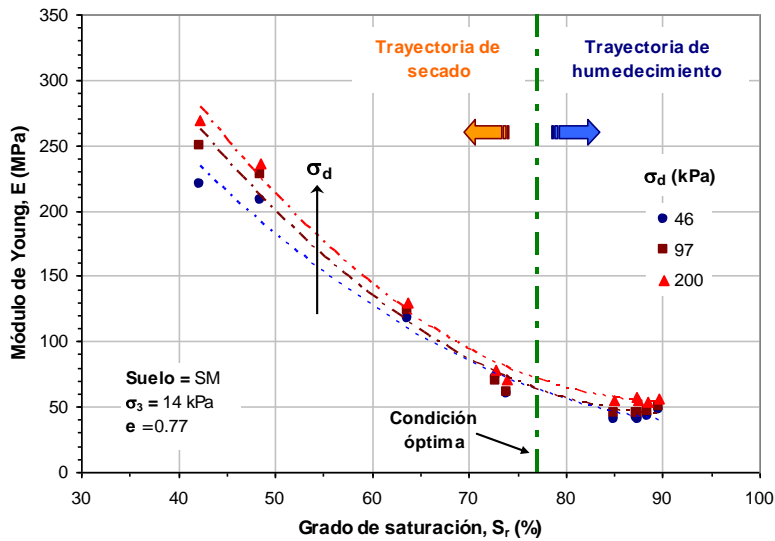


Figura 3.43. Variación de E con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

- Amortiguamiento

Las Figuras 3.44 y 3.45, muestran los valores de D obtenidos al variar el contenido de agua del suelo. La primera de ellas, corresponde a muestras ensayadas con un esfuerzo desviador de 46 kPa y variando la presión de confinamiento. Por su parte, la segunda fue obtenida manteniendo una presión de confinamiento de 14 kPa y variando la magnitud del esfuerzo desviador aplicado.

En el caso donde el esfuerzo desviador se mantuvo constante (Figura 3.44), se puede apreciar que el efecto de la presión confinante es apenas perceptible, por lo que no se pudo definir de forma clara la influencia de esta sobre el amortiguamiento del suelo.

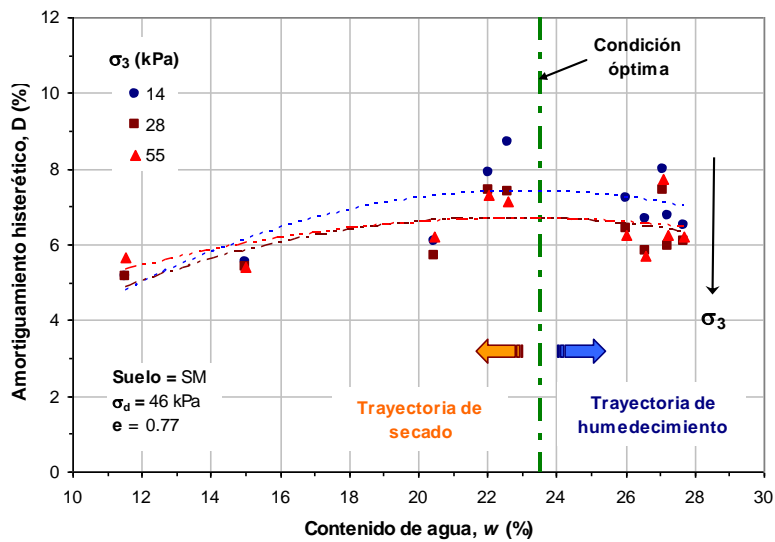


Figura 3.44. Variación de D con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

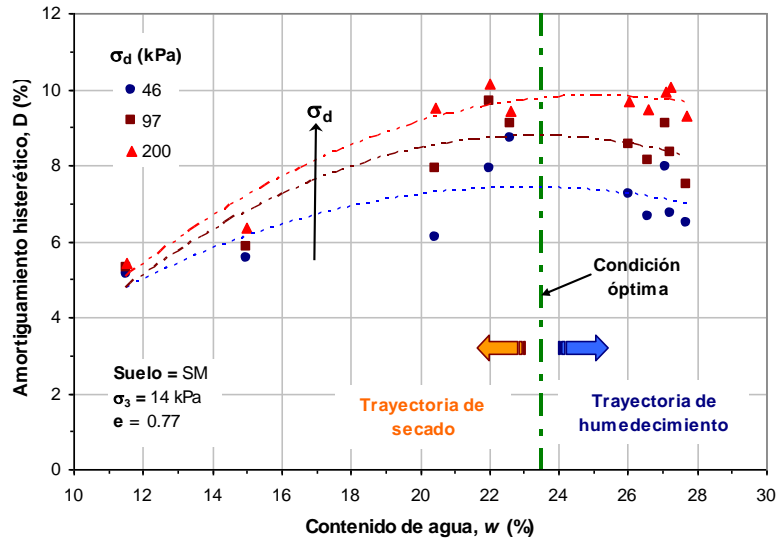


Figura 3.45. Variación de D con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

Por otro lado, la Figura 3.45, nos muestra que para un contenido de agua y una presión de confinamiento dado, la magnitud de D incrementa a medida que el esfuerzo desviador aumenta también. Esto es aún más notable, cuando el contenido de agua se encuentra por arriba del 16%. Así mismo, las curvas nos indican que cuando el contenido de agua aumenta, el amortiguamiento tiende a incrementar hasta cierto valor pico; este incremento es aún mayor en cuanto la magnitud del esfuerzo desviador sea de igual forma importante. Posterior a dicho valor, D tiende a disminuir ligeramente.

Por lo que corresponde a la variación de D con el grado de saturación, las Figuras 3.46 y 3.47, muestran dicha relación tomando en cuenta las mismas condiciones de esfuerzo consideradas en las gráficas anteriores. A partir de ellas, es posible de igual forma confirmar lo antes expuesto.

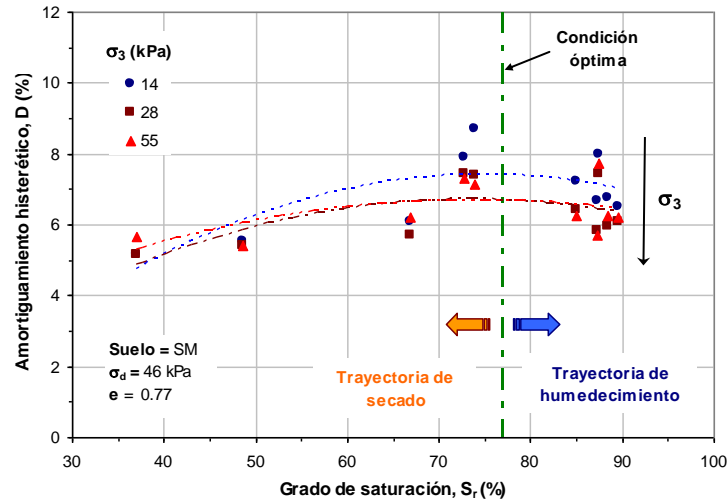


Figura 3.46. Variación de D con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

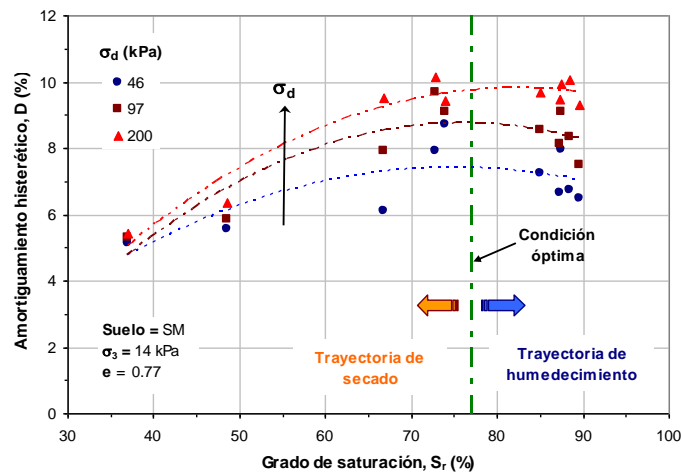


Figura 3.47. Variación de D con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

3.4.4. Influencia de la succión

Existe una amplia evidencia de campo que demuestra cómo se incrementan los módulos cuando desciende la humedad. De igual manera, varios autores han publicado a la fecha numerosos estudios experimentales (como los comentados en el capítulo 1) sobre el efecto de la succión en los módulos dinámicos de los materiales.

Si bien se ha venido observando la influencia que tiene el contenido de agua y grado de saturación sobre la rigidez y amortiguamiento de los suelos, en este inciso se subraya cómo la variable succión afecta a dichas propiedades en estudio.

Limo de baja compresibilidad (ML)

- Módulo de elasticidad

En las Figuras 3.48 y 3.49 se presenta la tendencia de E observada para cada una de las pruebas realizadas en el limo de baja compresibilidad al disminuir o aumentar la succión presente en cada una de las muestras ensayadas. Así mismo, los valores de succión asociados a cada grado de saturación presentes en dichas muestras fueron determinados a partir de las curvas características obtenidas para una presión de sobrecarga de 0 kPa.

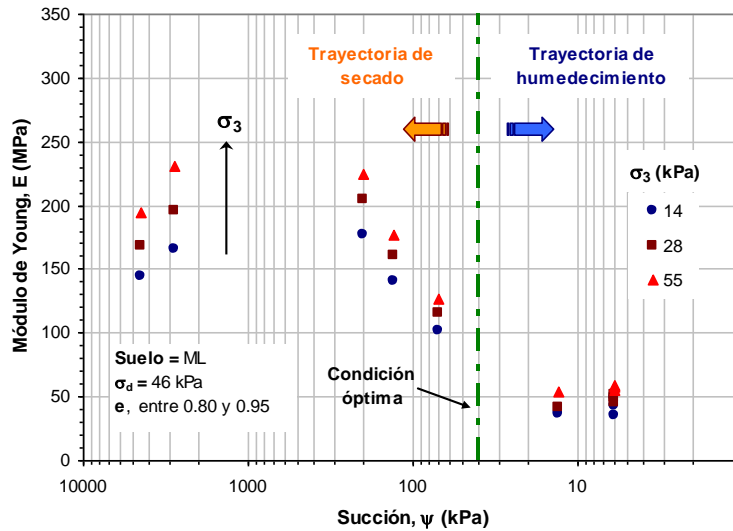


Figura 3.48. Variación de E con la succión para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

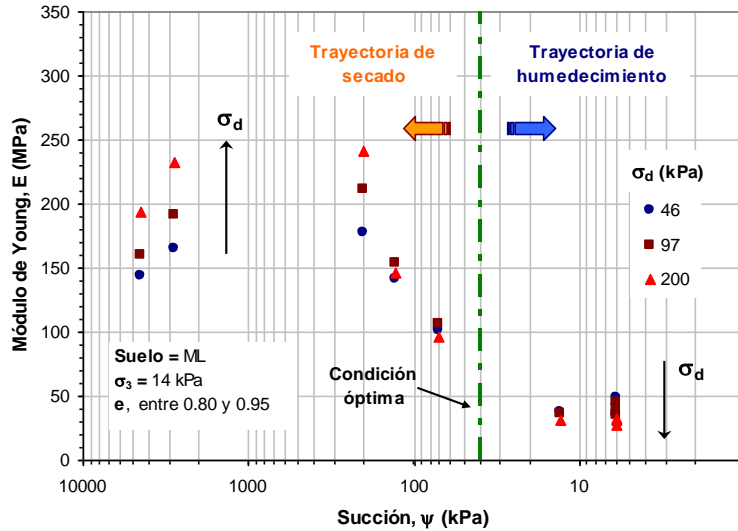


Figura 3.49. Variación de E con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

Es evidente que las curvas presentadas siguen las mismas tendencias como las mostradas en función del contenido de agua y grado de saturación, respectivamente. Lo que también es particularmente interesante es que estas curvas sean geoméricamente semejantes a las curvas de compactación, siendo la presión de confinamiento un símil de la energía de compactación. De ser así, se puede observar que para valores de succión comprendidos entre 300 y 2000 kPa el suelo podría alcanzar valores de E máximos. Sin embargo, esto no puede ser realmente confirmado debido a la falta de datos experimentales en esta zona.

Por lo que se refiere a la presión de confinamiento, es claro que las curvas tiendan a desplazarse hacia arriba mostrando valores de E cada vez mayores. Esto debido a que al aplicar el esfuerzo confinante, el volumen de vacíos presente en las muestras se reduce, lo cual conduce a una densificación del material con el consecuente aumento en su rigidez independientemente del valor de succión presente en ellas.

En el caso del efecto de la amplitud del esfuerzo desviador, éste nos muestra que el efecto puede llegar a ser importante para valores de succión por arriba de los 200 kPa, mientras que para valores por debajo de éste, la variación de E podría ser casi imperceptible.

- Amortiguamiento

El efecto de la succión sobre el amortiguamiento puede apreciarse en las Figuras. 3.50 y 3.51 siguientes. La primera de ellas, muestra la variación de D con la succión para un esfuerzo desviador de 46 kPa y tres niveles de confinamiento, mientras que la segunda presenta las curvas correspondientes a tres amplitudes de esfuerzo desviador y una presión de confinamiento de 14 kPa.

Con base en las figuras antes citadas, es claro que el efecto de la succión en el amortiguamiento no está del todo definido. Sin embargo, puede notarse una ligera tendencia que nos indica que a medida que la succión del suelo aumenta, el amortiguamiento disminuye, esto es aún más evidente para un esfuerzo desviador de 200 kPa y para un rango de succión comprendido entre 1 y 200 kPa. De esta manera la variación más importante mostrada, fue para el caso del esfuerzo desviador de 200 kPa, donde el valor del amortiguamiento aumentó de un valor de 5 a un 10% aproximadamente.

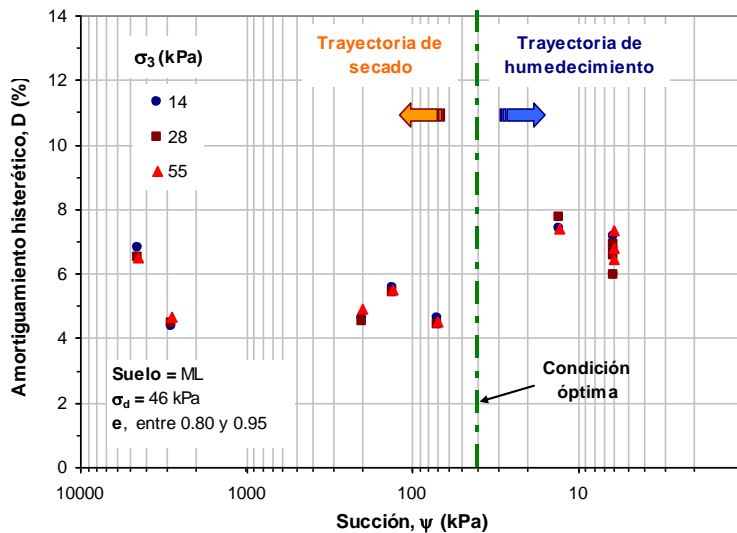


Figura 3.50. Variación de D con la succión para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

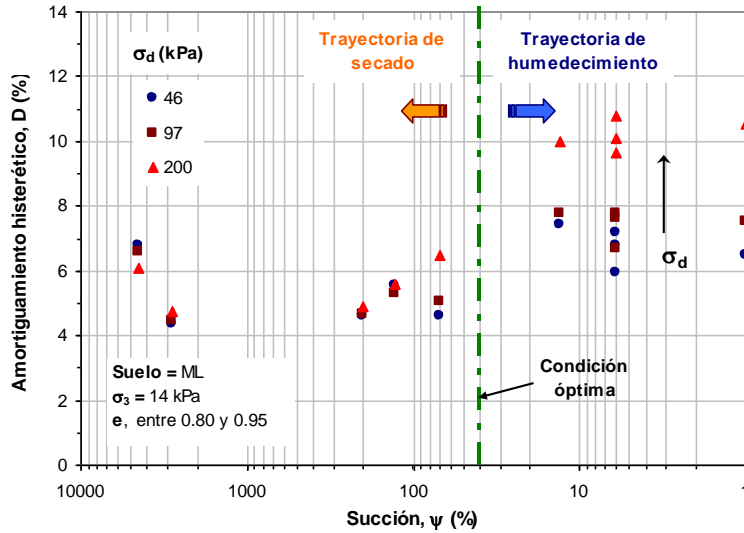


Figura 3.51. Variación de D con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

Arena limosa (SM)

- Módulo de elasticidad

Los resultados presentados en las Figuras 3.52 y 3.53 indican que la succión del suelo tiene mayor influencia en el módulo de elasticidad que la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador aplicado. Así mismo, la tendencia nos indica que a medida que la succión aumenta, los valores de E crecen también, y pueden llegar hasta valores del orden de los 250 MPa para un valor de succión de 2000 kPa. Por otro lado, es evidente también, que el módulo de elasticidad incrementa de manera importante cuando la succión es mayor a 70 kPa y para valores menores a éste la variación es prácticamente despreciable.

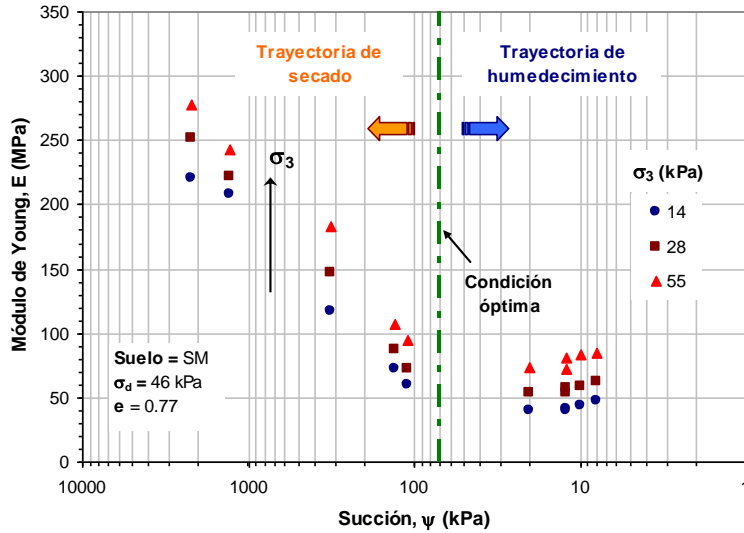


Figura 3.52. Variación de E con la succión para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

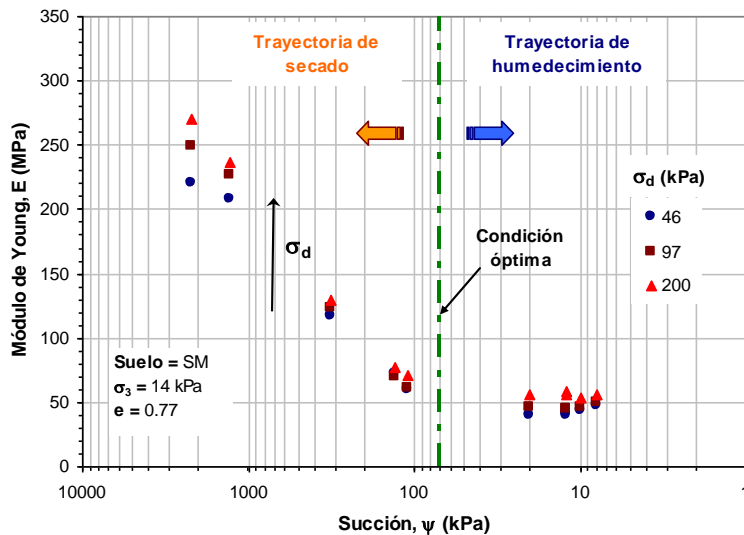


Figura 3.53. Variación de E con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

- Amortiguamiento

Las Figuras 3.54 y 3.55 presentan las relaciones entre la succión y el amortiguamiento para diferentes condiciones de esfuerzo. En ambos casos se puede notar una ligera tendencia que demuestra que para un esfuerzo desviador

dato, el amortiguamiento del suelo tiende a disminuir a medida que la succión del suelo se incrementa. Este decremento, de igual forma, es más notorio cuando la muestra de suelo es llevada a valores de succión por arriba del correspondiente a las condiciones de humid óptima de compactación y para esfuerzos desviadores altos.

