



Certificación ISO 9001:2008 ‡

EL MÓDULO DE RESILIENCIA: Cómo fluctúa después de la construcción del pavimento y cómo estimar estas fluctuaciones

Natalia Pérez García
Paul Garnica Anguas
Noé Mestas Martínez

**Publicación Técnica No. 478
Sanfandila, Qro. 2016**

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

**EL MODULO DE RESILIENCIA: Cómo fluctúa
después de la construcción del pavimento y cómo
estimar estas fluctuaciones**

Publicación Técnica No. 478
Sanfandila, Qro. 2016

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, por la Dra. Natalia Pérez García, Dr. Paul Garnica Anguas y Noé Mestas Martínez.

El técnico Mario A. Pérez González participó en el desarrollo de las pruebas.

Contenido

Resumen	v
Abstract	vii
Resumen ejecutivo	ix
Introducción	1
Definición del problema	1
Objetivo general	2
Objetivos específicos	2
1 Marco teórico	3
1.1 El agua y el pavimento	3
1.2 Fluctuación del contenido de agua en las capas del pavimento	4
1.2.1 Mediciones directas de las variaciones de contenido de agua	4
1.3 Efecto de las variaciones de contenido de agua en las propiedades ingenieriles	15
1.3.1 Variación de las deflexiones	15
1.3.2 Variación de la deformación permanente	17
1.3.3 Variación del módulo de resiliencia	18
1.3.3.1 Modelos para predecir la variación del módulo de resiliencia	21
2 Materiales y procedimientos de prueba	27
2.1 Descripción de los materiales utilizados	27
2.2 Procedimientos de prueba	27
2.2.1 Propiedades índice y curvas de compactación	27
2.2.2 Módulo de resiliencia	28
3 Resultados y desarrollo del modelo	31
3.1 Propiedades índice	31
3.2 Curvas de compactación	31
3.3 Módulo de resiliencia	33
3.3.1 Características de los especímenes de prueba	33
3.4 Modelos constitutivos para representar los resultados de M_r	38
3.5 Desarrollo del nuevo modelo	41
4 Conclusiones	49
Bibliografía	51

Resumen

El desempeño de un pavimento puesto en operación depende de diferentes variables, entre ellas se pueden mencionar los niveles de carga de los vehículos que transitan sobre él, el control de calidad realizado durante la construcción, las condiciones climáticas, el comportamiento de los materiales utilizados en cada una de las capas, etc. Con respecto al último, los materiales (base, subbase y subrasante) pueden experimentar fluctuaciones en su contenido de agua, lo que se traduce en un cambio de rigidez (cuantificado en el diseño del pavimento con el parámetro módulo de resiliencia); a su vez estos cambios pueden evolucionar a daños severos de la superficie del pavimento.

Para poder introducir la fluctuación del módulo de resiliencia (o rigidez) en el diseño de la estructura, se requiere de un modelo que indique cómo se presenta este proceso. En la literatura se han publicado varios modelos, pero estos han sido determinados para suelos de otros países. En este documento, los autores proponen un nuevo modelo que indica cómo cambia el módulo de resiliencia de algunos suelos finos cuando hay variaciones en el contenido de agua. El modelo está en función de la variación del contenido de agua ($w-w_{opt}$) y de la relación de esfuerzos (σ_d/σ_3).

Abstract

The performance of a pavement structure put into operation depends on several variables, among them are: the loads applied by the vehicles traveling on the surface, the quality control and quality assurance carried out during the construction stage, the climatic conditions, the behavior of materials of each layer, etc. Regarding the last variable, materials such as granular base, subbase and subgrade (unbound materials) will experience a seasonally change in their water contents, this leads to a change in stiffness (quantified as resilient modulus for design purposes). These changes in turn may develop into serious damages of the pavement surface.

To introduce such fluctuation of stiffness in the pavement design, it is required to build a model showing how this process occurs. In the literature there have been several models, but they have been determined for soils from other countries. In this document, the authors propose a model that indicates how the resilient modulus of fine-grained soils changes when water content changes. The model is function of the variation of water content ($w-w_{op}$) and the stress ratio (σ_d/σ_3).

Resumen ejecutivo

El diseño del espesor de los materiales de base, subbase y subrasante se lleva a cabo tomando en cuenta el módulo de resiliencia obtenido en probetas preparadas con las condiciones de contenido de agua y peso volumétrico similares a lo que se tendrá después de que el material es compactado en campo. Sin embargo, esta condición inicial no se mantendrá durante la vida útil de la estructura, por el contrario, este parámetro (y otras propiedades) variará dependiendo de las condiciones climáticas.

En el primer capítulo de esta investigación se muestran primeramente varios estudios en los que se indica cómo se presentan las variaciones de contenido de agua en algunas secciones de pavimento que fueron instrumentados. Los estudios han sido llevados a cabo tanto en pavimentos carreteros como en pavimentos de aeropuertos. En este mismo capítulo se exponen resultados de las variaciones de deflexiones, deformación permanente y módulo de resiliencia de materiales que experimentan variaciones en contenido de agua. Especial énfasis se da a los modelos que se han presentado en la literatura para poder estimar el módulo de resiliencia de materiales que sufren cambios en contenido de agua.

En la parte restante del trabajo se describen los materiales utilizados en la investigación, los procedimientos utilizados tanto para caracterización y preparación de especímenes de prueba. Asimismo se describe a detalle el proceso de acondicionamiento de los especímenes. Se describe además el equipo triaxial y el procedimiento para llevar a cabo la prueba de módulo de resiliencia.

Posteriormente se presentan los resultados de módulo de resiliencia obtenidos para las diferentes condiciones de contenido de agua. Los resultados promedio de todas las pruebas se graficaron como una relación entre relación de esfuerzo (σ_d/σ_3) contra módulo de resiliencia. Los datos se ajustaron con un modelo potencial y se obtuvieron los valores de las constantes de ajuste (k_1 y k_2). Se encontró posteriormente que k_1 puede relacionarse directamente con el contenido de agua; el valor de k_2 presentó una variación muy estrecha por lo que se le asignó un valor promedio de -0.25.