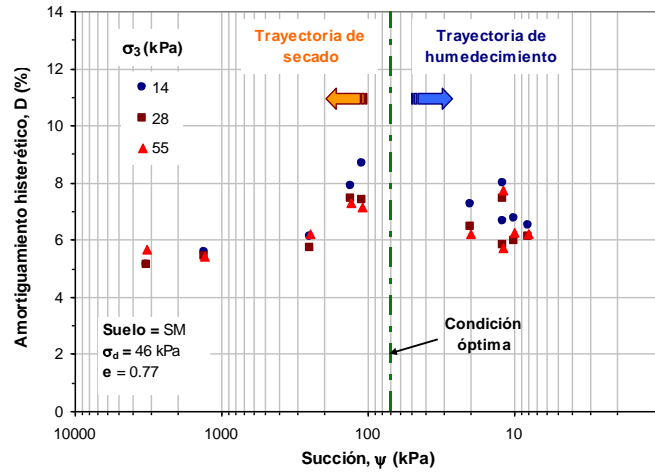


Figura 3.54. Variación de D con la succión para diferentes presiones de confinamiento, y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

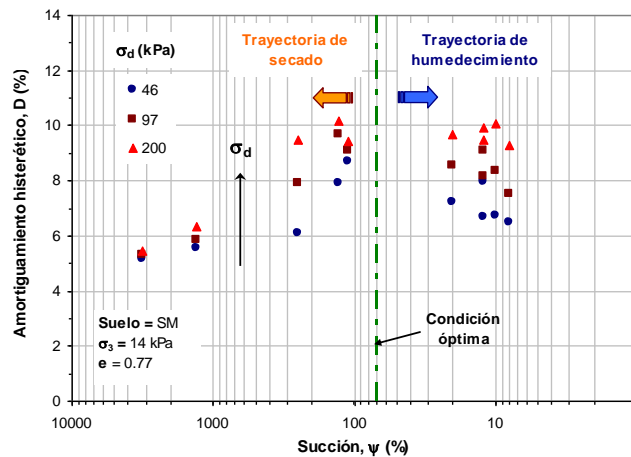


Figura 3.55. Variación de D con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador, y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

3.5. Resistencia a la compresión no confinada

El principal propósito de la prueba de compresión simple es obtener de forma rápida la resistencia a la compresión de un suelo que posea suficiente cohesión para ensayarlo en un estado no confinado. De esta manera, la prueba proporciona un valor aproximado de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales.

Para evaluar la influencia que tiene el contenido de agua, el grado de saturación y la succión en la resistencia del suelo en condiciones estáticas, se llevaron a cabo pruebas de compresión simple sobre especímenes que fueron secados y humedecidos por periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días. Las condiciones de ensayo y los resultados obtenidos se discuten a continuación.

3.5.1. Condiciones de las pruebas realizadas

Cuando un espécimen de suelo es sometido a un cambio en su estado de esfuerzos, su comportamiento se puede describir mediante una curva esfuerzo – deformación y un criterio de falla. La forma de esta curva depende de las características y propiedades del suelo bajo ensaye. Así mismo, existen varios criterios de falla que pueden ser utilizados para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. En esta investigación se optó por utilizar el esfuerzo desviador máximo ($q_{m\acute{a}x}$) como criterio de falla para determinar dicha resistencia; así mismo, la deformación unitaria axial correspondiente a este esfuerzo fue denominada deformación axial máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$).

La Figura 3.56, muestra la relación esfuerzo–deformación para uno de los suelos estudiados correspondiente a la condición inicial (óptima) antes de someterlo a un ciclo de humedecimiento o secado. En ella se pueden observar cada uno de los parámetros considerados en este trabajo, para caracterizar el comportamiento estático del suelo.

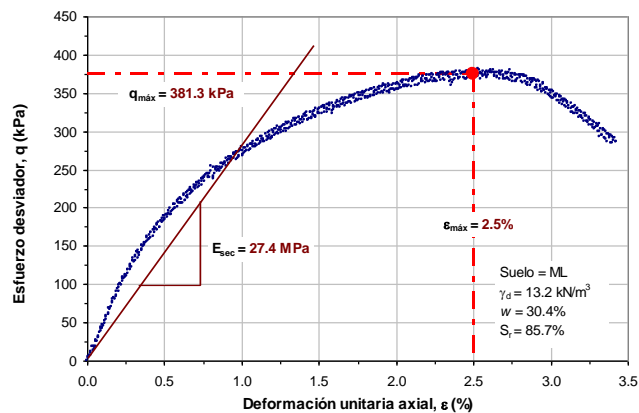


Figura 3.56. Curva esfuerzo–deformación típica obtenida de la prueba de compresión simple para un de los materiales en estudio.

Por otro lado, de la prueba de compresión simple adicionalmente se obtuvo el módulo de elasticidad secante (E_{sec}), el cual fue determinado al 1% de la deformación axial unitaria (ϵ). Los resultados tanto de la resistencia a la compresión no confinada como del módulo secante obtenidos para cada uno de los especímenes ensayados, se presentan en las Tablas 1 y 2 del anexo C.

3.5.2. Influencia del contenido de agua y el grado de saturación en la resistencia a compresión no confinada

Resistencia a la compresión no confinada

En las Figuras 3.57 y 3.58 se presentan la relación de la resistencia a la compresión no confinada ($q_{m\acute{a}x}$) con el contenido de agua para los dos tipos de suelos estudiados. Se puede ver que $q_{m\acute{a}x}$ disminuye al incrementarse el contenido de agua. De igual forma, se observa que las variaciones más importantes se presentan para las muestras que son secadas; por el contrario, para el caso de las muestras humedecidas la variación en su resistencia es relativamente pequeña.

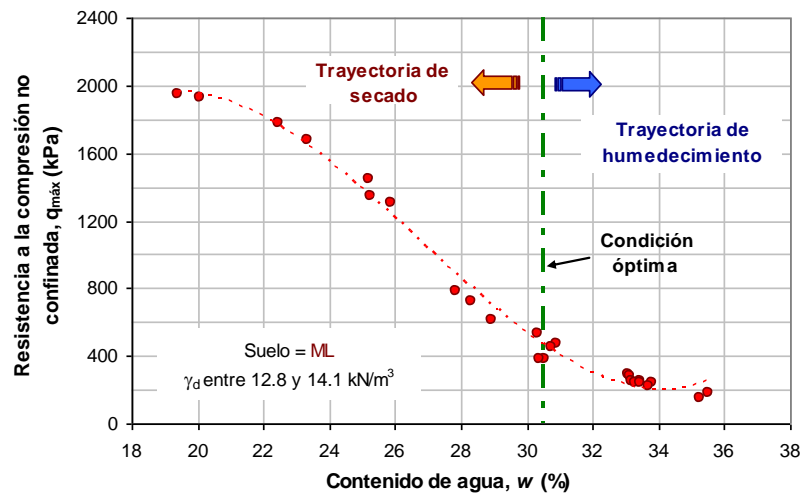


Figura 3.57. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el contenido de agua (Suelo ML).

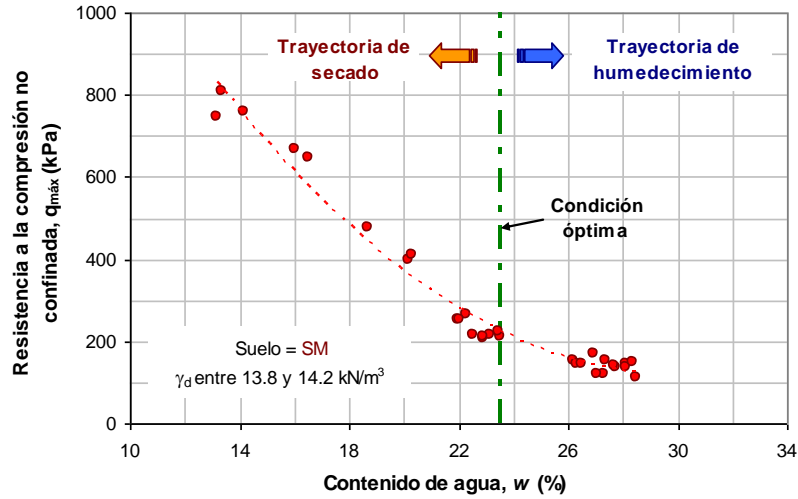


Figura 3.58. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el contenido de agua (Suelo SM).

De igual forma, si partimos de los resultados de las curvas esfuerzo – deformación obtenidas por cada una de las probetas ensayadas, se puede apreciar que el esfuerzo desviador máximo ($q_{m\acute{a}x}$) disminuye conforme el grado de saturación se incrementa (Figuras 3.59 y 3.60).

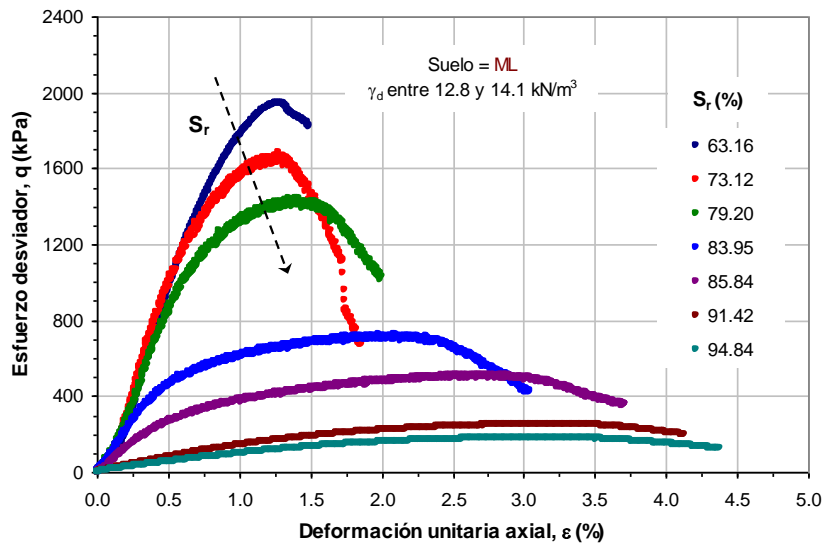


Figura 3.59. Curvas esfuerzo – deformación para diferentes condiciones de saturación (Suelo ML).

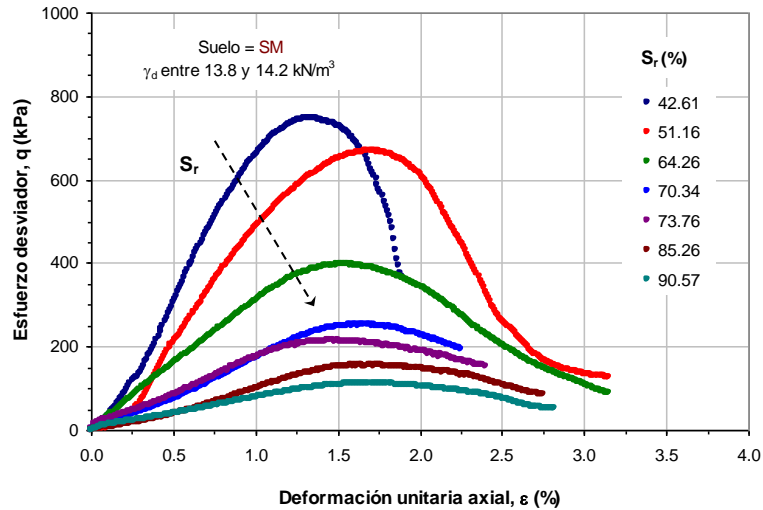


Figura 3.60. Curvas esfuerzo – deformación para diferentes condiciones de saturación (Suelo SM).

Es importante observar también que el esfuerzo desviador máximo para ambos suelos se obtiene para los grados de saturación más bajos (63 y 43%, respectivamente) y, a partir de ahí, disminuye fuertemente hasta llegar al grado de saturación correspondientes a los grados de saturación más altos (95 y 91%, respectivamente). Estas variaciones de igual forma, pueden ser vistas más claramente tras graficar la resistencia a la compresión no confinada; pero en este caso, en función del grado de saturación tal y como lo muestran las Figuras 3.61 y 3.62, siguientes.

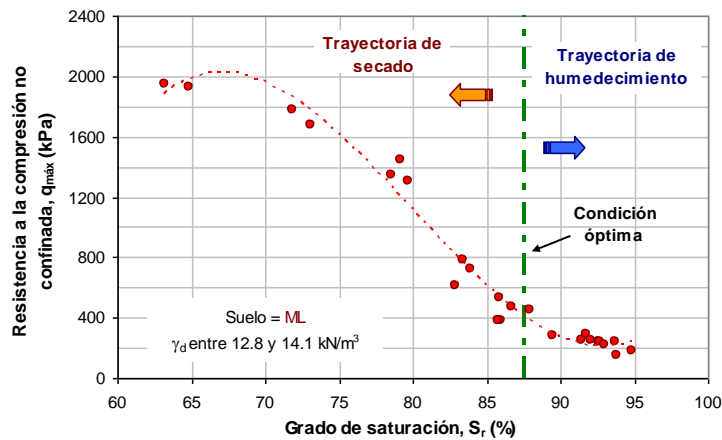


Figura 3.61. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el grado de saturación (Suelo ML).

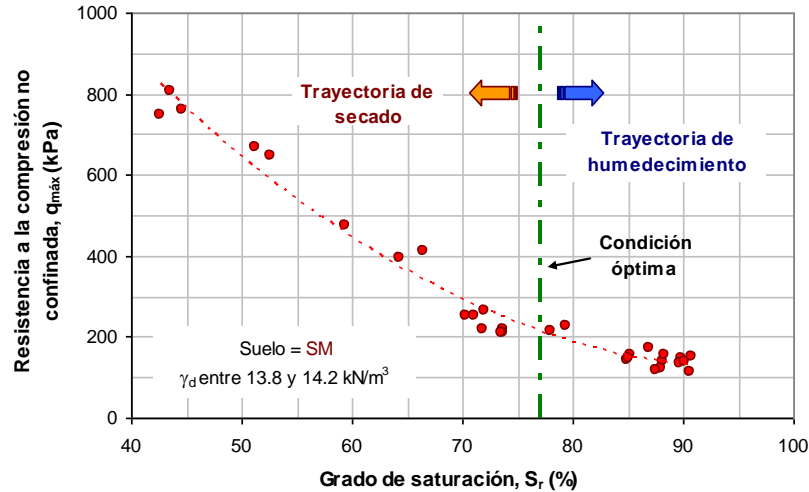


Figura 3.62. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el grado de saturación (Suelo SM).

A su vez, la Figura 3.63 muestra el efecto del tipo de suelo en las curvas $q_{\max} - S_r$ normalizando los valores de grado de saturación respecto al obtenido en la condición inicial para cada muestra de suelo. En ella, las pendientes de las curvas hacen más evidente la forma en que cada suelo lleva a cabo la variación de su resistencia conforme el grado de saturación aumenta o disminuye en él. En el caso de la arena limosa, puede decirse que la variación de su resistencia fue gradual debido a la pendiente tan ligera que muestra la curva; no así para el caso del limo, en donde dicha curva presenta una mayor pendiente que nos indica una fuerte variación de su resistencia durante la trayectoria de secado del mismo.

Igualmente, la Figura 3.63 muestra magnitudes de resistencia muy similares en ambos tipos de suelos para el caso de las muestras que fueron humedecidas. No obstante, las diferencias fueron más marcadas para las muestras que fueron sujetas a una trayectoria de secado.

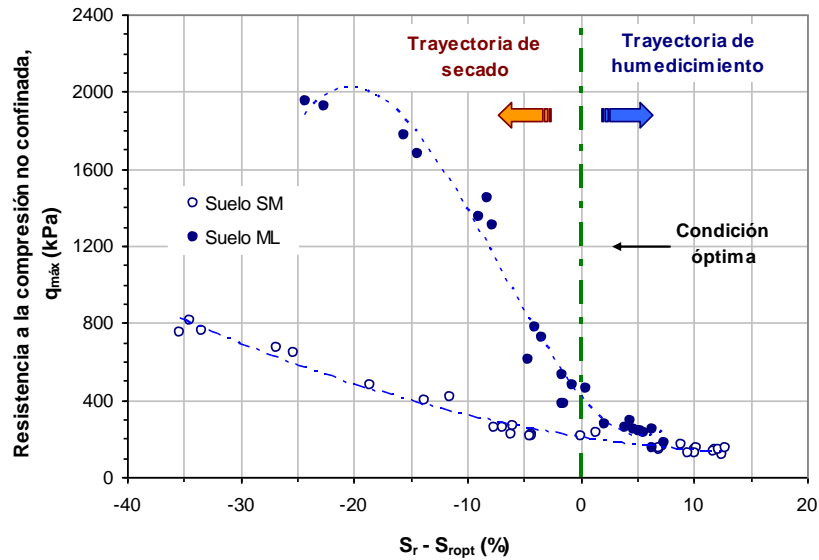


Figura 3.63. Relación de la resistencia a la compresión no confinada con la variación del grado de saturación (Suelo SM).

Por otro lado, de los resultados obtenidos se graficó la relación entre la deformación axial máxima (ε_{\max}) y su correspondiente grado de saturación. En los siguientes párrafos se presenta una breve discusión del efecto de este último, en la ε_{\max} de los suelos estudiados.

Para el caso del limo, la Figura 3.64 muestra que a medida que el grado de saturación del suelo se eleva, las deformaciones tienden a incrementarse de igual forma. Sin embargo, pareciera ser que existe un valor del grado de saturación (aprox. 80%) por abajo del óptimo en el que antes de éste, las deformaciones se mantienen casi constantes (entre 1.2 y 1.4%) y más allá de dicho valor las deformaciones aumentan de manera considerable hasta un 3% aproximadamente. En el caso de las muestras humedecidas, las deformaciones al parecer también tienden a mantenerse constante hasta cierto valor, y después decaen ligeramente; aunque debido a la dispersión de los datos en esta zona dicha afirmación no puede ser tomada del todo como verdadera.

Lo anterior puede atribuirse al cambio de comportamiento que experimenta el suelo a medida que este pierde o gana humedad. Esto es, el suelo exhibe un comportamiento del tipo frágil para contenidos de agua muy bajos y por ende permite deformaciones muy pequeñas hasta alcanzar la falla. Posteriormente, cuando el contenido de agua es incrementado, el suelo empieza a deformarse aún más y su resistencia también se ve afectada de manera importante; por lo que se dice que el suelo asimila un comportamiento del tipo dúctil o plástico debido a su capacidad para deformarse.

En el caso de la arena limosa (Figura 3.65), ésta no presenta una tendencia claramente definida como en el caso del limo. Sin embargo, puede notar que una vez que el suelo es compactado bajo ciertas condiciones de humedad inicial una reducción o aumento en su contenido de agua no afecta al parecer las deformaciones exhibidas para las cuales el suelo alcanza su resistencia máxima.

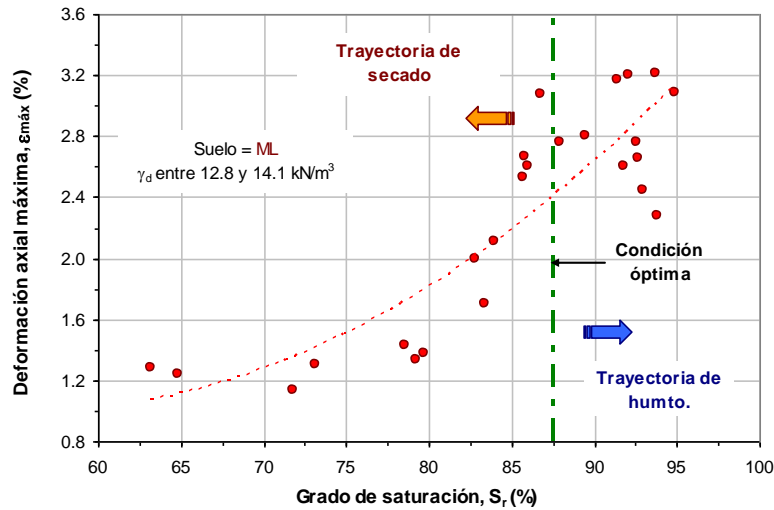


Figura 3.64. Relación entre la deformación axial unitaria máxima y el grado de saturación (Suelo ML).

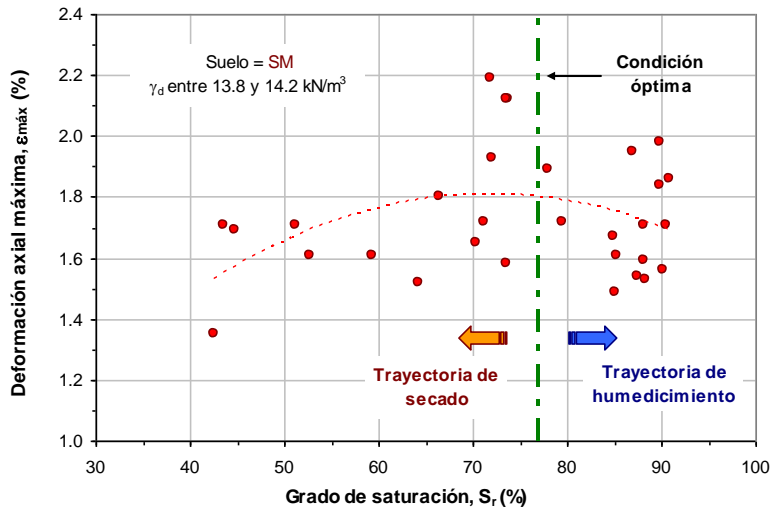


Figura 3.65. Relación entre la deformación axial unitaria máxima y el contenido de agua (Suelo SM).

Ahora, al graficar el esfuerzo desviador máximo respecto a su correspondiente deformación unitaria, se puede observar que para el caso del limo es claro que las

resistencias más altas les corresponden las deformaciones más bajas y conforme disminuye la resistencia, se incrementa la deformación unitaria (Figura 3.66). Esto a su vez nos indica que cuando el material experimenta las resistencias más altas para niveles de deformación entre 1 y 1.5%, identificamos un comportamiento frágil del suelo. Conforme disminuye la resistencia aumenta la deformación hasta llegar a valores del 2.8%, lo cual nos indica un comportamiento de tipo dúctil del material. Este cambio de comportamientos puede ser apreciado de mejor forma en las curvas esfuerzo – deformación mostradas en la Figura 3.59 anterior.

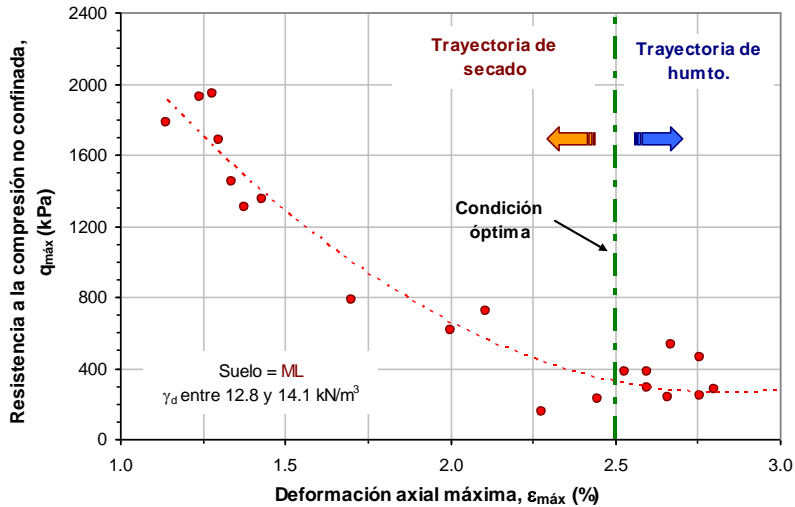


Figura 3.66. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la deformación axial máxima (Suelo ML).

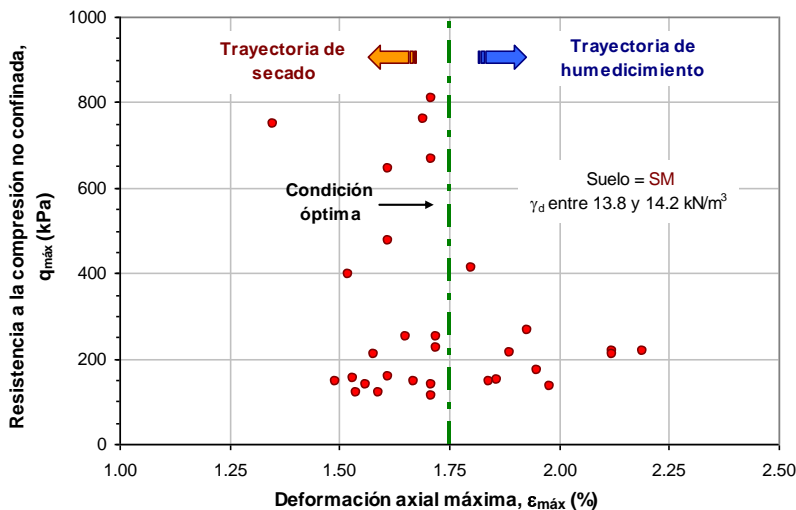


Figura 3.67. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la deformación axial máxima (Suelo ML).

En el caso de la arena limosa (Figura 3.67), no es clara la variación que se tiene de la deformación unitaria con su correspondiente esfuerzo desviador. Al parecer, las resistencias máximas alcanzadas corresponden a un mismo valor de deformación, dicho de otra manera, las deformaciones tienden a ser las mismas sin importar que tan grande sea la resistencia del suelo. Este comportamiento se puede observar de forma más clara en la Figura 3.60 anterior.

Módulo de elasticidad secante

De las Figuras 3.68 a la 3.70 se muestra la variación del módulo de elasticidad secante (E_{sec}) con el contenido de agua y el grado de saturación, para los dos suelos estudiados. Es evidente que la rigidez (en condiciones estáticas) del suelo aumenta al disminuir su humedad y viceversa, la rigidez disminuye al aumentar el contenido de agua del mismo.

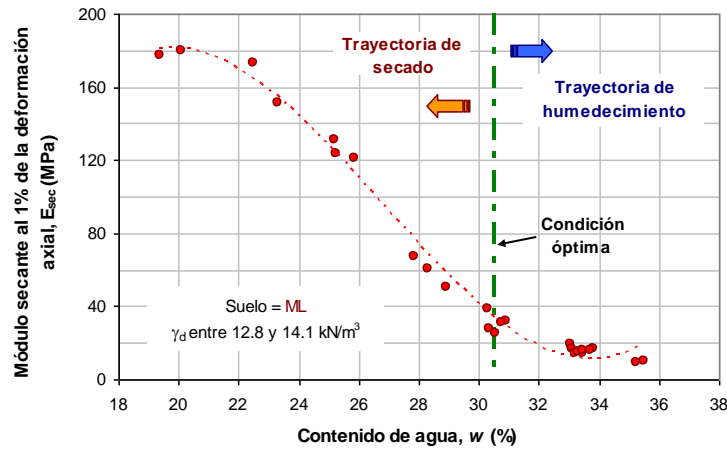


Figura 3.68. Variación del módulo de elasticidad secante con el contenido de agua (Suelo ML).

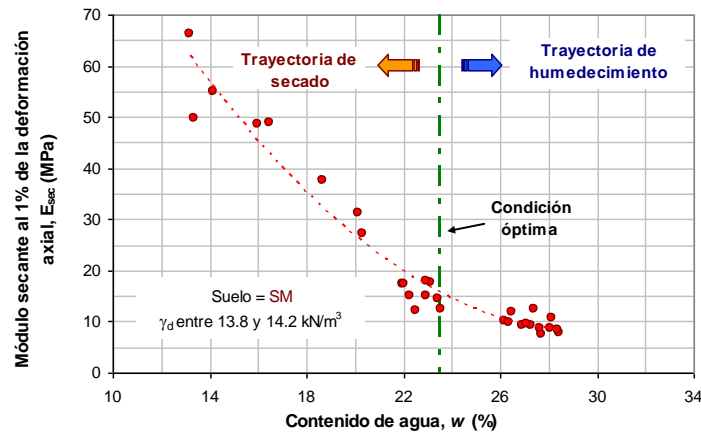


Figura 3.69. Variación del módulo de elasticidad secante con el contenido de agua (Suelo SM).

Los valores más altos de E_{sec} se obtuvieron para muestras que fueron secadas y que alcanzaron contenidos de agua de 20 y 13%, para el limo y la arena limosa, respectivamente. Estos valores fueron alrededor de 180 y 65 MPa. Por el contrario, los valores más bajos obtenidos fueron para muestras humedecidas con contenidos de agua del orden de 35%, para el caso del limo, y 28% en el caso de la arena limosa. A estos valores, le correspondieron de igual forma módulos con magnitudes de 10 MPa aproximadamente, para ambos suelos.

Al igual que las relaciones de $q_{m\acute{a}x}$ con el contenido de agua, las gráficas anteriores presentan una tendencia similar. Esto debido obviamente a que la rigidez del suelo se encuentra directamente relacionada con su resistencia al esfuerzo cortante. De esta manera, si disminuye el contenido de agua de un suelo hay un aumento en su rigidez y consecuentemente un incremento de su resistencia.

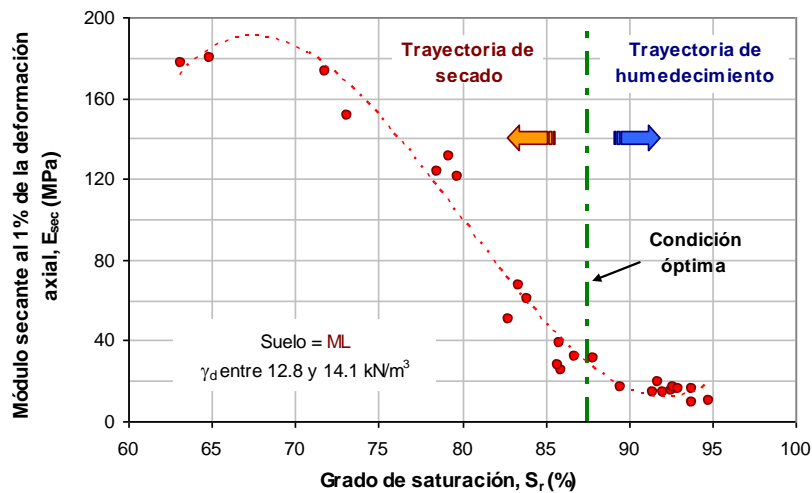


Figura 3.70. Variación del módulo de elasticidad secante con el grado de saturación (Suelo ML).

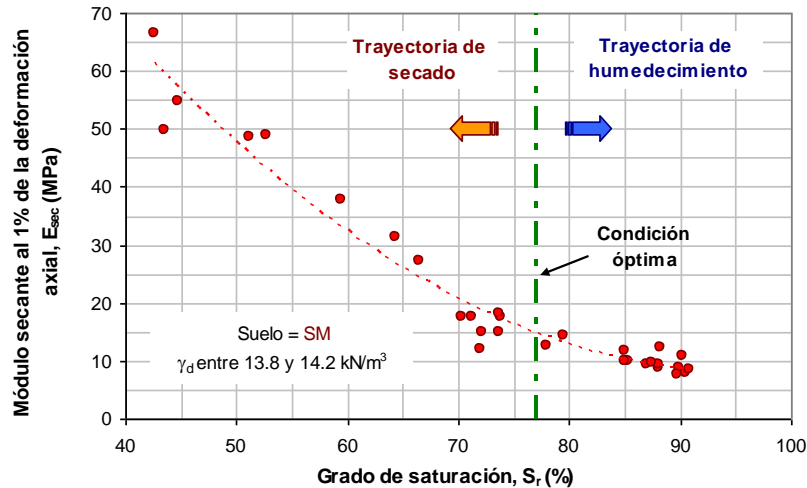


Figura 3.71. Variación del módulo de elasticidad secante con el grado de saturación (Suelo SM).

Como en el inciso anterior, el módulo de elasticidad secante fue graficado también en función del grado de saturación. La tendencia, como se puede observar, es la misma que en las gráficas que relacionan el contenido de agua con el módulo secante. Así mismo, las variaciones más importantes del módulo aparecen para las muestras que son secadas; sin embargo para el caso de las humedecidas, la variación es muy pequeña, especialmente para el caso de la arena limosa.

A partir de lo mostrado en este inciso, puede concluirse que el contenido de agua tiene un efecto relevante en la resistencia y rigidez del suelo en condiciones estáticas. Se puede decir también que a partir del conocimiento del contenido de agua o grado de saturación en un punto de la masa de suelo, es posible estimar $q_{m\acute{a}x}$ y E_{sec} con suficiente aproximación mediante algún tipo de correlación (de primer o segundo orden) que involucre dichas propiedades.

3.5.3. Influencia de la succión en la resistencia a compresión no confinada

El efecto de la succión sobre la respuesta esfuerzo – deformación de un suelo no saturado es reconocido por diversos autores, debido a su contribución a la resistencia al corte de éste. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzo y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado.

Las Figuras 3.72 y 3.73 muestran la variación $q_{m\acute{a}x}$ con la succión (ψ) para los dos suelos estudiados. En ellas se puede observar como a medida que el suelo se va

secado, la succión aumenta y por ende su resistencia. Por el contrario, si el suelo es humedecido, la succión desarrollada en el suelo tiende a disminuir y causa de igual forma una disminución en su capacidad portante.

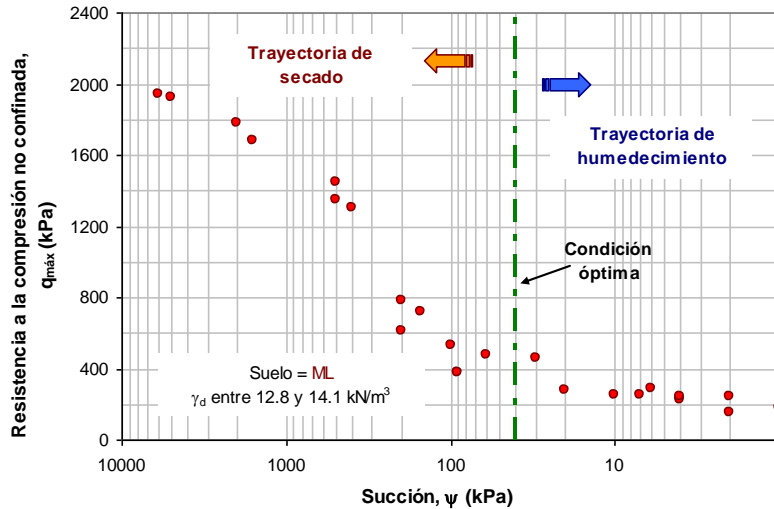


Figura 3.72. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión (Suelo ML).

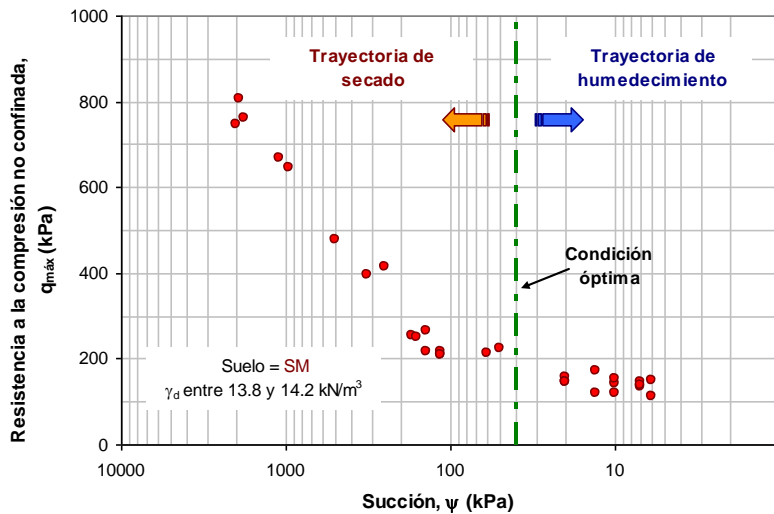


Figura 3.73. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión (Suelo SM).

Por su parte, en las Figuras 3.74 y 3.75 se presentan la variación de E_{sec} con la succión (ψ) para el limo y la arena limosa, respectivamente. En este caso, las

curvas presentan comportamientos semejantes a las gráficas de $q_{m\acute{a}x}$ debido a lo comentado anteriormente.

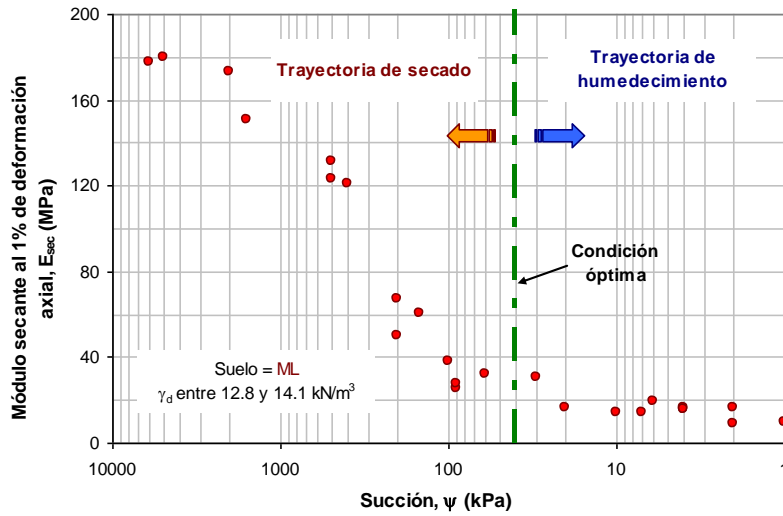


Figura 3.74. Variación del módulo de elasticidad secante con la succión (Suelo ML).

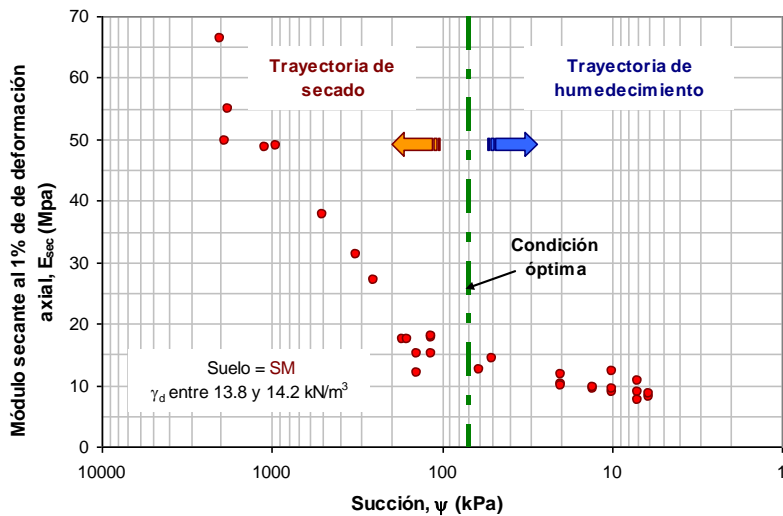


Figura 3.75. Variación del módulo de elasticidad secante con la succión (Suelo SM).

En general, los materiales porosos tienen una habilidad para retener y liberar agua, la existencia de esta propiedad en los suelos es descrita en términos de ingeniería como succión. Así mismo, la succión del agua en el suelo es una variable más apropiada para discutir el efecto de la humedad en su resistencia y

rigidez tras la aplicación de cargas en condiciones estáticas y dinámicas. Los resultados de los ensayos sobre las muestras compactadas tienden a mostrar unos valores umbral de succión por encima de los cuales el incremento en la rigidez de los suelos tiende a ser mucho más grande. En este caso, esos valores resultaron del orden de 80 y 120 kPa, para el caso del limo y la arena limosa, respectivamente.

4 Conclusiones

De los resultados obtenidos, se observó que las variables evaluadas (contenido de agua, grado de saturación y succión) son factores trascendentales en el comportamiento dinámico y estático de los suelos estudiados.

Por otro lado, se verificaron algunos de los factores que influyen en la variación del módulo de elasticidad y el amortiguamiento en los suelos finos estudiados. El módulo de elasticidad y el amortiguamiento tienen una relación dependiente del esfuerzo desviador dependiendo del contenido de agua presente en el suelo. De igual forma, el esfuerzo confinante tiene una influencia clara en la variación de dichas propiedades.

Otro aspecto que cabe indicar, es el hecho que los valores de amortiguamiento obtenidos mostraron una mayor dispersión, por lo que fue difícil precisar un comportamiento más generalizado para esta propiedad estudiada.

Las tendencias observadas entre la resistencia no confinada y el módulo de elasticidad, con parámetros tales como el contenido de agua y el grado de saturación, dejan claro la existencia de relaciones que nos pueden ayudar a estimar dichas propiedades a través del uso de correlaciones de una manera rápida y sencilla. Así mismo, las curvas características obtenidas muestran que el efecto de la presión de sobrecarga es despreciable.

Recomendaciones

En lo que se refiere al procedimiento de acondicionamiento (humedecimiento o secado) de los especímenes aquí seguido, éste parece no mostrar dificultades para su aplicación en cualquier tipo de suelo fino y puede servir como base para próximas investigaciones. Sin embargo, sería conveniente tomar algunas de las siguientes recomendaciones:

- Analizar la conveniencia de realizar el proceso humedecimiento - secado a diferentes números de ciclos y determinar la influencia de éste, recordando que durante la vida útil de una estructura de suelo cualquiera, experimentan no sólo un ciclo de humedecimiento – secado, sino varios ciclos tanto como las condiciones climáticas lo impongan.
- Analizar la conveniencia de llevar a cabo el proceso de secado en un ambiente preferentemente controlado o bajo condiciones que nos permitan

una mayor homogeneidad en todos los especímenes compactados. De igual forma, utilizar recipientes con características físicas que permitan más fácilmente la manipulación de los especímenes al interior de estos.