El modelo para estimar el módulo de resiliencia se presenta finalmente en función de la relación de esfuerzos (σ_d/σ_3) y la variación del contenido de agua con respecto al contenido de agua óptimo.

Introducción

Definición del problema

Durante muchos años, los periodos de sequía, lluvia y caída de nieve fueron bien conocidos. Sin embargo, en los últimos años y debido a la contaminación ambiental que el hombre ha provocado en la tierra, la lluvia no sólo se presenta de forma aleatoria sino que su intensidad es cada vez menos predecible. Esto ha traído como consecuencia daños severos a la infraestructura del transporte, dejando en muchas ocasiones ciudades enteras incomunicadas (ver fotografías).



Fotografías del daño a estructuras de pavimento debido a lluvias intensas

Si el ingeniero pretende tomar en cuenta estos eventos en el diseño de la infraestructura vial, primeramente debe conocer de qué manera las lluvias o las sequías afectan las propiedades de diseño de los materiales. Por esto, en varios países tanto de Europa como de la Unión Americana se han instrumentado varias secciones de pavimento para llevar a cabo mediciones de propiedades de materiales en un periodo largo de tiempo, además, bajo condiciones reales de trabajo de las carreteras. Afortunadamente, en los últimos años el uso de la computadora y el avance tecnológico que se ha tenido en el desarrollo de instrumentos de medición han permitido avances importantes en el conocimiento del comportamiento del pavimento y sus componentes estructurales.

De los estudios de campo presentados en la literatura se pueden observar los rangos de variación del contenido de agua en estructuras instrumentadas. Esto hace posible que en laboratorio se puedan replicar estas condiciones para determinar las afectaciones del contenido de agua en las propiedades mecánicas de los materiales y como consecuencia plasmarlas en el diseño mediante modelos.

OBJETIVOS

Objetivo general

Desarrollar un modelo que indique cómo el módulo de resiliencia cambia si se presentan variaciones de contenido de agua debidos a humedecimiento o secado.

Objetivos específicos

1. Llevar a cabo la investigación bibliográfica sobre variaciones de contenido de agua en los materiales que conforman el pavimento y cómo estas variaciones afectan a las propiedades mecánicas.
2. Llevar a cabo la caracterización de los materiales utilizados en la investigación.
3. Desarrollar las pruebas de módulo de resiliencia en especímenes que se hayan sometido a humedecimiento o secado.
4. Desarrollo del modelo que represente la variación del módulo de resiliencia con el contenido de agua.

1 Marco teórico

1.1 El agua y el pavimento

El problema que puede generar el agua en las carreteras es conocido desde hace siglos. De hecho, la razón de por qué las calzadas romanas eran tan durables es el cuidado que se ponía en el diseño y ejecución de un sistema de drenaje adecuado, que básicamente consistía en colocar zanjas longitudinales a los lados del pavimento (Bañón y Beviá, 2000).

Durante las primeras tres décadas del Siglo XIX dos ingenieros británicos, Thomas Telford y John McAdam y un francés, Pierre-Marie-Jérôme Trésaguet perfeccionaron los métodos y técnicas de construcción de caminos. John McAdam señalaba que un terreno bien drenado podía soportar cualquier carga. En su sistema de construcción de carreteras, él colocaba una capa roca triturada (directamente sobre un cimiento de suelo) que se elevaba del terreno circundante para asegurar un correcto flujo de agua (Bañón y Bevia, 2000). Por su lado, el ingeniero escocés Thomas Telford que trabajó en el Reino Unido y otros países europeos (entre los años 1800 y 1830), ya diseñaba sus pavimentos de tal forma que tuvieran una superficie impermeable, haciendo que la carretera tuviera una pendiente hacia los bordes para permitir el flujo de agua (Dawson, 2008). Telford a diferencia de McAdam se preocupó más por la capacidad de carga de la cimentación de tal manera que en ésta colocaba material resistente, como roca (Bañón y Bevia, 2000).

A diferencia de los ingleses Telford y McAdam, el francés Pierre-Marie-Jérôme reducía espesores y diseñaba cada capa bombeada, de tal manera que el punto más alto era el centro del camino; esto permitía mejor flujo de agua (Bañón y Beviá, 2000).

A pesar de las tempranas evidencias de la importancia del drenaje, las lecciones no han sido siempre apreciadas ya que las carreteras aún siguen presentando fallas prematuras debidas en algunos casos al mal funcionamiento de las obras de drenaje. Arthur Cedergren –un ingeniero americano- dijo: Existen tres cosas que los caminos requieren: “drenaje, drenaje y más drenaje” (Cedergren, 1974, 1994, citado por Dawson, 2008).

En los siguientes incisos, se presenta una recopilación de información que se ha publicado con respecto a cómo se presentan las variaciones de contenido de agua en los materiales que conforman un pavimento, así, también los modelos matemáticos que se han propuesto para predecir estas variaciones.

1.2 Fluctuación del contenido de agua en las capas del pavimento

Los cambios en contenido de agua en los materiales que forman las capas del pavimento, especialmente el exceso, en combinación con las cargas del tránsito pueden reducir de forma importante la vida útil del pavimento. Las fallas asociadas con cambio de contenido de agua se presentan en varios países, sin embargo, existen evidencias que sugieren que los pavimentos de espesor importante presentan menos daño que los que tienen una capa de rodadura muy delgada (Hall y Crovetti, 2007, citados por Charlier et al., 2008). También se ha estimado que el 80% de los problemas encontrados en los pavimentos están relacionados con la presencia de agua (Birgisson y Ruth, 2003, citados por Carrera et al., 2009). Por lo tanto, es importante evaluar las variaciones de contenido de agua en los materiales que conforman las capas del pavimento ya sea con mediciones directas o usando modelos. A continuación se resumen estos dos métodos.

1.2.1 Mediciones directas de las variaciones de contenido de agua

De acuerdo con Bayomy y Salem (2004), las variaciones de contenido de agua que se presenten en los materiales no ligados que conforman las capas del pavimento dependen de factores tales como clima, tipo de pavimento, tipo de suelo, temperatura, vegetación, precipitación, etc. Los métodos directos son los más adecuados para determinar tales variaciones. Este tipo de mediciones se han llevado a cabo en varios países, por ejemplo, Redus (1957) (citado por Dempsey y Elzeftawy, 1976) basado en un estudio realizado en 13 aeropuertos localizados en zonas sin congelamiento, encontró que la humedad puede incrementarse o reducirse después de la construcción y parece estabilizarse después de 2 años; posteriormente presenta pequeñas fluctuaciones.