- Durante el proceso de humedecimiento de los especímenes, se observó que ambos materiales incrementaban su contenido de agua muy rápidamente hasta un valor muy cercano al de equilibrio en las primeras 24 hrs de saturación. Por lo anterior, es recomendable llevar a cabo la saturación de éstos en lapsos menores a éste.
- Monitorear el peso de los especímenes durante el tiempo que estén sometidos en cada uno de los periodos de acondicionamiento contemplados.
- Generar curvas tiempo contra contenido de agua y otras propiedades de interés, que nos permitan conocer el cambio de las propiedades de un suelo a través del tiempo; y a partir de ellas seleccionar las que sean más relevantes para nuestra conveniencia.

Respecto a los ensayos de laboratorio, el número de pruebas realizadas parece suficiente para definir el comportamiento dinámico de los materiales ensayados; sin embargo, es necesario llevar a cabo nuevas pruebas para complementar los resultados aquí presentados. Por ejemplo:

- Incrementar el número de suelos con diferentes valores de plasticidad.
- Incrementar los valores de las presiones de confinamiento hasta rangos de 100 y 200 kPa. Ya que en algunos casos se observó la fuerte dependencia de éste parámetro en los valores de E y D determinados.
- Sería útil realizar pruebas en columna resonante o alguna otra técnica experimental que nos permita el conocimiento del módulo de elasticidad y el amortiguamiento en el rango de muy pequeñas deformaciones ($\gamma < 10^{-4}\%$). Con los que se podría hacer un análisis similar al que se realizó a fin de establecer relaciones para la posible predicción teórica de dichas propiedades.
- Convendría analizar grados de saturación o contenidos de agua por debajo de los aquí considerados, para definir con una mejor precisión las tendencias en las curvas E – w, E – S_r y E – ψ , mostradas.

Bibliografía y Referencias

Barrera, M. y Garnica, P. (2002). "Introducción a la Mecánica de Suelos No Saturados en Vías Terrestres". Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Publicación Técnica No. 198. San Fandila, Qro.

Díaz, J. A. (2005). **Dinámica de Suelos**. Edit. Limusa. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

Flores, O. (1996). "Propiedades dinámicas de jales". DEPMI – UNAM. Tesis de maestría. C.U., México D.F.

Flores, O. y Romo, M. P. (2003). "Propiedades estáticas y dinámicas del material del banco – La Concepción –, Informe del Instituto de Ingeniería a la CFE, Noviembre, México.

Flores, O. y Romo, M. P. (2005). "Parámetros dinámicos de suelos". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Memorias del coloquio: La Ingeniería Geotécnica a 20 años de "El Sismo". pp. 21 – 34.

Fredlund, D. G., y Rahardjo, H. (1993). **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Fredlund, D. G., y Xing, A. (1994). "Equations for the soil – water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. 31 (5). pp 521 – 532.

Garnica, P., Gómez, J. A., y Sesma, J. A. (2002). "Mecánica de materiales para pavimentos". Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Publicación Técnica No. 197. San Fandila, Qro.

GCTS (2009). *Operating Instructions of Fredlund SWCC Device*. Geotechnical Consulting and Testing Systems. Tempe, Arizona. USA.

González, C. (2005). "Modelación de las propiedades dinámicas de arcillas marinas". DEPMI – UNAM. Tesis de maestría. C.U., México, D.F.

González, C., Flores, O., Romo, M. P., Martínez, J. C., y Dorado, C. (2007). "Comportamiento dinámico de suelos compactados". VI Congreso Chileno de Geotecnia.

Hardin, B. O. (1978). "The nature of stress – strain behavior of soils". Proc., of the Geotechnical Engineering Division Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, ASCE, New York. pp. 1 – 90.

Hardin, B. O., y Black, W. L. (1969). "Closure to vibration of normally consolidated clay". Proc. of ASCE. Vol. 95, SM6. pp. 1531 – 1537.

Hardin, B. O. y Drnevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Proc., ASCE. Vol. 98, SM 6. pp. 603 – 624.*

Hoyos, L. R., Puppala, A. J. y Chainuwat, P. (2004). "Dynamic properties of chemically stabilized sulfate rich clay". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 2, USA. pp. 153 – 162.*

Inci, G., Yesiller, N. y Kagawa, T. (2003). "Experimental investigation of dynamic response of compacted clayey soils". *Geotechnical Testing Journal – ASTM. Vol. 26. No.2, USA. pp. 125-141.*

Ishihara, K. (1996). **Soil Behavior in Earthquake Geotechnics**. Clarendon Press Oxford, U.K.

Jiménez, J. A. (1992). "Suelos compactados propiedades dinámicas y su relación con la microestructura". *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS). Vol. Raúl J. Marsal. pp. 233-245.*

Josa, A. (1998). "Un modelo elastoplástico para suelos no saturados". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, España.

Juárez – Badillo, E. (1999). "Natural laws in geomechanics". FI – UNAM. México, D.F.

Juárez, B. E. y Rico, R. A. (1992). **Mecánica de Suelos**. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tercera edición. Editorial Limusa. México.

Khoury, N. N., Musharraf, M. Z., Nevels, J. B. y Mann, J. (2003). "Effect of Soil Suction on Resilient Modulus of Subgrade Soil Using Filter Paper Technique". Presented at 82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C.

Kim, Dong – Soo (1991). "Deformational characteristics of soils at small to intermediate strains from cyclic tests". Tesis doctoral. The University of Texas at Austin. USA.

Kramer, S. L. (1996). **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, USA.

Lu, N. y Likos, W. (2004). **Unsaturated Soil Mechanics**. Jhon Wiley & Sons, Inc. USA.

Mancuso, C., Vassallo, R., y d' Onofrio, A. (2002). "Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column-torsional shear tests". *Canadian Geotechnical Journal, 39(1). pp. 22-31.*

Marinho, E. A. M., Chandler, R. J. y Crilly, M. S. (1995). "Stiffness measurements on unsaturated high plasticity clay using bender elements". *Proc 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils. Vol. 2. pp. 535-539.*

Martínez, J. C. (2005). "Comportamiento dinámico de suelos compactados, parcialmente saturados". DEPMI – UNAM. Tesis de maestría. C.U., México, D.F.

Mendoza, C. y Colmenares, J. (2006). "Influence of the suction on the stiffness at very small strains". *Unsaturated Soils 2006. Proceedings of the fourth international conference*

on unsaturated soils. Geotechnical Special Publication No. 147. Vol. 1. ASCE. Carefree, Arizona. USA.

Oloo, S. Y., y Fredlund, D. G. (1998). "The application of unsaturated soil mechanics theory to the design of pavements". Proc., of the 5th Int. Conf. on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway. pp. 1419 – 1428.

Pérez, N. (1999). "Caracterización del comportamiento esfuerzo – deformación de suelos compactados en ensayos triaxiales cíclicos". Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ).

Pérez, N. (2006). "Development of protocol for the assessment of unsaturated soil properties". Tesis doctoral. Arizona State University. USA.

Pérez, N. (2008). "Determinación de curvas características en suelos no saturados con celdas de presión". Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Publicación Técnica No. 313. San Fandila, Qro.

Pola, J. C. (2010). "Predicción de la curva característica con el modelo de proporcionalidad natural". Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ).

Quian, X., Gray, D. H., y Woods, R. D. (1991). "Resonant column tests on partially saturated sands". Geotechnical Testing Journal, ASTM, 14(3), 266-275.

Sawangsuriya, A., A., Edil, T. B. y Bosscher, P. J. (2008). "Modulus – suction – moisture relationship for compacted soils". Canadian Geotechnical Journal. Vol. 45. pp. 973 – 983.

Sawangsuriya, A., Edil, T. B. y Bosscher, P. J. (2009). "Modulus – suction – moisture relationship for compacted soils in postcompaction state". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135. ASCE. pp. 1390 – 1403.

Silver, M. L. y Seed, B. H. (1971). "Deformation characteristics of sands under cyclic loading". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Proc., ASCE. Vol. 97, SM 8. pp. 1081 – 1095.

Yang, S. R., Huang, W. H. y Tai, T. (2005). "Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils". Journal of the Transportation Research Board. No. 1913. TRB, Washington, D. C. pp. 99 – 106.

Yang, S. R. y Lin, H. D. (2009). "Influence of soil suction on small – strain stiffness of compacted residual subgrade soil". Transportation Research Board, Annual Meeting.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. y Pufahl, D. E. (1996). "The relationship between the soil – water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till". Geotechnical Testing Journal. Vol. 19. No. 3. pp. 259 – 268.

NORMATIVA ASTM

ASTM D 698. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12400 ft – lbf / ft³ (600 kN/m³)).

ASTM D 854. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soils Solids by Water Pycnometer.

ASTM D 1130. Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer than No. 200 (75 – μm) Sieve.

ASTM D 2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength Soil.

ASTM D 2216. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.

ASTM D 3999. Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus.

ASTM D 4318. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

ASTM D 5298. Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.

Anexo A. Resultados del acondicionamiento de especímenes de prueba

a) Pruebas de compresión no confinada (CS).

Tabla A1. Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo ML).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales					
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	
TR20h-18	Humedecimiento	30	31.03	13.05	85.64	0.93	41.29	35.50	12.85	94.84	0.96	46.50	
TR20h-21			29.99	13.07	82.98	0.93	39.96	35.25	12.82	93.79	0.97	46.10	
TR20h-07			30.23	13.35	87.43	0.89	41.14	33.80	13.01	92.65	0.94	44.80	
TR20h-08		30.30	13.36	87.81	0.89	41.27	33.70	13.05	92.95	0.93	44.80		
TR10h-08		30.44	13.35	88.03	0.89	41.42	33.30	13.10	92.59	0.92	44.47		
TR10h-09		30.73	13.40	89.58	0.88	41.97	33.46	13.15	93.76	0.92	44.85		
TR5h-02		30.48	13.36	88.36	0.89	41.52	33.19	13.04	91.42	0.93	44.13		
TR5h-10		30.88	13.23	87.65	0.91	41.65	33.45	13.04	92.09	0.93	44.46		
TR1h-02		30.97	13.16	86.89	0.92	41.54	33.06	13.09	91.79	0.93	44.12		
TR1h-04		30.87	13.14	86.34	0.92	41.34	33.12	12.92	89.49	0.95	43.63		
TRopt-01	Óptimo	0	30.96	13.14	86.54	0.92	41.45	30.55	13.18	85.96	0.91	41.03	
TRopt-04			30.90	13.14	86.50	0.92	41.40	30.37	13.20	85.74	0.91	40.86	
TR1s-06	Secado	1	31.14	13.21	88.11	0.91	41.94	30.92	13.16	86.75	0.92	41.47	
TR1s-08			30.48	13.23	86.54	0.91	41.12	30.31	13.22	85.84	0.91	40.84	
TR1s-09			30.48	13.29	87.36	0.90	41.30	30.75	13.28	87.90	0.90	41.61	
TR5s-01		30.58	13.35	88.42	0.89	41.61	28.93	13.29	82.84	0.90	39.18		
TR5s-02		30.48	13.36	88.33	0.89	41.52	28.32	13.50	83.95	0.87	38.98		
TR5s-12		30.53	13.33	88.06	0.89	41.49	27.86	13.56	83.38	0.86	38.52		
TR10s-08		30.30	13.42	88.62	0.88	41.45	25.85	13.75	79.71	0.83	36.23		
TR10s-09		30.28	13.31	87.09	0.89	41.10	25.27	13.80	78.52	0.83	35.54		
TR10s-12		30.81	13.26	87.81	0.90	41.64	25.21	13.87	79.20	0.82	35.64		
TR20s-08		29.87	13.30	85.66	0.90	40.48	20.08	14.04	64.87	0.80	28.74		
TR20s-11		29.77	13.29	85.24	0.90	40.32	22.48	13.97	71.82	0.80	32.02		
TR20s-12		30.00	13.33	86.45	0.89	40.75	23.33	13.85	73.12	0.82	32.94		
TR30s-04		30.10	13.30	86.32	0.90	40.80	19.38	14.10	63.16	0.79	27.85		
TR30s-05		30.09	13.25	85.66	0.90	40.64	22.74	13.68	69.31	0.84	31.71		
TR30s-06		30.62	13.17	86.02	0.91	41.10	21.66	13.73	66.57	0.84	30.32		
Promedios			30.49	13.26	87.02	0.90	41.23						
Desviación estandar			0.38	0.10	1.36	0.01	0.48						
Coeficiente de variación			0.01	0.01	0.02	0.02	0.01						

NOTA: Especímenes preparados para pruebas de compresión simple (CS).

Tabla A2. Condiciones iniciales y finales de los especímenes de prueba (Suelo SM).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales					
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	
SR30h-02	Humedecimiento	30	23.26	13.86	74.77	0.78	32.86	28.47	13.79	90.57	0.79	40.03	
SR30h-03			23.41	13.89	75.63	0.78	33.14	28.08	13.83	89.91	0.79	39.60	
SR30h-08			23.45	13.92	76.11	0.78	33.27	27.72	13.90	89.75	0.78	39.28	
SR20h-01		23.96	13.84	76.77	0.79	33.80	28.13	13.84	90.14	0.79	39.68		
SR20h-02		24.13	13.85	77.43	0.79	34.06	28.37	13.83	90.79	0.79	40.00		
SR10h-01		23.65	13.83	75.67	0.79	33.34	27.67	13.80	88.09	0.79	38.92		
SR10h-03		23.44	13.97	76.76	0.77	33.38	27.38	13.87	88.25	0.78	38.72		
SR10h-12		24.34	13.87	78.37	0.78	34.41	26.90	13.89	86.92	0.78	38.09		
SR5h-04		23.62	13.81	75.38	0.79	33.26	27.29	13.88	88.05	0.78	38.61		
SR5h-07		23.55	13.84	75.54	0.79	33.24	27.08	13.89	87.50	0.78	38.34		
SR1h-04		23.67	13.93	76.94	0.78	33.60	26.18	13.94	85.26	0.77	37.19		
SR1h-08		23.78	13.84	76.19	0.79	33.54	26.34	13.88	84.93	0.78	37.26		
SR1h-09		23.85	13.85	76.56	0.79	33.67	26.47	13.85	85.02	0.78	37.38		
SRopt-01		Óptimo	0	23.71	13.80	75.55	0.79	33.36	22.93	13.85	73.61	0.78	32.37
SRopt-02				23.55	14.04	78.01	0.76	33.71	23.55	14.04	78.01	0.76	33.71
SRopt-03				23.45	14.18	79.45	0.74	33.89	23.45	14.18	79.45	0.74	33.89
SR1s-04		Secado	1	23.66	13.82	75.63	0.79	33.34	23.12	13.81	73.76	0.79	32.55
SR1s-06				24.00	13.84	76.95	0.79	33.86	22.93	13.85	73.63	0.78	32.38
SR1s-10				23.74	13.79	75.45	0.79	33.37	22.50	13.82	71.92	0.79	31.70
SR5s-02			23.44	13.80	74.63	0.79	32.97	21.98	13.83	70.34	0.79	30.99	
SR5s-07	24.01		13.86	77.18	0.78	33.92	22.27	13.90	72.08	0.78	31.55		
SR5s-08	23.72		13.87	76.34	0.78	33.52	22.04	13.88	71.15	0.78	31.19		
SR10s-10	23.64		13.85	75.86	0.79	33.37	18.66	13.80	59.39	0.79	26.24		
SR10s-11	23.95		13.83	76.61	0.79	33.76	20.16	13.81	64.26	0.79	28.37		
SR10s-12	24.04		13.97	78.71	0.77	34.23	20.31	13.97	66.52	0.77	28.93		
SR20s-03	23.75		13.79	75.49	0.79	33.38	14.13	13.76	44.67	0.80	19.81		
SR20s-05	23.68		13.80	75.41	0.79	33.31	15.99	13.83	51.16	0.79	22.54		
SR30s-02	23.69		13.85	76.08	0.78	33.45	16.50	13.82	52.69	0.79	23.24		
SR30s-03	23.40		13.96	76.50	0.77	33.30	13.18	13.89	42.61	0.78	18.67		
SR30s-08	23.79		13.98	78.06	0.77	33.91	13.36	13.94	43.50	0.77	18.98		
Promedios			23.71	13.88	76.47	0.78	33.54						
Desviación estandar			0.25	0.09	1.17	0.01	0.36						
Coeficiente de variación			0.01	0.01	0.02	0.01	0.01						

NOTA: Especímenes preparados para pruebas de compresión simple (CS).

b) Pruebas triaxiales cíclicas (TXC).

Tabla A3. Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo ML).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales					
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	
TR20h-01A	Humedecimiento	30	30.79	13.19	86.77	0.91	41.39	34.65	12.98	94.45	0.94	45.83	
TR20h-03A			30.84	13.29	88.31	0.90	41.77	34.56	13.01	94.67	0.94	45.83	
TR20h-06A			30.60	13.21	86.62	0.91	41.22	34.82	13.00	95.20	0.94	46.13	
TR20h-05		20	30.53	13.36	88.46	0.89	41.58	33.84	13.00	92.64	0.94	44.86	
TR20h-10			30.34	13.32	87.37	0.89	41.20	33.09	13.12	92.29	0.92	44.26	
TR20h-12			30.24	13.34	87.29	0.89	41.11	33.19	13.06	91.65	0.93	44.18	
TR10h-01		10	30.73	13.28	87.88	0.90	41.60	32.73	13.20	92.38	0.91	44.03	
TR10h-02			30.85	13.23	87.52	0.91	41.60	32.78	13.14	91.69	0.92	43.90	
TR10h-03			30.80	13.31	88.58	0.89	41.80	33.01	13.10	91.79	0.92	44.09	
TR5h-05		5	30.53	13.36	88.46	0.89	41.58	33.28	13.12	92.80	0.92	44.51	
TR5h-06			30.77	13.36	89.12	0.89	41.90	33.47	12.98	91.29	0.94	44.29	
TR5h-04			30.44	13.35	88.10	0.89	41.44	33.17	13.07	91.71	0.93	44.18	
TR1h-07	1	30.58	13.22	86.62	0.91	41.21	33.35	12.99	91.16	0.94	44.18		
TR1h-10		30.68	13.16	86.06	0.92	41.15	33.33	12.92	90.09	0.95	43.91		
TR0pt-02		30.94	13.22	87.73	0.91	41.71	30.42	13.27	86.85	0.90	41.14		
TR0pt-03	Óptimo	0	30.92	13.21	87.50	0.91	41.64	30.38	13.24	86.41	0.90	41.02	
TR0pt-05			30.88	13.18	86.92	0.91	41.48	30.33	13.22	85.97	0.91	40.88	
TR1s-04			31.08	13.13	86.74	0.92	41.58	30.57	13.17	85.97	0.91	41.05	
TR1s-10	1	30.87	13.27	88.13	0.90	41.75	30.27	13.24	86.05	0.90	40.86		
TR1s-05		30.74	13.35	88.92	0.89	41.83	30.55	13.22	86.59	0.91	41.18		
TR5s-03		30.77	13.23	87.33	0.91	41.50	28.09	13.45	82.60	0.87	38.52		
TR5s-09	5	30.63	13.33	88.29	0.89	41.61	28.90	13.38	84.00	0.88	39.42		
TR5s-04		30.72	13.27	87.78	0.90	41.57	29.33	13.31	84.31	0.89	39.80		
TR10s-05		30.73	13.38	89.27	0.88	41.90	27.08	13.71	82.91	0.84	37.84		
TR10s-06	10	30.38	13.40	88.59	0.88	41.50	26.81	13.69	81.89	0.84	37.42		
TR10s-07		30.43	13.33	87.67	0.89	41.33	26.10	13.75	80.51	0.83	36.59		
TR20s-15		30.02	13.23	85.13	0.91	40.47	20.88	13.92	66.17	0.81	29.63		
TR20s-19	20	30.46	13.35	88.05	0.89	41.44	23.26	13.83	72.66	0.82	32.80		
TR30s-02		30.93	13.24	87.97	0.90	41.76	22.52	13.90	71.10	0.81	31.90		
TR30s-07		30.54	13.19	86.13	0.91	41.06	20.57	13.88	64.72	0.82	29.10		
TR30s-10	30	30.01	13.28	85.80	0.90	40.62	21.15	13.95	67.31	0.81	30.07		
Promedios			30.64	13.28	87.58	0.90	41.46	NOTA: Especímenes preparados para pruebas triaxiales cíclicas (TXC).					
Desviación estándar			0.26	0.07	1.00	0.01	0.34						
Coeficiente de variación			0.01	0.01	0.01	0.01	0.01						

Tabla A4. Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo SM).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales				
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	S _v (%)	e	θ (%)
SR30h-01	Humedecimiento	30	23.31	13.88	75.22	0.78	32.98	27.85	13.84	89.33	0.79	39.30
SR30h-04			23.59	14.00	77.57	0.77	33.66	27.92	13.92	90.70	0.78	39.62
SR30h-05			23.33	13.90	75.58	0.78	33.07	27.69	13.89	89.53	0.78	39.22
SR20h-03		20	23.86	13.71	74.90	0.80	33.35	28.44	13.73	89.59	0.80	39.82
SR20h-06			23.83	13.93	77.55	0.77	33.84	27.16	13.97	88.86	0.77	38.66
SR20h-11			23.85	13.90	77.25	0.78	33.80	27.28	13.87	87.93	0.78	38.58
SR10h-02		10	23.51	13.94	76.54	0.77	33.40	26.99	13.92	87.59	0.78	38.29
SR10h-06			23.65	13.86	76.06	0.78	33.42	27.18	13.88	87.74	0.78	38.47
SR10h-11			24.14	13.85	77.54	0.78	34.09	27.07	13.85	86.85	0.79	38.21
SR5h-03		5	23.11	13.94	75.28	0.77	32.84	26.54	13.94	86.54	0.77	37.73
SR5h-06			23.36	13.90	75.60	0.78	33.10	26.73	13.98	87.62	0.77	38.08
SR5h-11			23.97	14.00	78.92	0.77	34.22	26.50	14.04	87.80	0.76	37.93
SR1h-02	1	23.54	13.99	77.30	0.77	33.56	25.85	14.00	85.06	0.77	36.89	
SR1h-03		23.54	13.95	76.86	0.77	33.48	26.00	13.99	85.36	0.77	37.07	
SR1h-05		23.59	13.87	75.95	0.78	33.35	26.17	13.90	84.67	0.78	37.07	
SR0pt-01	Óptimo	0	23.11	13.96	75.57	0.77	32.89	23.11	13.96	75.57	0.77	32.89
SR0pt-02			23.32	13.97	76.42	0.77	33.22	23.32	13.97	76.42	0.77	33.22
SR0pt-03			23.35	14.03	77.18	0.76	33.39	23.35	14.03	77.18	0.76	33.39
SR1s-09	1	23.26	13.91	75.36	0.78	32.97	22.29	13.97	73.00	0.77	31.74	
SR1s-07		24.02	13.84	77.03	0.79	33.89	22.95	13.89	74.20	0.78	32.50	
SR1s-08		24.04	13.92	78.06	0.78	34.11	22.90	13.96	74.86	0.77	32.59	
SR5s-01	5	23.74	14.00	78.15	0.77	33.88	21.96	14.05	72.86	0.76	31.45	
SR5s-09		23.80	13.90	77.02	0.78	33.72	21.33	13.97	69.87	0.77	30.38	
SR5s-10		23.67	14.00	77.88	0.77	33.78	22.09	14.01	72.79	0.76	31.54	
SR10s-02	10	23.46	13.91	76.09	0.78	33.27	18.69	13.94	60.91	0.77	26.56	
SR10s-07		23.38	13.93	76.11	0.77	33.21	18.43	13.98	60.48	0.77	26.27	
SR10s-09		23.57	13.91	76.46	0.78	33.43	20.46	13.95	66.83	0.77	29.10	
SR20s-01	20	24.06	13.84	77.11	0.79	33.94	18.14	13.90	58.71	0.78	25.70	
SR20s-06		24.06	13.77	76.28	0.79	33.78	15.01	13.82	47.94	0.79	21.14	
SR20s-07		23.96	13.84	76.77	0.79	33.80	14.96	14.00	49.20	0.77	21.34	
SR30s-04	30	23.68	13.92	76.93	0.78	33.61	12.73	13.87	41.03	0.78	18.00	
SR30s-10		23.68	13.88	76.35	0.78	33.49	13.57	13.84	43.48	0.79	19.14	
SR30s-13		23.65	13.88	76.29	0.78	33.46	10.29	13.85	33.06	0.78	14.53	
Promedios			23.64	13.91	76.64	0.78	33.51	NOTA: Especímenes preparados para pruebas triaxiales cíclicas (TXC).				
Desviación estándar			0.29	0.07	0.95	0.01	0.37					
Coeficiente de variación			0.01	0.00	0.01	0.01	0.01					

c) Trayectorias de secado.

Tabla A5. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo ML).

Especimen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w _{prom} (%)	γ_{dprom} (kN/m ³)
SECADO								
TR30s-04	CS	30	30.10	13.30	19.38	14.10	21.34	13.87
TR30s-05	CS		30.09	13.25	22.74	13.68		
TR30s-06	CS		30.62	13.17	21.66	13.73		
TR30s-02	TXC		30.93	13.24	22.52	13.90		
TR30s-07	TXC		30.54	13.19	20.57	13.88		
TR30s-10	TXC		30.01	13.28	21.15	13.95		
TR20s-08	CS	20	29.87	13.30	20.08	14.04	22.01	13.92
TR20s-11	CS		29.77	13.29	22.48	13.97		
TR20s-12	CS		30.00	13.33	23.33	13.85		
TR20s-15	TXC		30.02	13.23	20.88	13.92		
TR20s-19	TXC		30.46	13.35	23.26	13.83		
TR10s-08	CS		30.30	13.42	25.85	13.75		
TR10s-09	CS	10	30.28	13.31	25.27	13.80	26.05	13.76
TR10s-12	CS		30.81	13.26	25.21	13.87		
TR10s-05	TXC		30.73	13.38	27.08	13.71		
TR10s-06	TXC		30.38	13.40	26.81	13.69		
TR10s-07	TXC		30.43	13.33	26.10	13.75		
TR5s-01	CS		5	30.58	13.35	28.93		
TR5s-02	CS	30.48		13.36	28.32	13.50		
TR5s-12	CS	30.53		13.33	27.86	13.56		
TR5s-03	TXC	30.77		13.23	28.09	13.45		
TR5s-09	TXC	30.63		13.33	28.90	13.38		
TR5s-04	TXC	30.72		13.27	29.33	13.31		
TR1s-06	CS	1	31.14	13.21	30.92	13.16	30.56	13.21
TR1s-08	CS		30.48	13.23	30.31	13.22		
TR1s-09	CS		30.48	13.29	30.75	13.28		
TR1s-04	TXC		31.08	13.13	30.57	13.17		
TR1s-10	TXC		30.87	13.27	30.27	13.24		
TR1s-05	TXC		30.74	13.35	30.55	13.22		
Promedio			30.48	13.29	NOMENCLATURA:			
Desviación estándar			0.35	0.07	TXC = Ensaye triaxial cíclico			
Coeficiente de variación			0.01	0.01	CS = Ensaye de compresión simple			

Tabla A6. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo SM).

Especimen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w _{prom} (%)	γ_{dprom} (kN/m ³)
SECADO								
SR30s-02	CS	30	23.69	13.85	16.50	13.82	13.27	13.87
SR30s-03	CS		23.40	13.96	13.18	13.89		
SR30s-08	CS		23.79	13.98	13.36	13.94		
SR30s-04	TXC		23.68	13.92	12.73	13.87		
SR30s-10	TXC		23.68	13.88	13.57	13.84		
SR30s-13	TXC		23.65	13.88	10.29	13.85		
SR20s-03	CS	20	23.75	13.79	14.13	13.76	15.65	13.86
SR20s-05	CS		23.68	13.80	15.99	13.83		
SR20s-01	TXC		24.06	13.84	18.14	13.90		
SR20s-06	TXC		24.06	13.77	15.01	13.82		
SR20s-07	TXC		23.96	13.84	14.96	14.00		
SR10s-10	CS		10	23.64	13.85	18.66		
SR10s-11	CS	23.95		13.83	20.16	13.81		
SR10s-12	CS	24.04		13.97	20.31	13.97		
SR10s-02	TXC	23.46		13.91	18.69	13.94		
SR10s-07	TXC	23.38		13.93	18.43	13.98		
SR10s-09	TXC	23.57		13.91	20.46	13.95		
SR5s-02	CS	5	23.44	13.80	21.98	13.83	21.95	13.94
SR5s-07	CS		24.01	13.86	22.27	13.90		
SR5s-08	CS		23.72	13.87	22.04	13.88		
SR5s-01	TXC		23.74	14.00	21.96	14.05		
SR5s-09	TXC		23.80	13.90	21.33	13.97		
SR5s-10	TXC		23.67	14.00	22.09	14.01		
SR1s-04	CS	1	23.66	13.82	23.12	13.81	22.78	13.88
SR1s-06	CS		24.00	13.84	22.93	13.85		
SR1s-10	CS		23.74	13.79	22.50	13.82		
SR1s-03	TXC		23.26	13.91	22.29	13.97		
SR1s-07	TXC		24.02	13.84	22.95	13.89		
SR1s-08	TXC		24.04	13.92	22.90	13.96		
Promedio			23.74	13.88	NOMENCLATURA:			
Desviación estándar			0.23	0.07	TXC = Ensaye triaxial cíclico			
Coeficiente de variación			0.01	0.00	CS = Ensaye de compresión simple			

d) Trayectorias de humedecimiento.

Tabla A7. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo ML).

Especímen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w _{prom} (%)	γ_{dprom} (kN/m ³)
HUMEDECIMIENTO								
TR20h-18	CS	30	31.03	13.05	35.50	12.85	34.96	12.93
TR20h-21	CS		29.99	13.07	35.25	12.82		
TR20h-01A	TXC		30.79	13.19	34.65	12.98		
TR20h-03A	TXC		30.84	13.29	34.56	13.01		
TR20h-06A	TXC		30.60	13.21	34.82	13.00		
TR20h-07	CS	20	30.23	13.35	33.80	13.01	33.52	13.05
TR20h-08	CS		30.30	13.36	33.70	13.05		
TR20h-05	TXC		30.53	13.36	33.84	13.00		
TR20h-10	TXC		30.34	13.32	33.09	13.12		
TR20h-12	TXC		30.24	13.34	33.19	13.06		
TR10h-08	CS	10	30.44	13.35	33.30	13.10	33.06	13.14
TR10h-09	CS		30.73	13.40	33.46	13.15		
TR10h-01	TXC		30.73	13.28	32.73	13.20		
TR10h-02	TXC		30.85	13.23	32.78	13.14		
TR10h-03	TXC		30.80	13.31	33.01	13.10		
TR5h-02	CS	5	30.48	13.36	33.19	13.04	33.31	13.05
TR5h-10	CS		30.88	13.23	33.45	13.04		
TR5h-05	TXC		30.53	13.36	33.28	13.12		
TR5h-06	TXC		30.77	13.36	33.47	12.98		
TR5h-04	TXC		30.44	13.35	33.17	13.07		
TR1h-02	CS	1	30.97	13.16	33.06	13.09	33.22	12.98
TR1h-04	CS		30.87	13.14	33.12	12.92		
TR1h-07	TXC		30.58	13.22	33.35	12.99		
TR1h-10	TXC		30.68	13.16	33.33	12.92		
Promedio			30.61	13.27	NOMENCLATURA: TXC = Ensaye triaxial cíclico CS = Ensaye de compresión simple			
Desviación estándar			0.26	0.10				
Coeficiente de variación			0.01	0.01				

Tabla A8. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo SM).

Especímen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w _{prom} (%)	γ_{dprom} (kN/m ³)
HUMEDECIMIENTO								
SR30h-02	CS	30	23.26	13.86	28.47	13.79	27.96	13.86
SR30h-03	CS		23.41	13.89	28.08	13.83		
SR30h-08	CS		23.45	13.92	27.72	13.90		
SR30h-01	TXC		23.31	13.88	27.85	13.84		
SR30h-04	TXC		23.59	14.00	27.92	13.92		
SR30h-05	TXC	23.33	13.90	27.69	13.89			
SR20h-01	CS	20	23.96	13.84	28.13	13.84	27.88	13.85
SR20h-02	CS		24.13	13.85	28.37	13.83		
SR20h-03	TXC		23.86	13.71	28.44	13.73		
SR20h-06	TXC		23.83	13.93	27.16	13.97		
SR20h-11	TXC		23.85	13.90	27.28	13.87		
SR10h-01	CS	10	23.65	13.83	27.67	13.80	27.20	13.87
SR10h-03	CS		23.44	13.97	27.38	13.87		
SR10h-12	CS		24.34	13.87	26.90	13.89		
SR10h-02	TXC		23.51	13.94	26.99	13.92		
SR10h-06	TXC		23.65	13.86	27.18	13.88		
SR10h-11	TXC	24.14	13.85	27.07	13.85			
SR5h-04	CS	5	23.62	13.81	27.29	13.88	26.83	13.95
SR5h-07	CS		23.55	13.84	27.08	13.89		
SR5h-03	TXC		23.11	13.94	26.54	13.94		
SR5h-06	TXC		23.36	13.90	26.73	13.98		
SR5h-11	TXC		23.97	14.00	26.50	14.04		
SR1h-04	CS	1	23.67	13.93	26.18	13.94	26.17	13.92
SR1h-08	CS		23.78	13.84	26.34	13.88		
SR1h-09	CS		23.85	13.85	26.47	13.85		
SR1h-02	TXC		23.54	13.99	25.85	14.00		
SR1h-03	TXC		23.54	13.95	26.00	13.99		
SR1h-05	TXC	23.59	13.87	26.17	13.90			
Promedio			23.65	13.89	NOMENCLATURA: TXC = Ensaye triaxial cíclico CS = Ensaye de compresión simple			
Desviación estándar			0.29	0.06				
Coeficiente de variación			0.01	0.00				

Anexo B. Curvas características

a) Suelo ML.

Nombre del suelo: **TERRAPLEN**

Clasificación SUCS: **Limo de baja compresibilidad (ML)**

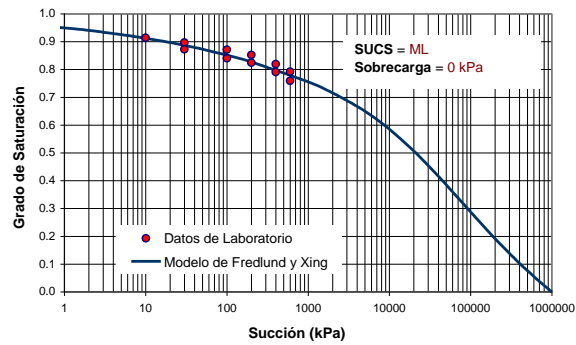
Datos de Laboratorio Modelo de Fredlund y Xing

Parámetros del modelo

a=	4659.76	Función Objetivo
n=	0.26	0.00246
m=	1.35	
ψr=	19617.91	kPa

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.914	0.91543
2	30	0.897	0.88968
3	100	0.871	0.85418
4	200	0.852	0.82967
5	400	0.819	0.80162
6	600	0.792	0.78327
7	30	0.872	0.88968
8	100	0.840	0.85418
9	200	0.824	0.82967
10	400	0.791	0.80162
11	600	0.759	0.78327

Curva Característica



Nomenclatura:

S_r= Grado de Saturación
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.
 e= Base neperiana = 2.718
 ψ_r= Parámetro rel. con la succión residual.
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[\frac{1}{\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

Referencia: Proyecto ii-16/12

Figura B1. Curva característica para 0 kPa de presión de sobrecarga.

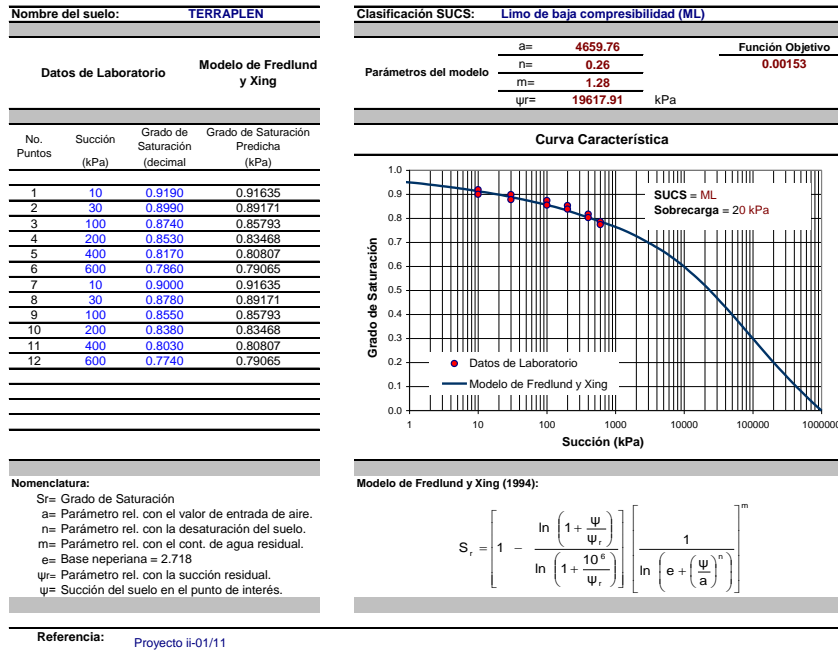


Figura B2. Curva característica para 20 kPa de presión de sobrecarga.

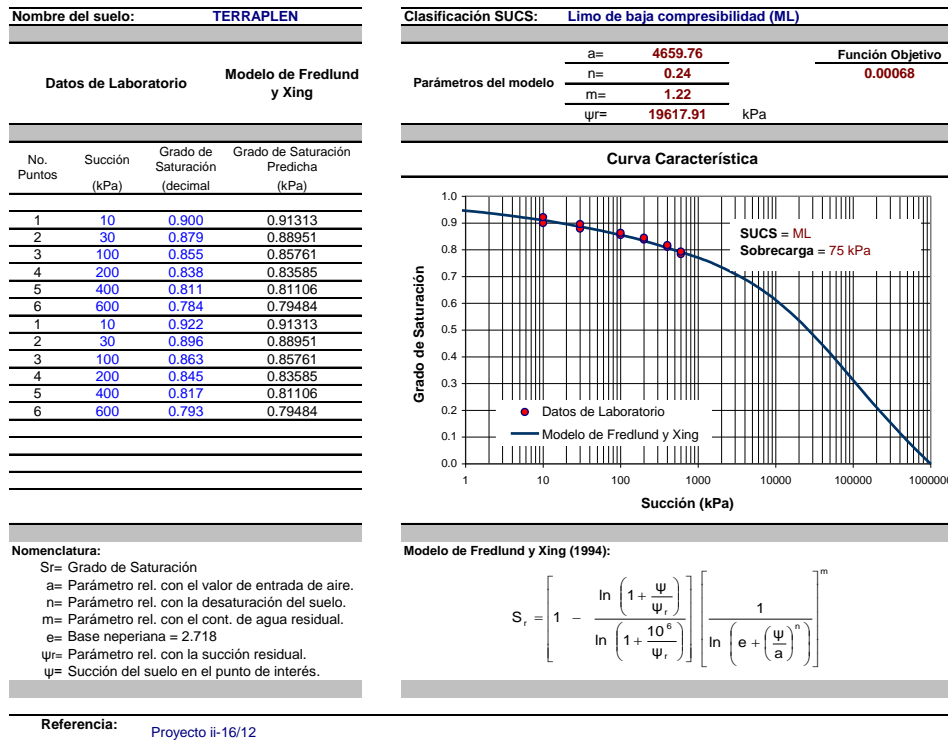


Figura B3. Curva característica para 75 kPa de presión de sobrecarga.