En un estudio de condiciones de humedad bajo pavimentos rígidos en Missouri, se encontró que las variaciones de contenido de agua en la parte superior de la subbase y subrasante fueron mayores que los que se registraron a mayor profundidad (Guinnee y Thomas, 1955; citado por Dempsey y Elzeftawy, 1976).

Por su parte, Chu y Humpries (1971) indicaron que los contenidos de agua en pavimentos del Sur de Carolina variaban con la estación del año, tipo de suelo y localización dentro del sistema de pavimento (Figura 1.1).

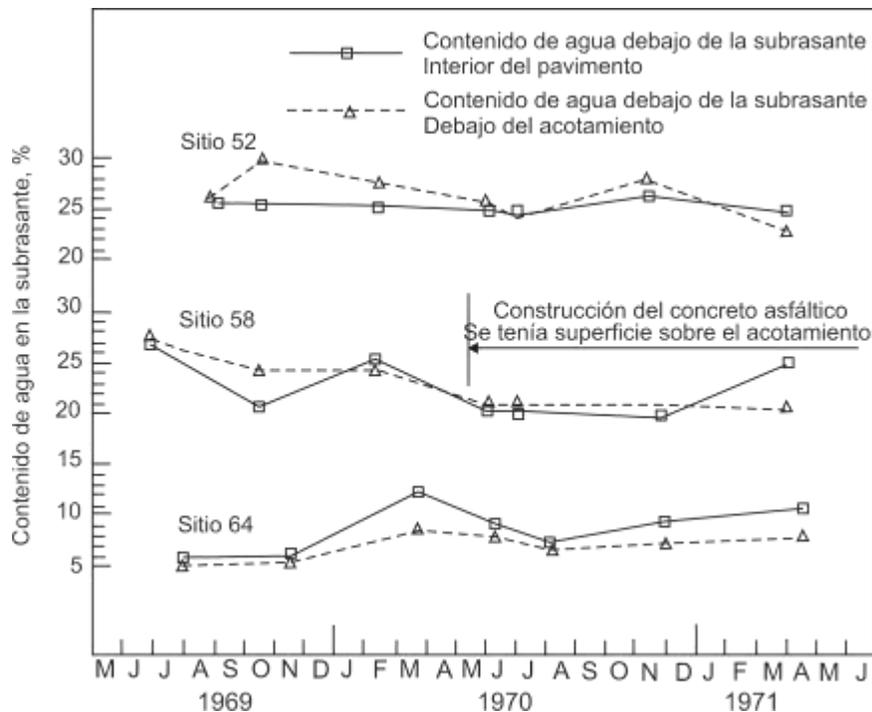


Figura 1.1
Variaciones de contenido de agua en la subrasante con respecto al tiempo
(Chu y Humpries, 1971)

Atchison y Richards (1965) (citados por Dempsey y Elzeftawy, 1976) basados en estudios de humedad de subrasantes en Australia, indicaron que la estabilidad de la humedad debajo de la mayor parte de los pavimentos era similar en todos los sitios, aunque las condiciones de clima fueran diferentes.

Marks y Haliburton (1969) (citados por Bayomy y Salem, 2004), reportaron variaciones de contenido de agua en las subrasantes de dos pavimentos. El tipo de suelo de las subrasantes era arcilla de alta compresibilidad (CH); los pavimentos referidos se encontraban en zonas donde no se presentaba congelamiento importante. Estos autores concluyeron que aunque ambas subrasantes presentaban fluctuaciones estacionales de contenido de agua, tendían a un valor de equilibrio igual a 1.1 a 1.3 el límite plástico del suelo (Figura 1.2). Las variaciones de contenido de agua en pavimentos menos permeables (Figura 1.2) se atribuyeron a filtraciones, mientras que las variaciones de contenido de agua en pavimentos más impermeables se atribuyeron a capilaridad y cambios estacionales en el nivel freático (Figura 1.3).

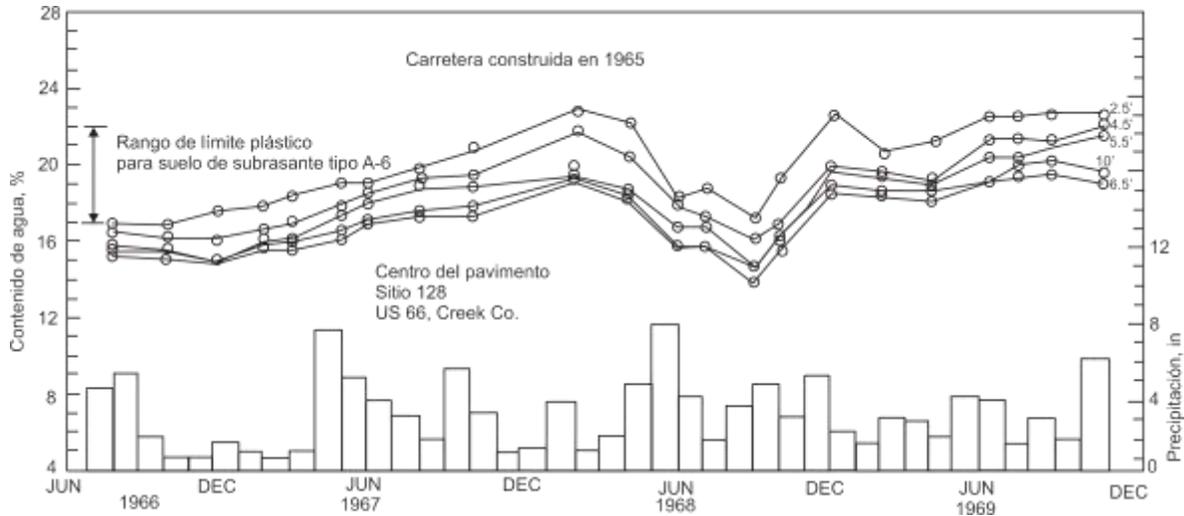


Figura 1.2
Cambios en contenido de agua en material de subrasante por debajo de un pavimento flexible. Cambios atribuidos a capilaridad (Marks y Haliburton, 1969)