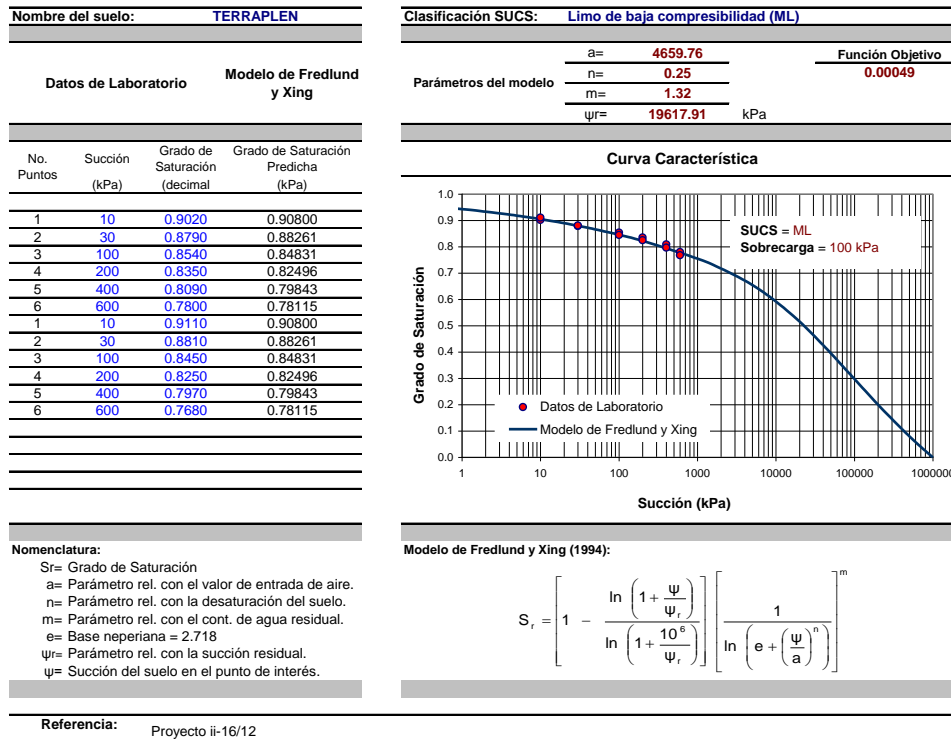


Figura B4. Curva característica para 100 kPa de presión de sobrecarga.

b) Suelo SM.

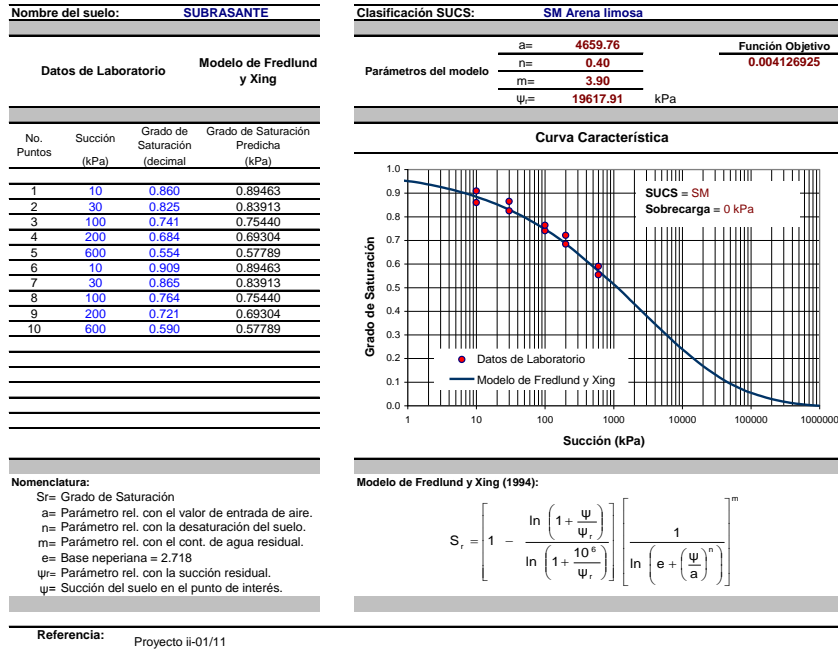


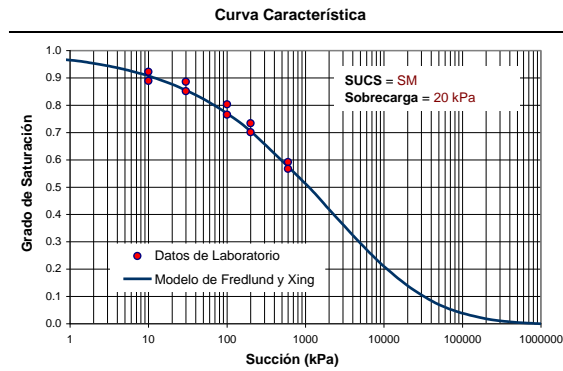
Figura B5. Curva característica para 0 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: SUBRASANTE			
Datos de Laboratorio		Modelo de Fredlund y Xing	
No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.922	0.91816
2	30	0.886	0.86496
3	100	0.803	0.77835
4	200	0.734	0.71267
5	600	0.592	0.58502
6	10	0.889	0.91816
7	30	0.851	0.86496
8	100	0.765	0.77835
9	200	0.701	0.71267
10	600	0.567	0.58502

Nomenclatura:
 S_r= Grado de Saturación
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.
 e= Base neperiana = 2.718
 ψ_r= Parámetro rel. con la succión residual.
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

Referencia: Proyecto ii-01/11

Clasificación SUCS: SM Arena limosa		
Parámetros del modelo	a=	4659.76
	n=	0.44
	m=	4.17
	ψ _r =	19617.91 kPa
		Función Objetivo
		0.003252646



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[\frac{1}{\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

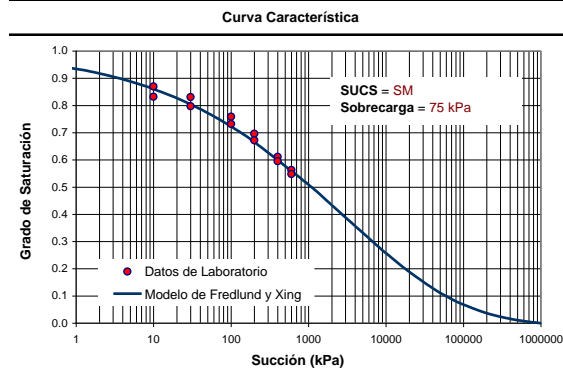
Figura B6. Curva característica para 20 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: SUBRASANTE			
Datos de Laboratorio		Modelo de Fredlund y Xing	
No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.870	0.86986
2	30	0.831	0.81263
3	100	0.759	0.72974
4	200	0.696	0.67194
5	400	0.611	0.60721
6	600	0.563	0.56650
1	10	0.832	0.86986
2	30	0.797	0.81263
3	100	0.732	0.72974
4	200	0.672	0.67194
5	400	0.595	0.60721
6	600	0.548	0.56650

Nomenclatura:
 S_r= Grado de Saturación
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.
 e= Base neperiana = 2.718
 ψ_r= Parámetro rel. con la succión residual.
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

Referencia: Proyecto ii-16/12

Clasificación SUCS: SM Arena limosa		
Parámetros del modelo	a=	4659.76
	n=	0.35
	m=	3.76
	ψ _r =	19617.91 kPa
		Función Objetivo
		0.00397



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[\frac{1}{\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

Figura B7. Curva característica para 75 kPa de presión de sobrecarga.

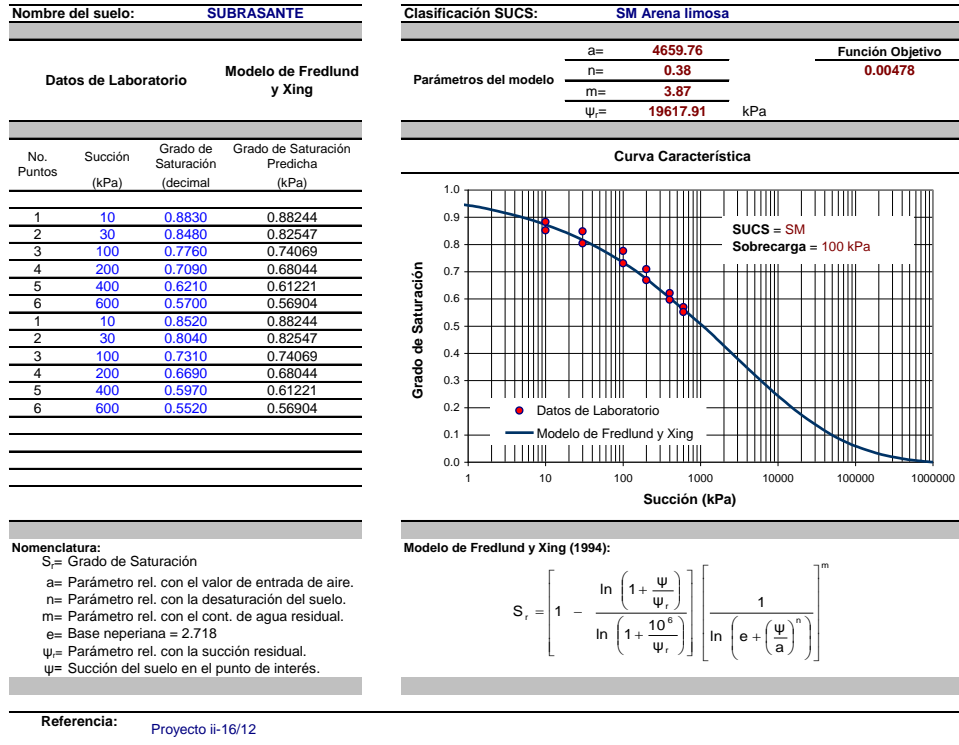


Figura B8. Curva característica para 100 kPa de presión de sobrecarga.

Anexo C. Pruebas de resistencia en compresión no confinada

Tabla C1. Resistencia a la compresión no confinada (Suelo ML).

Espécimen	Proceso	w (%)	S _r (%)	ψ (kPa)	q _{máx} (kPa)	ε _{máx} (%)	E _{sec} (MPa)
TR20h-18	30 días de humedecimiento	35.50	94.84	1	179.90	3.09	9.80
TR20h-21		35.25	93.79	2	151.70	2.28	9.10
TR20h-07	20 días de humedecimiento	33.80	92.65	4	236.70	2.66	16.50
TR20h-08		33.70	92.95	4	225.70	2.45	16.00
TR10h-08	10 días de humedecimiento	33.30	92.59	4	239.80	2.76	15.50
TR10h-09		33.46	93.76	2	245.70	3.21	16.20
TR5h-02	5 días de humedecimiento	33.19	91.42	10	253.20	3.17	14.20
TR5h-10		33.45	92.09	7	248.30	3.20	14.40
TR1h-02	1 día de humedecimiento	33.06	91.79	6	290.70	2.60	19.21
TR1h-04		33.12	89.49	20	277.20	2.80	16.62
TRopt-01	Condición inicial (óptima)	30.55	85.96	90	376.90	2.60	25.50
TRopt-04		30.37	85.74	90	381.30	2.53	27.40
TR1s-06	1 día de secado	30.92	86.75	60	476.80	3.08	32.30
TR1s-08		30.31	85.84	100	529.00	2.67	38.40
TR1s-09		30.75	87.90	30	455.00	2.76	30.80
TR5s-01	5 días de secado	28.93	82.84	200	612.40	2.00	50.10
TR5s-02		28.32	83.95	150	721.60	2.11	60.60
TR5s-12		27.86	83.38	200	779.30	1.70	67.10
TR10s-08	10 días de secado	25.85	79.71	400	1302.50	1.38	121.20
TR10s-09		25.27	78.52	500	1346.20	1.43	123.20
TR10s-12		25.21	79.20	500	1442.90	1.34	131.50
TR20s-08	20 días de secado	20.08	64.87	5000	1926.90	1.24	179.60
TR20s-11		22.48	71.82	2000	1775.70	1.14	173.20
TR20s-12		23.33	73.12	1600	1679.60	1.30	151.10
TR30s-04	30 días de secado	19.38	63.16	6000	1945.80	1.28	177.40
TR30s-05		22.74	69.31	---	---	---	---
TR30s-06		21.66	66.57	---	---	---	---

Tabla C2. Resistencia a la compresión no confinada (Suelo SM).

Espécimen	Proceso	w (%)	S _r (%)	ψ (kPa)	q _{máx} (kPa)	ε _{máx} (%)	E _{sec} (MPa)
SR30h-02	30 días de humedecimiento	28.47	90.57	6	111.6	1.7	7.9
SR30h-03		28.08	89.91	7	145.4	1.8	8.8
SR30h-08		27.72	89.75	7	135.2	2.0	7.6
SR20h-01	20 días de humedecimiento	28.13	90.14	7	138.9	1.6	10.8
SR20h-02		28.37	90.79	6	149.4	1.9	8.5
SR10h-01	10 días de humedecimiento	27.67	88.09	10	140.2	1.7	8.8
SR10h-03		27.38	88.25	10	154.1	1.5	12.3
SR10h-12		26.90	86.92	13	171.0	2.0	9.4
SR5h-04	5 días de humedecimiento	27.29	88.05	10	120.1	1.6	9.2
SR5h-07		27.08	87.50	13	119.4	1.5	9.6
SR1h-04	1 día de humedecimiento	26.18	85.26	20	155.5	1.6	10.0
SR1h-08		26.34	84.93	20	144.3	1.7	9.9
SR1h-09		26.47	85.02	20	146.9	1.5	11.8
SRopt-01	Condición inicial (Óptima)	22.93	73.61	115	210.1	1.6	15.0
SRopt-02		23.55	78.01	60	212.7	1.9	12.5
SRopt-03		23.45	79.45	50	225.6	1.7	14.4
SR1h-04	1 día de secado	23.12	73.76	115	216.5	2.1	17.6
SR1h-08		22.93	73.63	115	209.5	2.1	18.1
SR1h-09		22.50	71.92	140	217.5	2.2	12.1
SR5h-04	5 días de secado	21.98	70.34	170	252.3	1.7	17.5
SR5h-07		22.27	72.08	140	265.3	1.9	15.1
SR5s-08		22.04	71.15	160	251.5	1.7	17.5
SR10h-01	10 días de secado	18.66	59.39	500	476.0	1.6	37.7
SR10h-03		20.16	64.26	320	396.7	1.5	31.4
SR10h-12		20.31	66.52	250	412.6	1.8	27.2
SR20h-01	20 días de secado	14.13	44.67	1800	761.0	1.7	54.9
SR20h-02		15.99	51.16	1100	668.5	1.7	48.7
SR30h-02	30 días de secado	16.50	52.69	950	645.8	1.6	48.9
SR30h-03		13.18	42.61	2000	747.6	1.4	66.4
SR30h-08		13.36	43.50	1900	807.6	1.7	49.7

Anexo D. Ensayes triaxiales cíclicos

a) Valores promedio de E y D para distintas condiciones de esfuerzos

Tabla D1. Módulos de Young promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado, y una de humedecimiento (Suelo ML).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S _v (%)	ψ (kPa)	e	MÓDULOS DE YOUNG, E (MPa)								
						σ ₃ = 14 kPa			σ ₃ = 28 kPa			σ ₃ = 55 kPa		
						σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200
TR30s-07	30 días de secado	20.9	66.0	4500	0.81	143.7	160.1	193.6	167.8	184.3	217.6	195.0	209.8	249.5
TR30s-10														
TR20s-15	20 días de secado	22.1	69.4	2800	0.82	165.4	191.7	232.5	196.2	220.1	259.5	231.0	256.6	294.7
TR20s-19														
TR10s-05	10 días de secado	26.9	82.4	200	0.84	177.1	211.6	240.8	204.6	231.7	263.0	224.4	255.9	285.1
TR10s-06														
TR5s-03	5 días de secado	29.1	84.2	130	0.89	141.1	153.8	146.5	160.9	168.2	158.9	176.7	184.6	160.7
TR5s-09														
TR1s-04														
TR1s-10	1 día de secado	30.5	86.2	70	0.91	101.7	106.4	96.3	115.0	117.3	105.9	127.1	129.0	116.7
TR1s-05														
TR1h-07	1 día de humto	33.3	90.6	13	0.95	37.0	35.8	31.8	41.6	39.7	36.4	54.4	48.2	43.2
TR1h-10														
TR5h-05														
TR5h-06	5 días de humto	33.3	91.9	6	0.93	35.0	35.3	30.8	44.6	41.1	34.9	54.6	50.5	41.1
TR5h-04														
TR10h-01														
TR10h-02	10 días de humto	32.8	92.0	6	0.92	49.3	44.8	32.3	51.9	47.3	35.1	59.6	55.6	43.0
TR10h-03														
TR20h-05														
TR20h-10	20 días de humto	33.4	92.2	6	0.93	42.5	37.9	27.3	48.8	44.6	27.9	57.6	52.4	40.5
TR20h-12														
TR20h-01A														
TR20h-03A	30 días de humto	34.7	94.8	1	0.94	36.4	32.5	26.5	41.7	38.9	30.2	50.8	47.1	36.8
TR20h-06A														

Tabla D2. Módulos de Young promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado, y una de humedecimiento (Suelo SM).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S _v (%)	ψ (kPa)	e	MÓDULOS DE YOUNG (MPa)								
						σ ₃ = 14 kPa			σ ₃ = 28 kPa			σ ₃ = 55 kPa		
						σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200
SR30s-04	30 días de secado	13.15	42.3	2200	0.78	220.4	249.1	269.7	251.5	276.8	300.9	277.6	304.8	328.8
SR30s-10														
SR20s-06	20 días de secado	14.99	48.6	1300	0.78	207.5	227.1	236.5	221.8	249.6	261.4	243.1	269.0	286.4
SR20s-07														
SR10s-07	10 días de secado	19.45	63.7	320	0.77	117.2	123.6	130.2	146.9	144.8	150.8	182.7	173.4	174.2
SR10s-09														
SR5s-01	5 días de secado	22.03	72.8	130	0.76	71.8	70.0	77.7	87.4	82.2	89.7	107.6	101.1	107.6
SR5s-10														
SR1s-03	1 día de secado	22.60	73.9	110	0.77	60.3	61.0	71.2	72.9	73.1	83.2	94.7	91.9	102.1
SR1s-08														
SR1h-02														
SR1h-03	1 día de humto	26.01	85.0	20	0.77	40.1	45.7	55.5	53.6	56.8	68.3	73.9	75.7	86.5
SR1h-05														
SR5h-03														
SR5h-06	5 días de humto	26.59	87.3	12	0.77	41.7	45.3	58.0	57.1	57.4	70.2	81.5	79.6	88.6
SR5h-11														
SR10h-02														
SR10h-06	10 días de humto	27.08	87.4	12	0.78	40.3	45.0	55.6	53.3	55.2	67.0	72.8	74.0	83.6
SR10h-11														
SR20h-06	20 días de humto	27.22	88.4	10	0.78	43.1	46.1	53.9	58.5	57.5	66.9	83.3	79.5	85.3
SR20h-11														
SR30h-05	30 días de humto	27.69	89.5	8	0.78	47.8	49.6	56.5	62.3	62.0	70.3	84.8	84.3	89.4

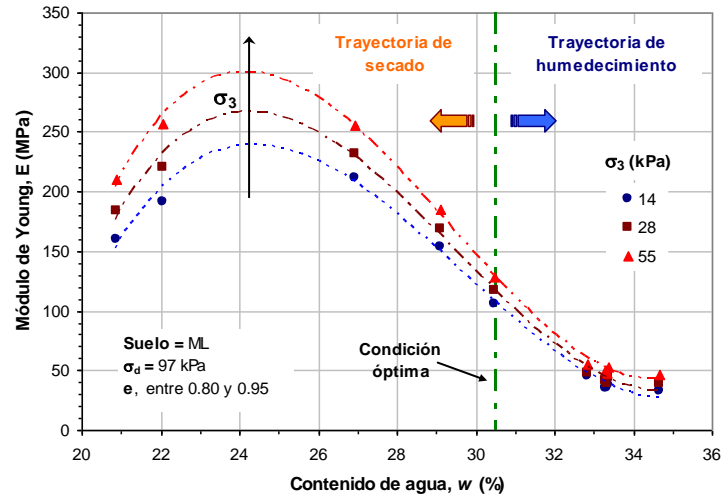
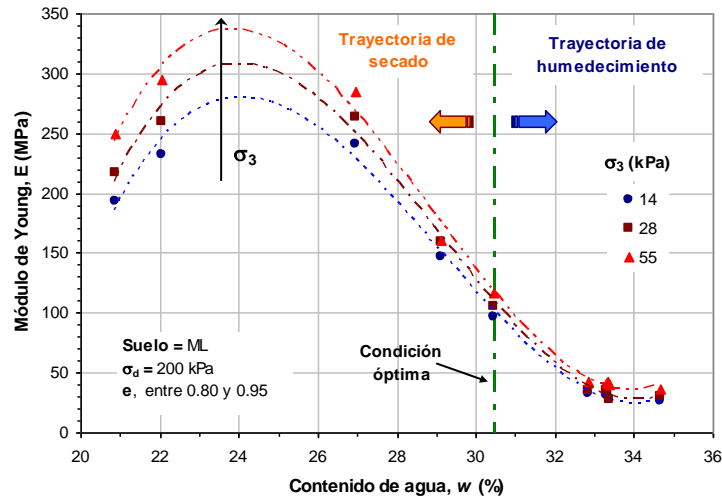
Tabla D3. Amortiguamientos promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado, y una de humedecimiento (Suelo ML).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S _v (%)	ψ (kPa)	e	AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO, D (%)								
						σ ₃ = 14 kPa			σ ₃ = 28 kPa			σ ₃ = 55 kPa		
						σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200
TR30s-07	30 días de secado	20.9	66.0	4500	0.81	6.8	6.6	6.1	6.5	6.6	6.5	6.5	6.7	7.0
TR30s-10														
TR20s-15	20 días de secado	22.1	69.4	2800	0.82	4.4	4.5	4.8	4.5	4.5	4.8	4.7	4.8	5.0
TR20s-19														
TR10s-05	10 días de secado	26.9	82.4	200	0.84	4.6	4.7	4.9	4.5	4.5	4.8	4.9	4.6	4.8
TR10s-06														
TR5s-03	5 días de secado	29.1	84.2	130	0.89	5.6	5.3	5.6	5.4	5.1	5.5	5.5	5.3	5.5
TR5s-09														
TR1s-04														
TR1s-10	1 día de secado	30.5	86.2	70	0.91	4.6	5.1	6.5	4.4	4.9	6.5	4.5	5.1	6.6
TR1s-05														
TR1h-07														
TR1h-10	1 día de humto	33.3	90.6	13	0.95	7.4	7.8	10.0	7.8	7.6	9.9	7.4	7.8	9.9
TR5h-05														
TR5h-06														
TR5h-04	5 días de humto	33.3	91.9	6	0.93	7.2	7.8	10.8	6.5	7.7	10.4	6.8	8.2	10.6
TR10h-01														
TR10h-02														
TR10h-03	10 días de humto	32.8	92.0	6	0.92	6.0	6.7	9.7	6.0	6.9	9.3	6.5	7.4	9.3
TR20h-05														
TR20h-10														
TR20h-12	20 días de humto	33.4	92.2	6	0.93	6.8	7.6	10.1	6.9	7.4	9.7	7.4	7.8	9.7
TR20h-01A														
TR20h-03A														
TR20h-06A	30 días de humto	34.7	94.8	1	0.94	6.5	7.5	10.55	6.5	7.4	10.2	6.7	7.8	10.1

Tabla D4. Amortiguamientos promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado, y una de humedecimiento (Suelo SM).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S _v (%)	ψ (kPa)	e	AMORTIGUAMIENTO, D (%)								
						σ ₃ = 14 kPa			σ ₃ = 28 kPa			σ ₃ = 55 kPa		
						σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200	σ _d = 46	σ _d = 97	σ _d = 200
SR30s-04	30 días de secado	11.51	37.0	3200	0.78	5.15	5.30	5.45	5.15	5.10	5.40	5.65	5.50	5.70
SR30s-13														
SR20s-06	20 días de secado	14.99	48.6	1300	0.78	5.55	5.85	6.35	5.40	5.55	6.15	5.40	5.65	6.25
SR20s-07														
SR10s-09	10 días de secado	20.46	66.8	250	0.77	6.10	7.90	9.50	5.70	8.00	9.40	6.20	8.30	9.70
SR5s-01														
SR5s-10	5 días de secado	22.03	72.8	130	0.76	7.90	9.70	10.15	7.45	9.45	9.90	7.30	9.55	10.00
SR1s-03														
SR1s-08														
SR1h-02	1 día de humto	22.60	73.9	110	0.77	8.70	9.10	9.45	7.40	8.65	9.10	7.15	8.45	9.20
SR1h-03														
SR1h-05														
SR5h-03	5 días de humto	26.59	87.3	12	0.77	6.67	8.13	9.47	5.83	7.03	9.07	5.70	6.33	8.93
SR5h-06														
SR5h-11														
SR10h-02	10 días de humto	27.08	87.4	12	0.78	7.97	9.10	9.93	7.43	8.03	9.75	7.73	7.53	9.20
SR10h-06														
SR10h-11														
SR20h-06	20 días de humto	27.22	88.4	10	0.78	6.75	8.35	10.05	5.95	7.40	9.10	6.25	6.95	9.45
SR20h-11														
SR30h-05	30 días de humto	27.69	89.5	8	0.78	6.50	7.50	9.30	6.10	6.90	8.80	6.20	6.60	8.60

b) Curvas E – w y D – w, para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo ML).

Figura D1. Curva E – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.Figura D2. Curva E – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

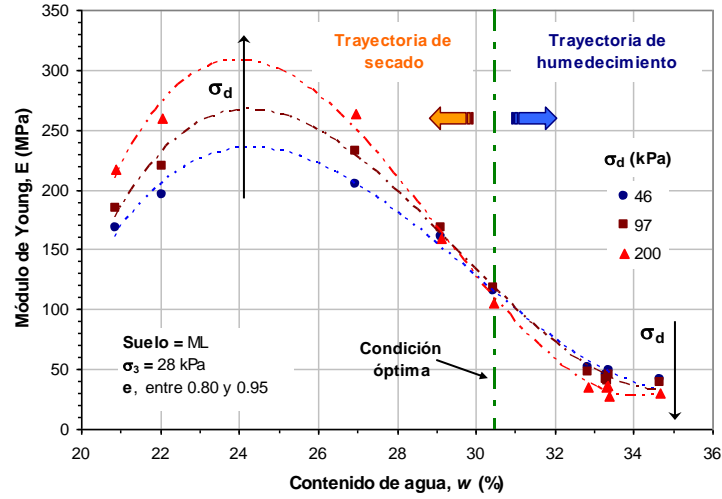


Figura D3. Curva E – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

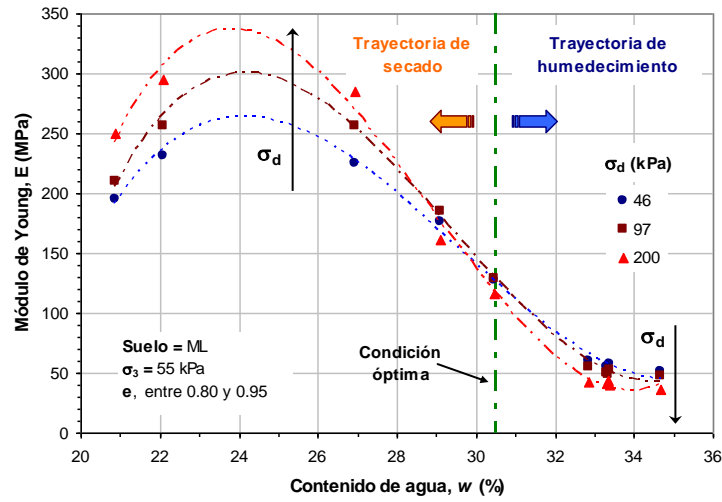


Figura D4. Curva E – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

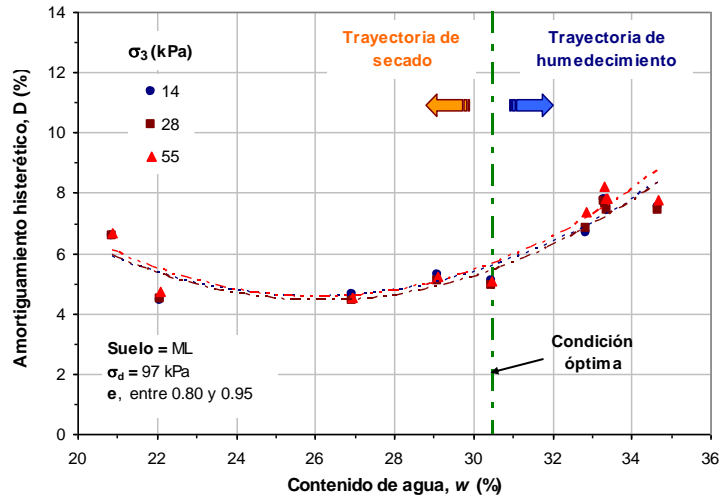


Figura D5. Curva D – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

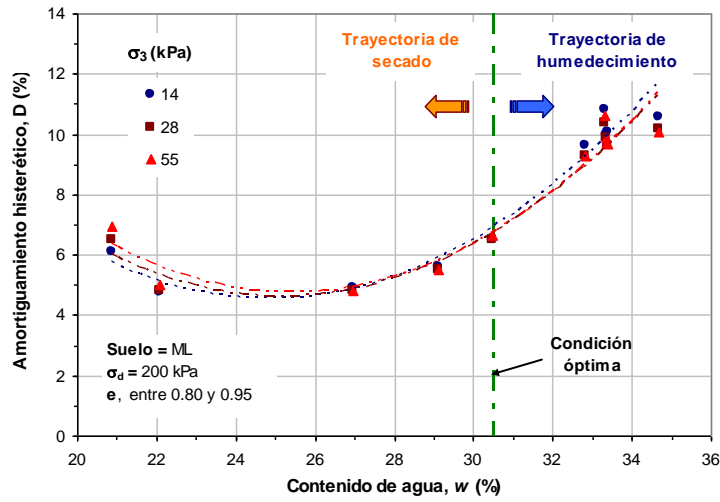


Figura D6. Curva D – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

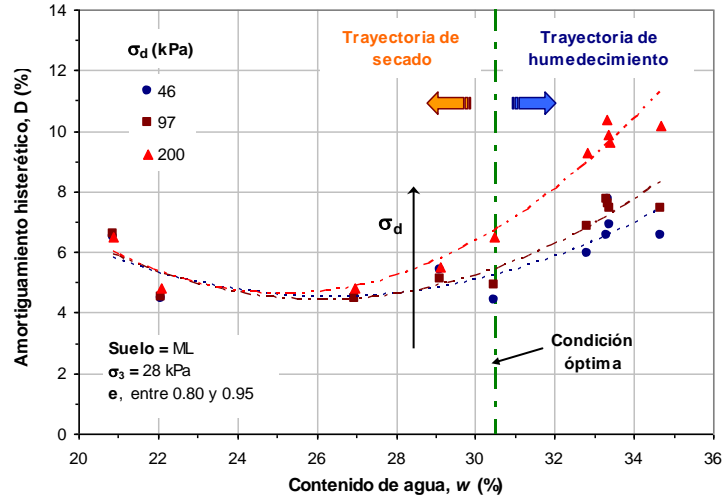


Figura D7. Curva D – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

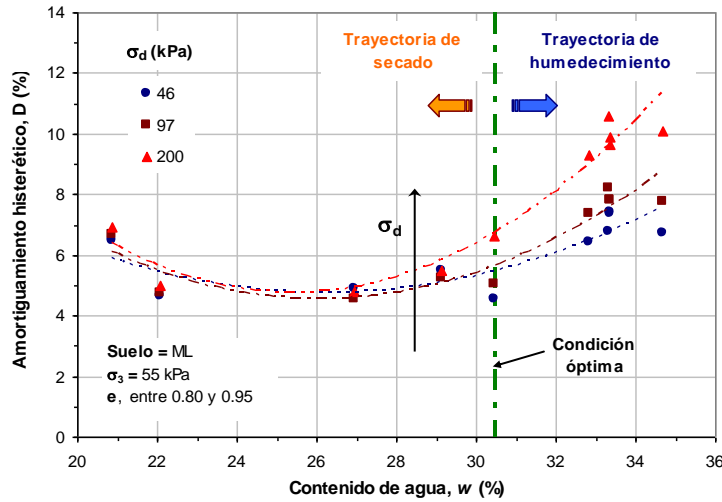


Figura D8. Curva D – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

c) Curvas E – w y D – w, para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo SM).

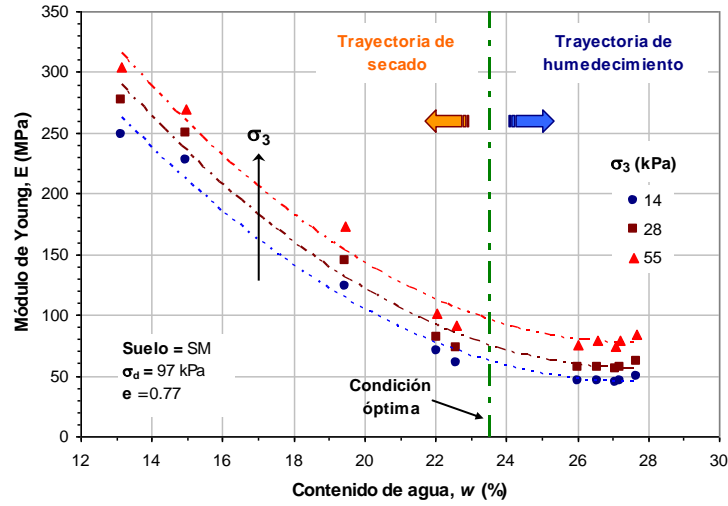


Figura D9. Curva E – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

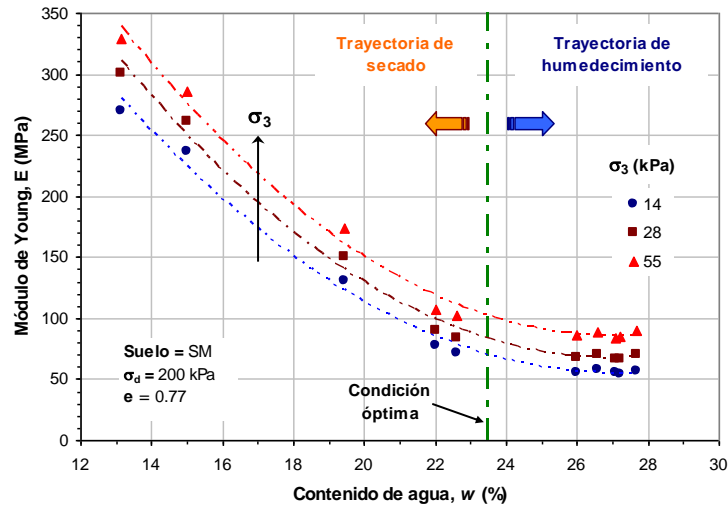


Figura D10. Curva E – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

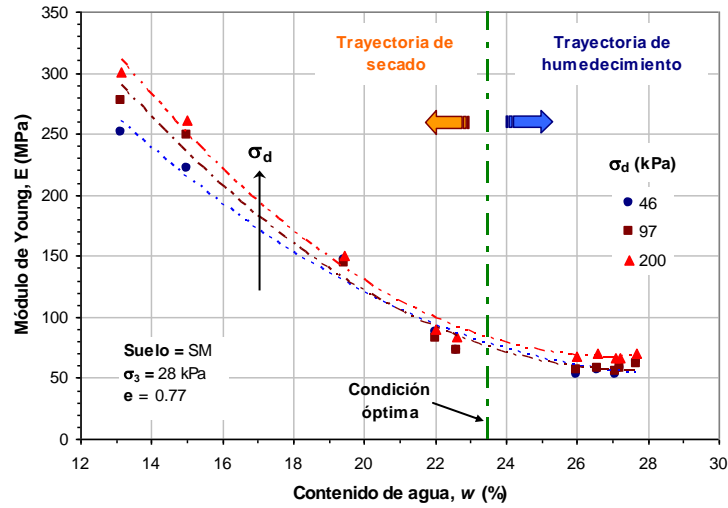


Figura D11. Curva E – w, para $\sigma_3 = 28 \text{ kPa}$ y $\sigma_d = 46, 97 \text{ y } 200 \text{ kPa}$.

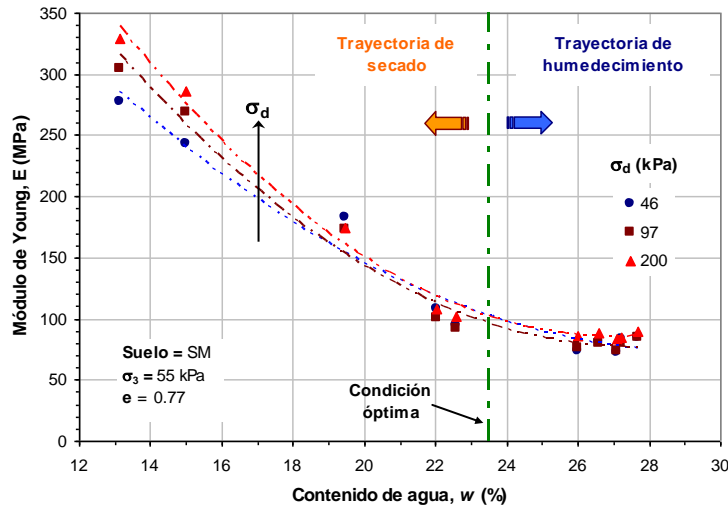


Figura D12. Curva E – w, para $\sigma_3 = 55 \text{ kPa}$ y $\sigma_d = 46, 97 \text{ y } 200 \text{ kPa}$.

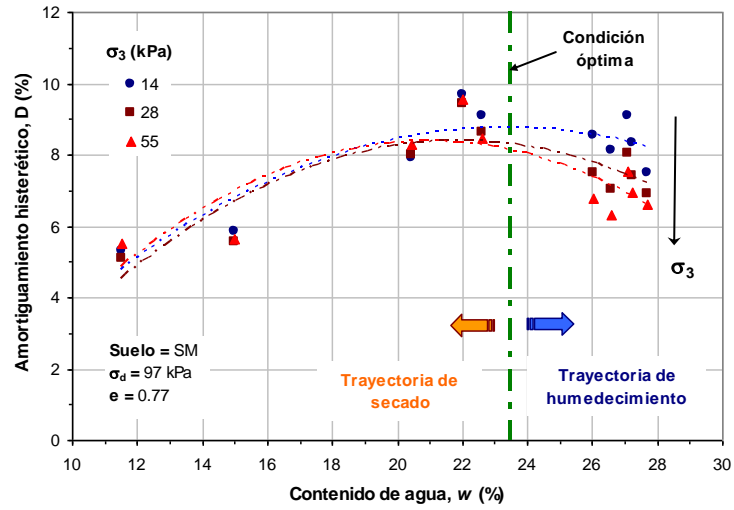


Figura D13. Curva D – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

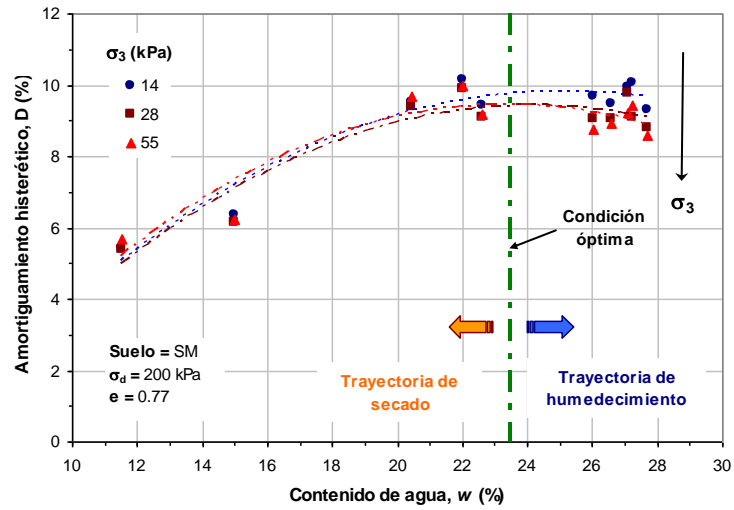


Figura D14. Curva D – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

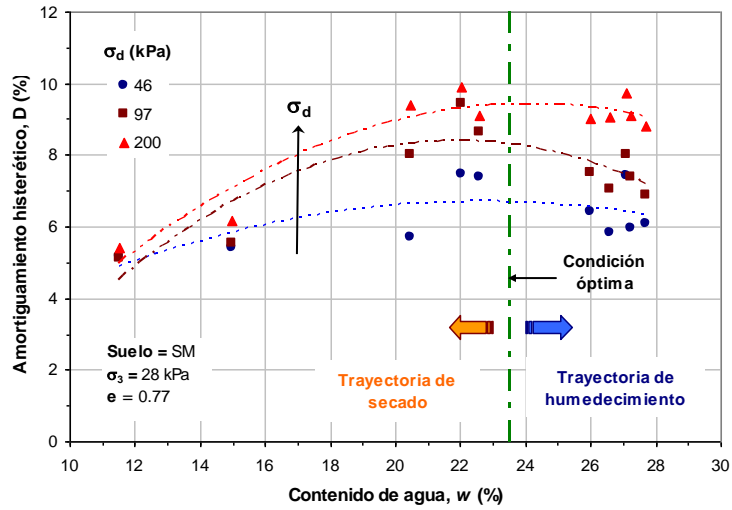


Figura D15. Curva D – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

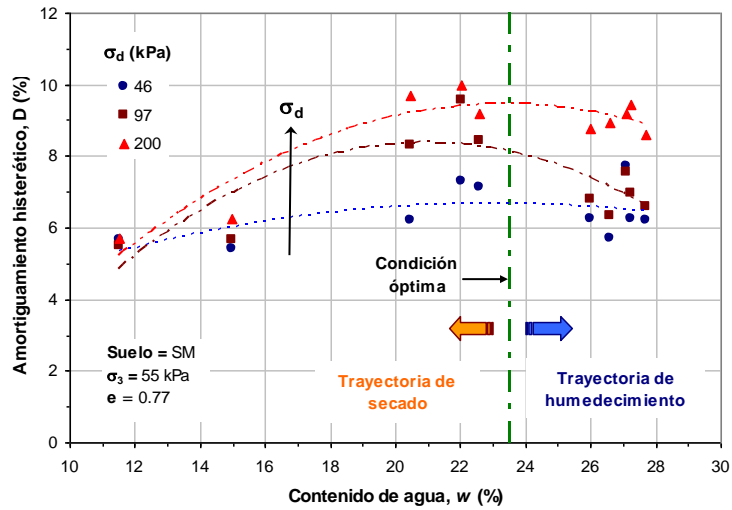


Figura D16. Curva D – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

d) Curvas E – ψ y D – ψ , para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo ML).