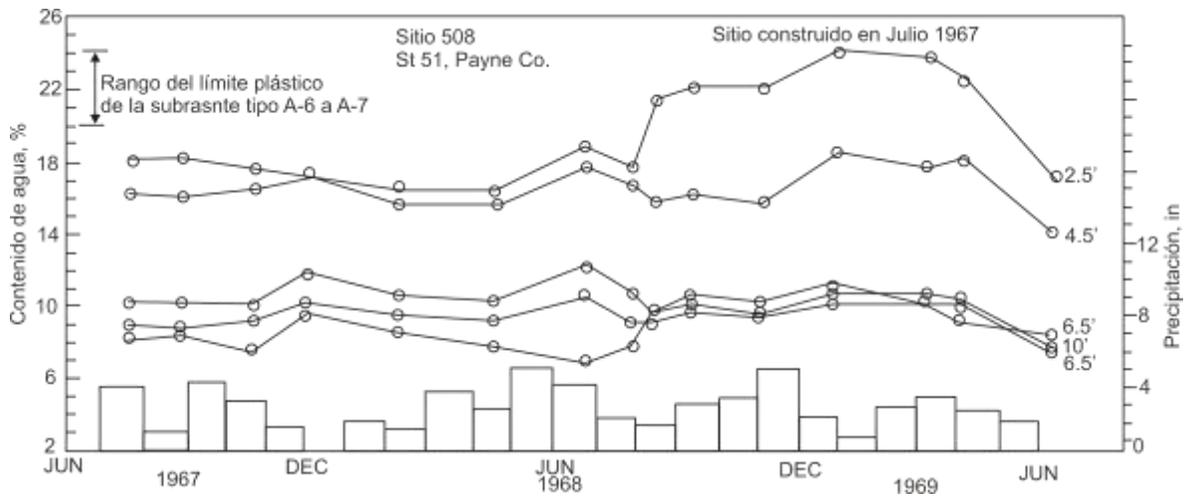


Figura 1.3
Cambios en el contenido de agua debajo de un pavimento de concreto hidráulico. Los cambios se atribuyeron a infiltración (Marks y Haliburton, 1969)

Bayomy y Salem (2004) señalaron que en Pensilvania se llevaron a cabo mediciones de contenido de agua en materiales de subrasante no sujetos a congelamiento. Las mediciones se realizaron a 1.52 m de profundidad en ocho sitios entre 1970 y 1973 (Cumberledge et al., 1974, citado por Bayomy y Salem, 2004). La Figura 1.4 muestra los resultados en donde se observa que los suelos tipo arena son los que experimentaron los incrementos de contenido de agua mayores (3 ó 4%), mientras que la arcilla exhibió cambios de uno por ciento.

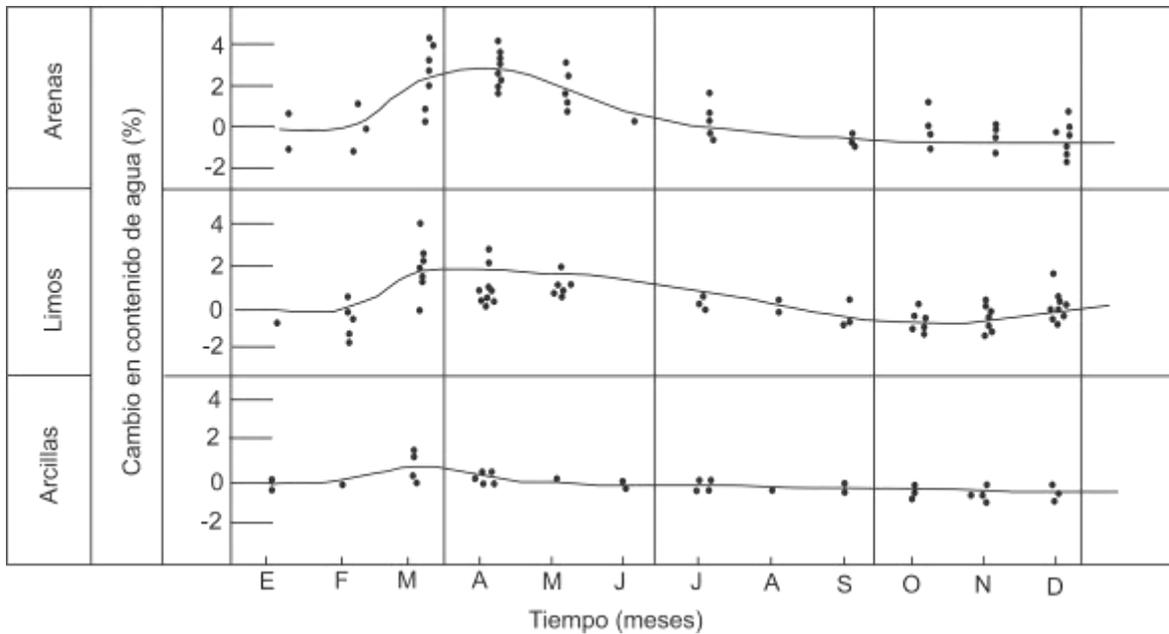


Figura 1.4
Variaciones estacionales de contenido de agua en subrasantes de pavimentos de Pensilvania (Cumberledge et al., 1974 citado por Bayomy y Salem, 2004)

Kersten (1944) (citado por Dempsey y Elzeftawy, 1976) resumió varios datos de humedad de campo -los datos se obtuvieron de las seis pulgadas superiores de la subrasante- de la siguiente manera:

- El grado de saturación existente en las subrasantes de varios proyectos en seis estados, mostraron un valor promedio de 73%. El rango general variaba entre 60 y 81%. 15% de las pruebas presentaban valores de saturación de 90% o mayores.
- Los suelos de subrasante en donde se presentó alto grado de saturación fueron arcilla o arcilla limosa.
- Los porcentajes de saturación variaban con la textura del suelo. En general, son más altos para arcillas.
- Los suelos A-6 y A-7 alcanzaron mayores grados de saturación que los del grupo A-1, A-2 y A-4.
- Aproximadamente 17% de las determinaciones mostraron contenidos de agua en exceso del límite plástico.

- Los suelos con textura fina mostraron una tendencia a alcanzar contenidos de agua en exceso de su límite plástico. Los limos loésicos tendían a alcanzar contenidos de agua cercano al límite plástico.
- Los contenidos de agua óptimos fueron excedidos por los contenidos de agua de campo en un tercio de las mediciones reportadas.

Kersten (1945) (citado por Dempsey y Elzeftawy, 1976) realizó otro estudio de condiciones de humedad en pavimentos de aeropuertos (flexibles y rígidos) localizados en el sureste, medioeste y suroeste de Estados Unidos. Sus observaciones fueron las siguientes:

- El contenido de agua del 25% de las arenas, 70% de las arenas limosas y del 90% al 100% de los suelos puramente arcillosos excedían el contenido de agua óptimo.
- En regiones áridas y semiáridas los valores de saturación no eran altos para ninguno de los suelos. Menos del 5% eran mayores al límite plástico. 6% de las arenas, 40% de los limos arenosos y 60% de los suelos arcillosos tenían contenidos de agua en exceso del contenido de agua óptimo.
- Comparaciones de contenidos de agua en suelos similares pero bajo pavimentos flexibles o rígidos (en el mismo aeropuerto), en general, indicaron contenidos de agua más altos bajo pavimentos de concreto. En promedio, los grados de saturación diferían en un 10%.

Entre los estudios más actuales sobre variaciones de contenidos de agua se encuentran los del programa estratégico de investigación en carreteras (por sus siglas en inglés SHRP). Para este proyecto el departamento de Transporte de Ohio construyó un pavimento de prueba en la Ruta 23 al norte de Delaware. Este pavimento estaba constituido por cuarenta secciones de prueba en las cuales se varió el espesor del pavimento, tipo de pavimento, el espesor de la base y el tipo de drenaje (Kelley, 1999). Con respecto al tipo de bases, éstas fueron base densa (DGAB), base permeable tratada con asfalto (PATB), base tratada de asfalto (ATB) y base de concreto simple (LCB). 18 secciones se instrumentaron para llevar a cabo mediciones de contenido de agua con dispositivos tipo Time Domain Reflectory (TDR). En estas secciones, los sensores TDR se colocaron a la mitad de la base cuando ésta era una base densa o a 6 in por debajo de la subrasante cuando se tenían los otros tipos de base.

Cuando se tenían bases densas y sin drenaje, se observó que los contenidos de agua en este material sí presentaron fluctuaciones, registrando valores mínimos de 7% aproximadamente y valores máximos de 20% (Figura 1.5). Con respecto a la subrasante, en ésta se presentó un contenido de agua aproximadamente constante hasta abril de 1998, posteriormente se observó un incremento aproximado de 7% máximo.

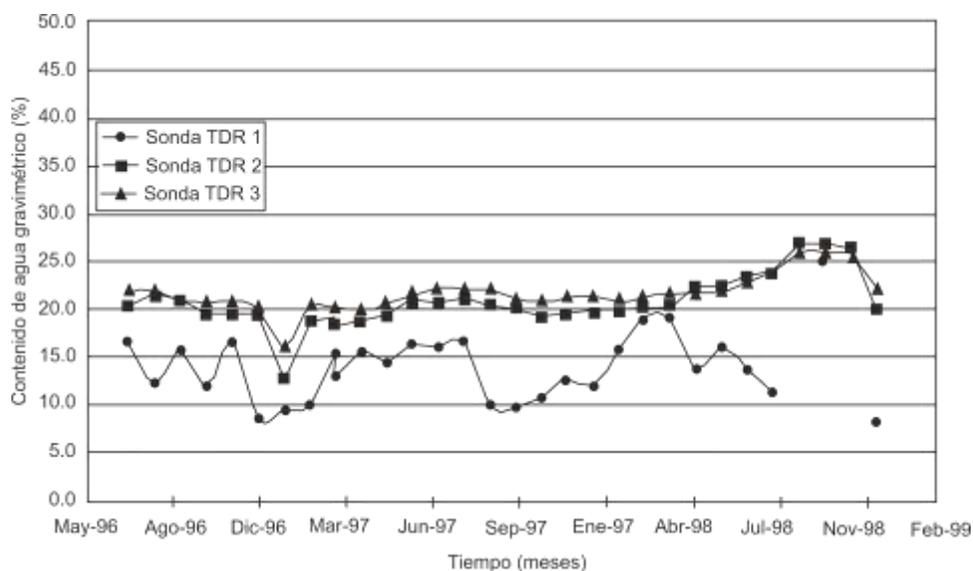


Figura 1.5
Contenido de agua gravimétrico en la sección 390203 (Kelley, 1999)

En otra sección con el mismo tipo de base -base DGAB- pero con drenaje, se obtuvieron resultados similares (Figura 1.6). En este caso, sí se observó que las oscilaciones de contenido de agua en la base no fueron mayores a un 4% (TDR 1). De igual manera, en la subrasante, las fluctuaciones de contenido de agua son pequeñas (TDR 2 y 3). De los resultados de esta figura se constata que un buen drenaje trae como consecuencia pequeñas variaciones de contenido de agua en los materiales.