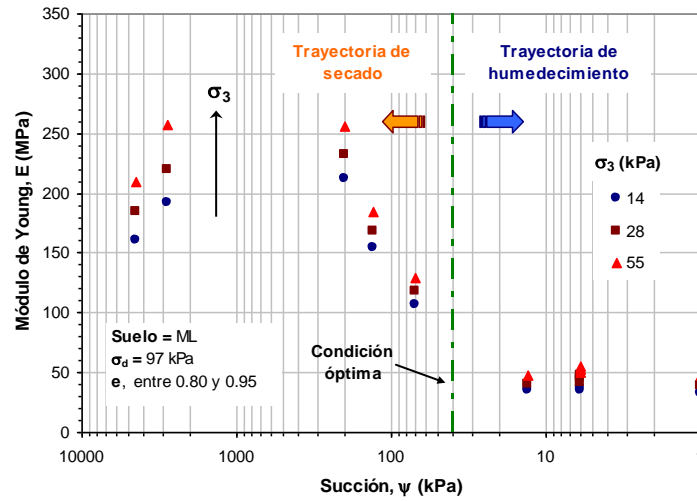


Figura D17. Curva E – ψ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

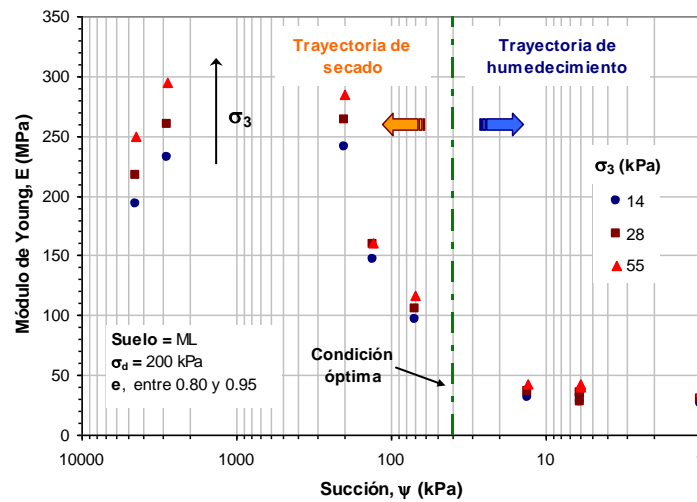


Figura D18. Curva E – ψ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

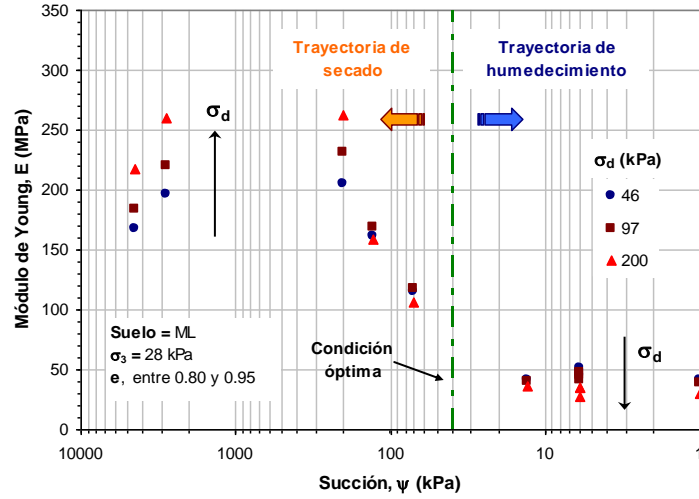


Figura D19. Curva E – ψ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

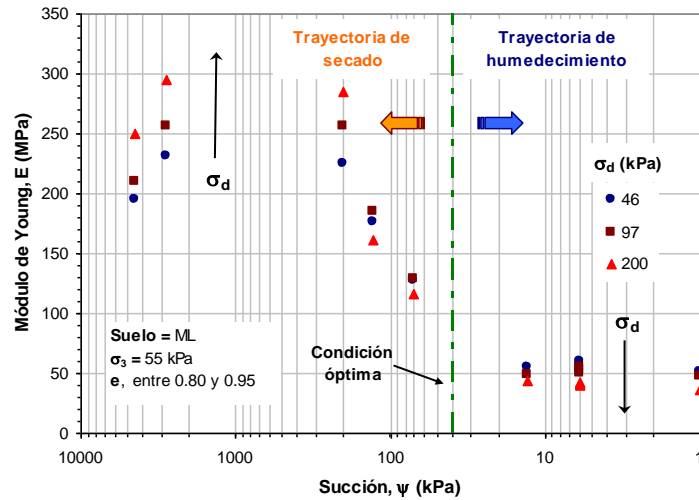


Figura D20. Curva E – ψ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

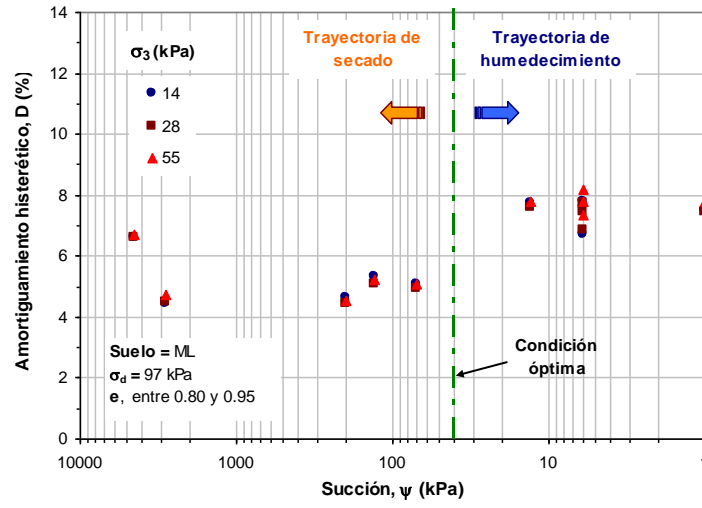


Figura D21. Curva D – ψ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

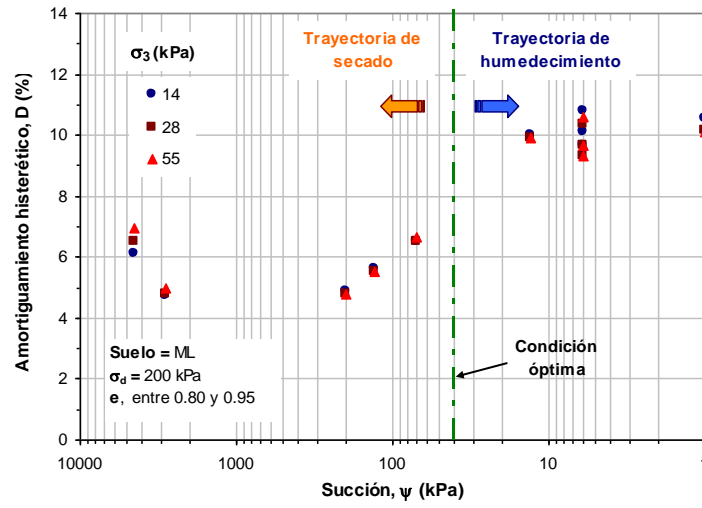


Figura D22. Curva D – ψ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

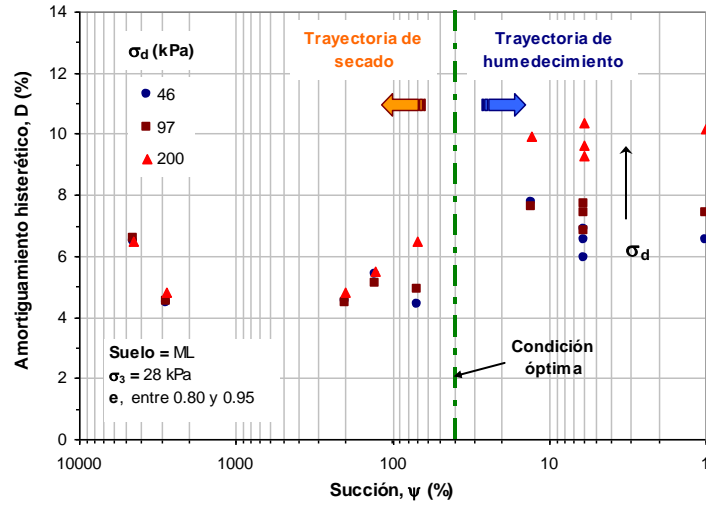


Figura D23. Curva D – ψ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

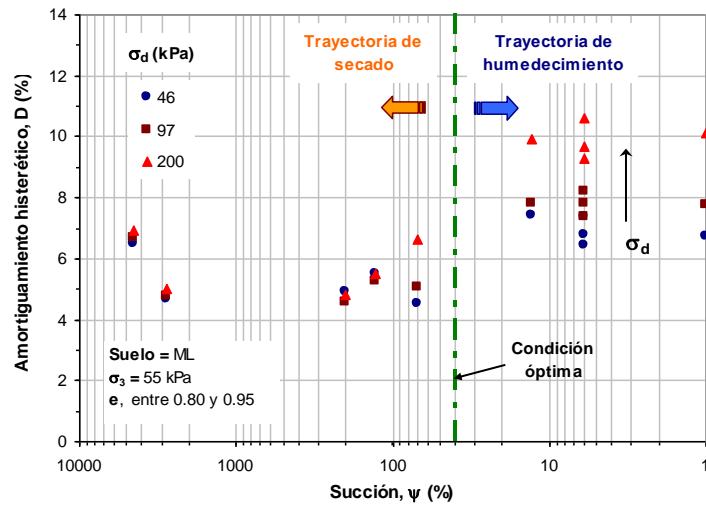


Figura D24. Curva D – ψ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

e) Curvas E – ψ y D – ψ , para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo SM).

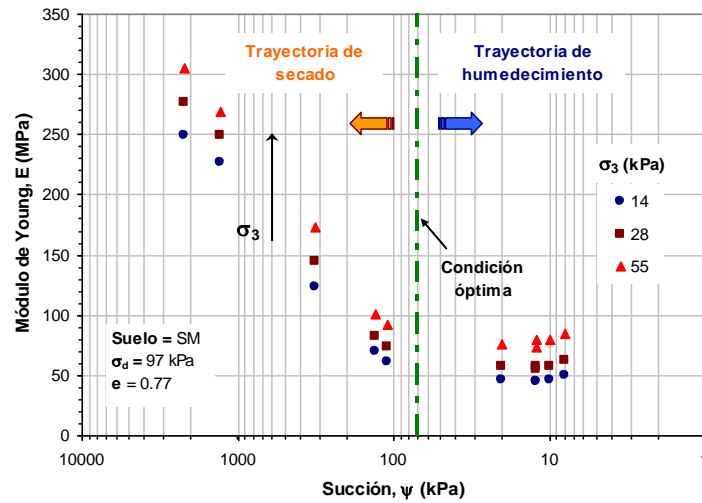


Figura D25. Curva E – ψ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

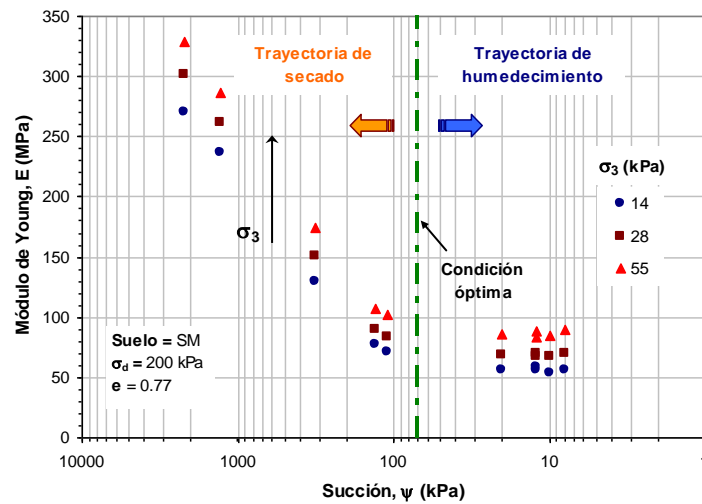


Figura D26. Curva E – ψ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

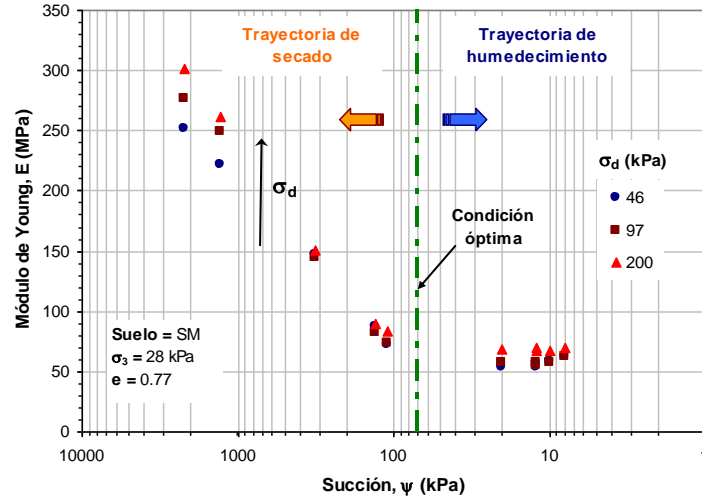


Figura D27. Curva E – ψ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

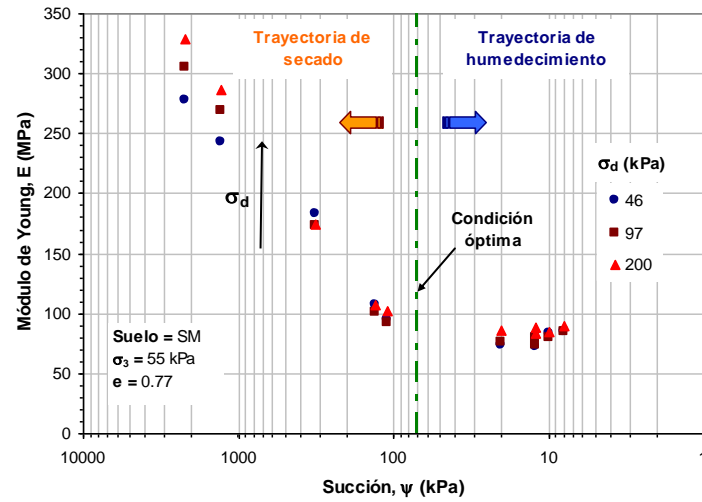


Figura D28. Curva E – ψ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

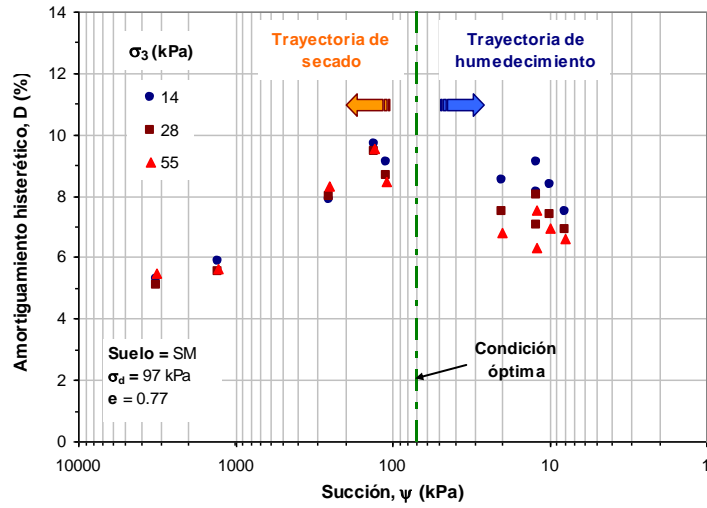


Figura D29. Curva D – ψ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

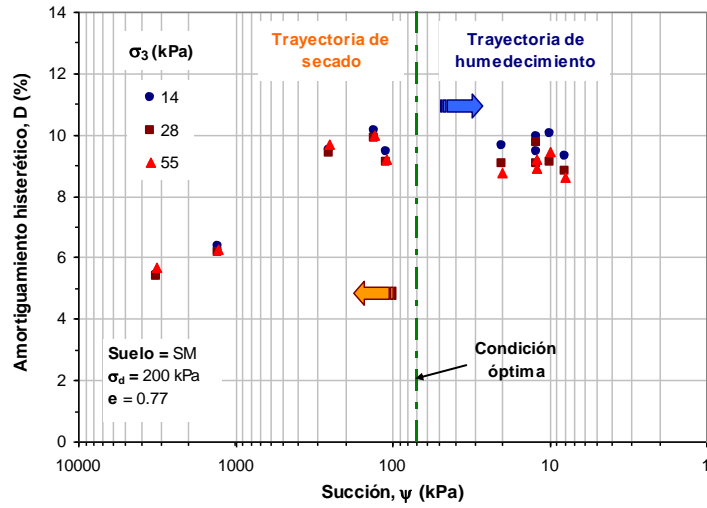


Figura D30. Curva D – ψ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa.

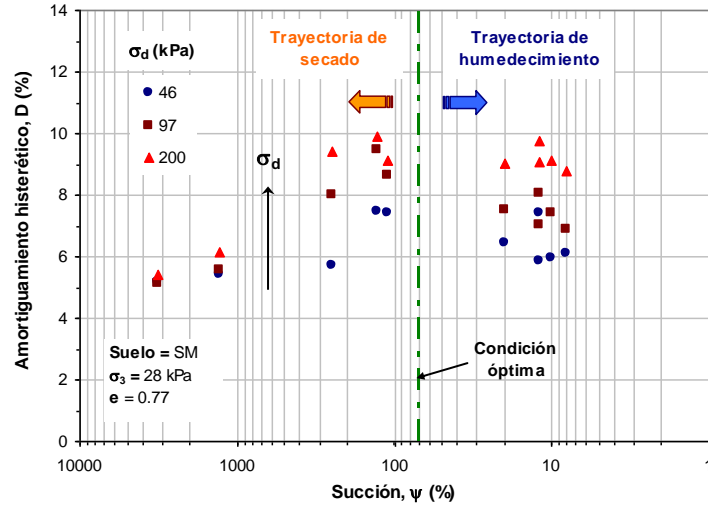


Figura D31. Curva D – ψ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.

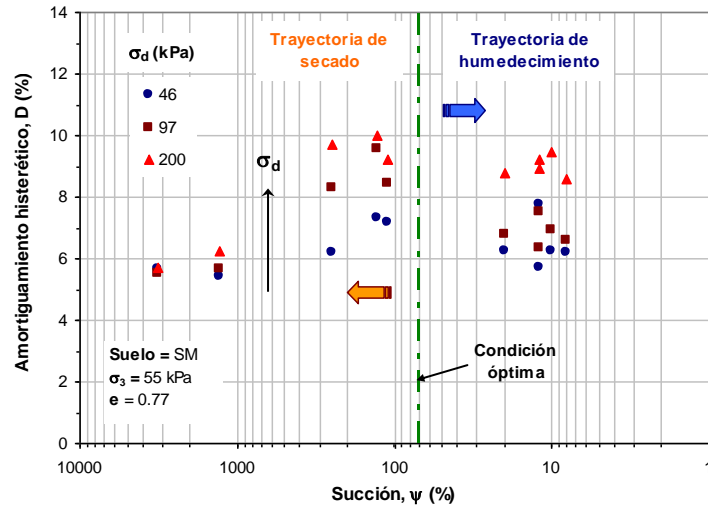


Figura D32. Curva D – ψ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa.



Carretera Querétaro-Galindo km 12+000
CP 76700, Sanfandila
Pedro Escobedo, Querétaro, México
Tel +52 (442) 216 9777 ext. 2610
Fax +52 (442) 216 9671

publicaciones@imt.mx

<http://www.imt.mx/>