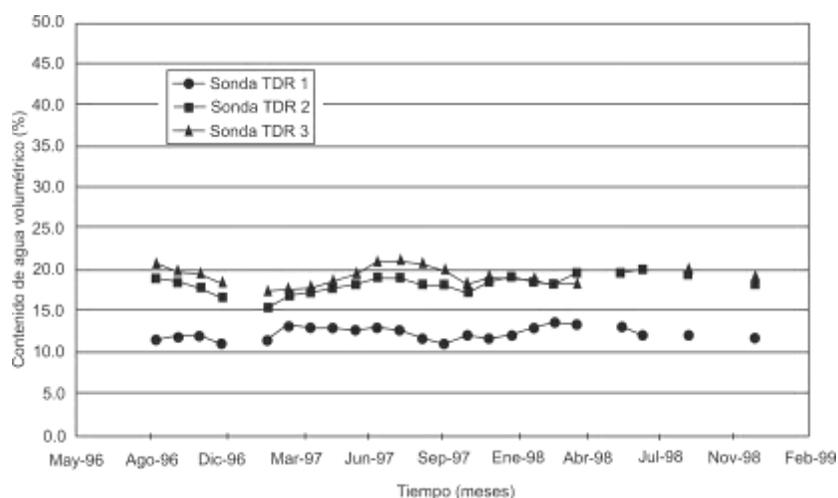


Figura 1.6
Contenido de agua gravimétrico en la sección 390263 (Kelley, 1999)

Para el caso de un pavimento con 8 in de concreto y con 6 in de base de concreto simple, los contenidos de agua se determinaron sólo en la subrasante a 6, 12 y 18 in de profundidad. Estos indicaron valores muy similares en las tres profundidades, además, el contenido de agua presentó variaciones muy pequeñas hasta abril de 1998. A partir de ese mes, el contenido de agua se elevó en un 5% aproximadamente, pero a partir de julio de 1998 nuevamente se presentó una reducción (Figura 1.7).

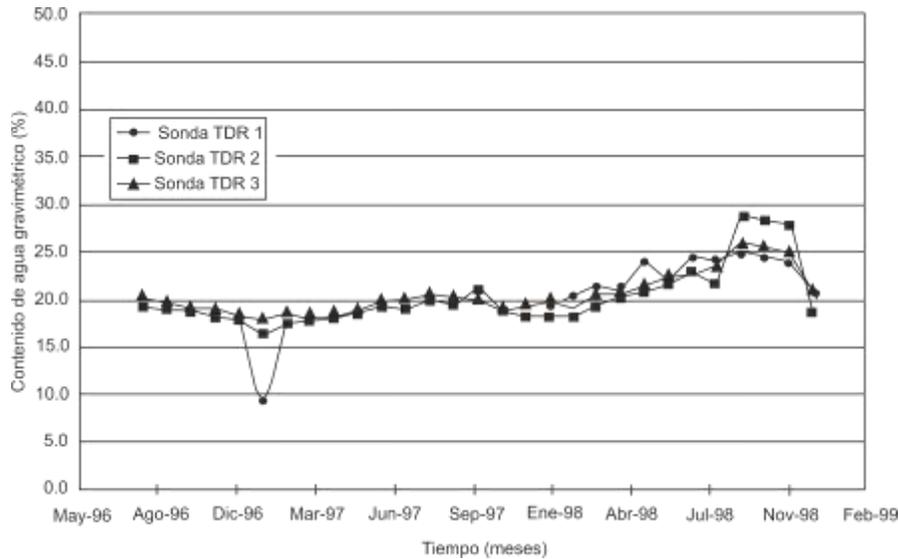


Figura 1.7
Contenido de agua gravimétrico en la sección 390205 (Kelley, 1999)

Bayomy y Salem (2004) llevaron a cabo estudios en cinco sitios de Idaho (Estados Unidos). Las características de las secciones de pavimento se resumen en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1
Espesor de las capas y características de las subrasantes

Sitio	Lewiston	Moscow		Worley	Pack River		Weiser	
Prueba	1	2 ^a	2B	3	4A(S)	4B(N)	5A	5B
Año de construcción	97	96	96	88	98	99	99	
Espesor de carpeta, in	6	4.8	4.8	7	6	12	6	6
Espesor de base, in	-	6	27.6	-	-	-	6	12
Espesor de la capa de roca, in	20	21.6	0	21	24 (river cap)	No definido	6	0
Tipo de subrasante	Relleno granular	CL	CL	Limo y limo arcilloso	Limo lacustre y grava limosa	Limo lacustre	ML	ML
% Pasa 4	100	100	100	100	100	100	100	100
% Pasa 10	100	100	100	100	100	100	100	100
% Pasa 40	100	100	100	100	100	100		
%Pasa 200	62	98	98	82	29.5	92	70	70
LL, %	25	30.3	30.3	40.2	NP	NP	39.8	39.8
Pl, %	NP	8	8	18.4	NP	NP	9.6	9.6
Clasificación AASHTO	A-4	A-4	A-4	A-6	A-2-4	A-4	A-4	A-4
Clasificación SUCS	ML	CL	CL	CL	SM	ML	ML	ML

Los resultados de este estudio indicaron que los cambios estacionales de contenido de agua son mayores en el sitio Worley y en el de menor variación es del Weiser (Figura 1.8).

EL MÓDULO DE RESILIENCIA: Cómo fluctúa después de la construcción del pavimento y cómo estimar estas fluctuaciones

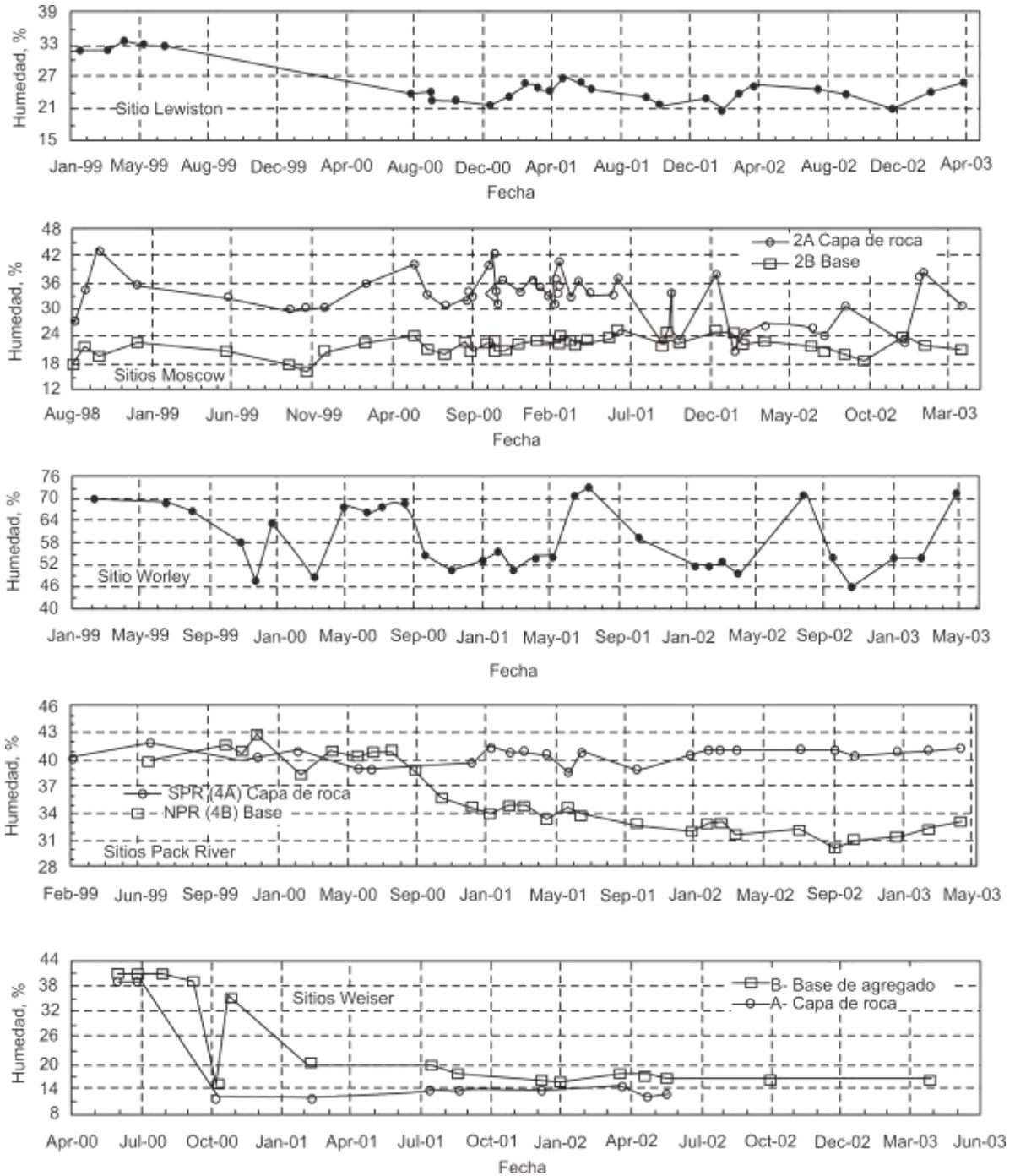


Figura 1.8
Contenido de agua volumétrico de la subrasante con respecto al tiempo para diferentes sitios de Idaho

En este mismo estudio los autores muestran cómo se modifica el contenido de agua si el nivel de aguas freáticas varía. La Figura 1.9 muestra el registro de dos sitios. En ésta se ve claramente las fluctuaciones del nivel freático y los contenidos

de agua volumétrico (los contenidos de agua se midieron a 4.5 ft con respecto a la superficie). Los resultados indican que un cambio positivo en el nivel freático está acompañado por un cambio similar en el contenido de agua.

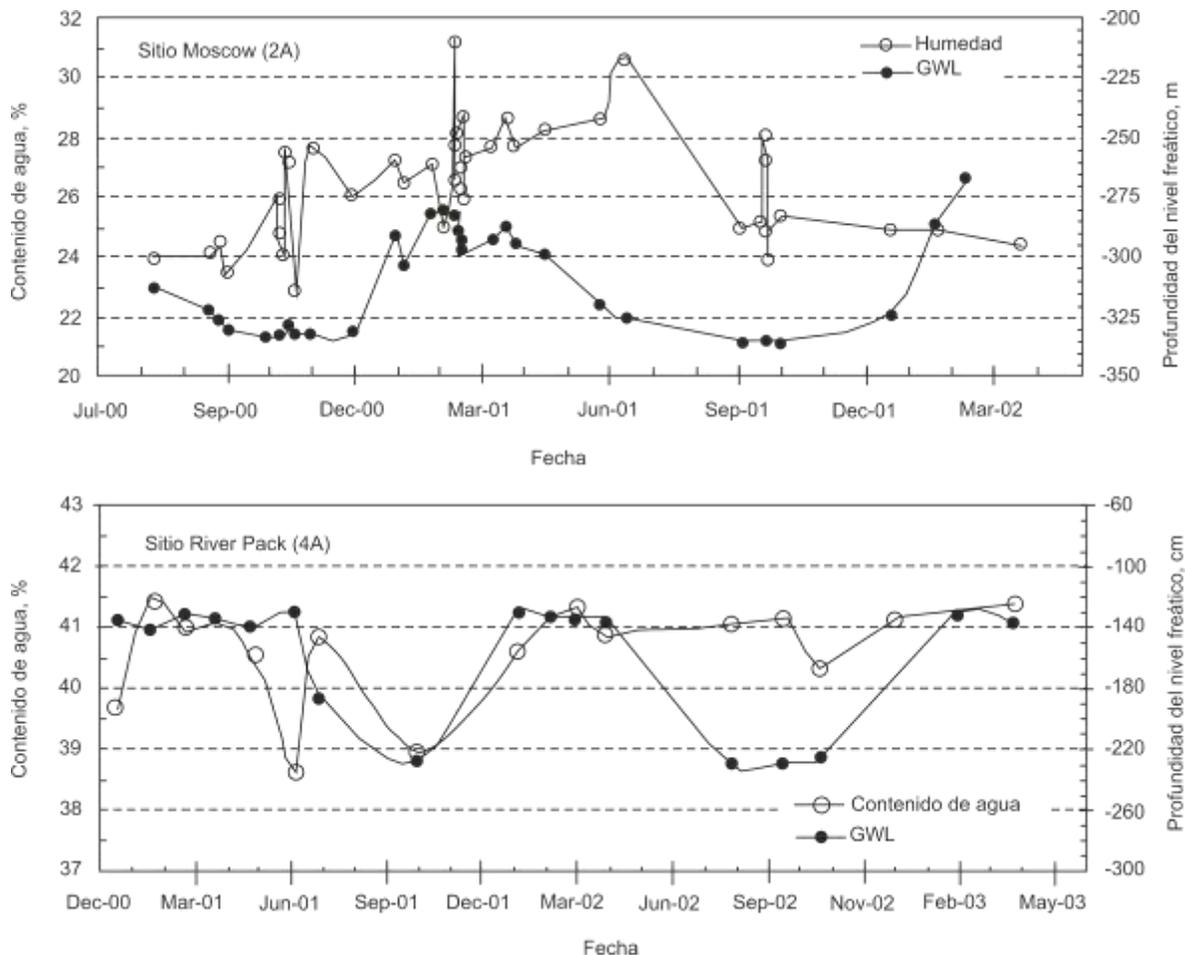


Figura 1.9
Contenidos de agua medidos a 4.5 ft de profundidad, monitoreo del nivel freático con respecto al tiempo

Nguyen et al. (2010) (citado por Mehrotra, 2014), realizaron un estudio para evaluar las variaciones estacionales de succión (parámetro también relacionado con el contenido de agua) en los suelos por debajo de un pavimento. La Figura 1.10 muestra los resultados de un sensor instalado en la línea centro del pavimento.

En la figura se observa que la succión varía durante el año, pero además, el patrón de variación se repite a través de los cinco años estudiados.

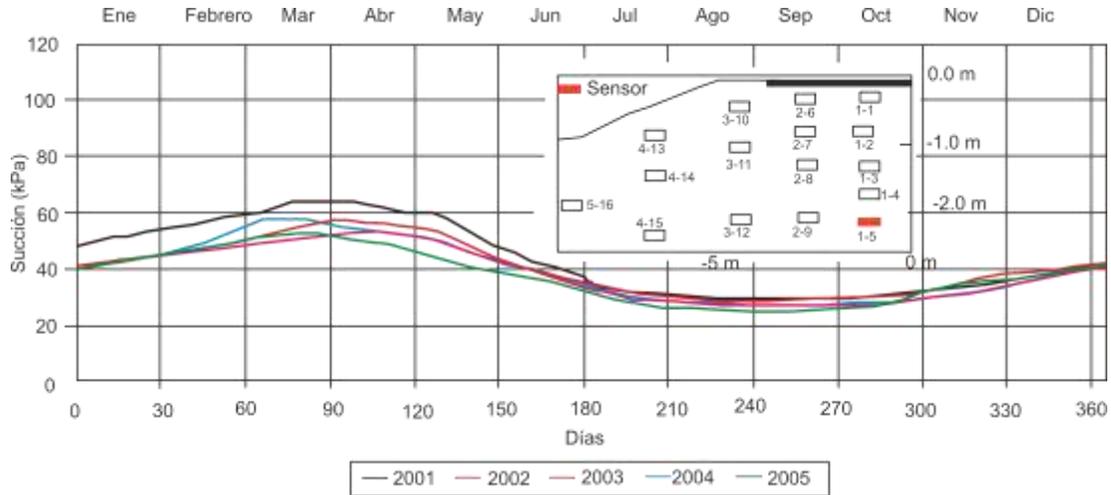


Figura 1.10
Succión mátrica del sensor T1-5 para los años 2001-2005 (Nguyen et al., 2010, citado por Mehrotra, 2014)

Otro ejemplo del efecto de variación en contenido de agua lo describen Birgisson y Ruth (2003) (citados por Carrera et al., 2009). Estos autores mostraron dos secciones de pavimento que fueron construidas en diferentes suelos, además, otra de las variables estudiadas fue la posición del nivel freático (cercano a la superficie).

La Figura 1.11 muestra las secciones y los contenidos de agua en algunas de las capas. Se puede observar que la presencia de la capa de arena sirve como una barrera capilar, drásticamente limitando el cambio en contenido de agua en las capas superiores, además, en la sección construida sobre arcilla se presentaron agrietamientos.

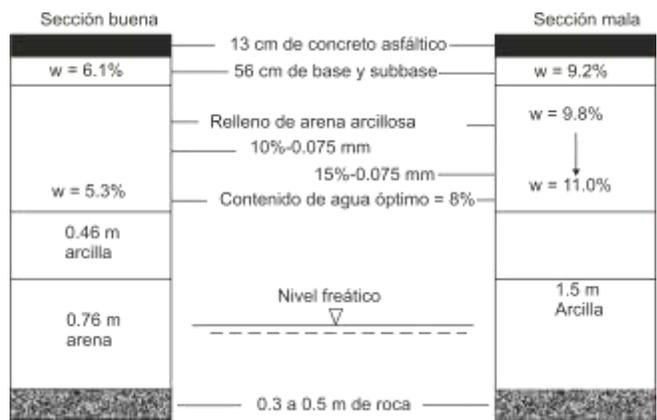


Figura 1.11
Daño del pavimento debido a succión del suelo: en la izquierda, una sección de pavimento con una subrasante buena, en la derecha, una sección mala (Birgisson y Ruth, 2003, citados por Carrera et al., 2009)

1.3 Efecto de las variaciones de contenido de agua en las propiedades mecánicas de los materiales

La respuesta general del sistema de pavimento debido a las cargas del tránsito está controlada por los espesores de las capas estructurales y por las propiedades de cada material, por lo tanto, es claro que si las propiedades de los materiales cambian, la respuesta del pavimento cambiará (Dempsey y Elzeftawy, 1976). En el siguiente inciso se muestran algunos estudios en los que se ha determinado cómo varían algunas propiedades de los materiales si los contenidos de agua varían.

1.3.1 Variación de las deflexiones

El contenido de agua tiene un efecto marcado en propiedades como deflexión, módulo de resiliencia, deformación permanente, etc. Existen varios estudios en los que se demuestra este efecto. Uno de ellos se llevó a cabo en 2011 por el Instituto de Transporte Sueco. El propósito de la investigación era evaluar el efecto del agua en una sección de prueba (carretera 126 al sur de Suecia) (Salour y Erlingsson, 2013). En 1985 se construyó la estructura; en un tramo de 250 m de longitud se construyó un drenaje longitudinal que consistió en filtros de geotextil con corazón de polímero sintético y un tubo colector perforado en la parte inferior. El drenaje se colocó a 1 m por debajo de la estructura, a la mitad del talud. La sección también se instrumentó con equipo para determinar la posición del nivel freático, la humedad y la profundidad de congelamiento (Figura 1.12).

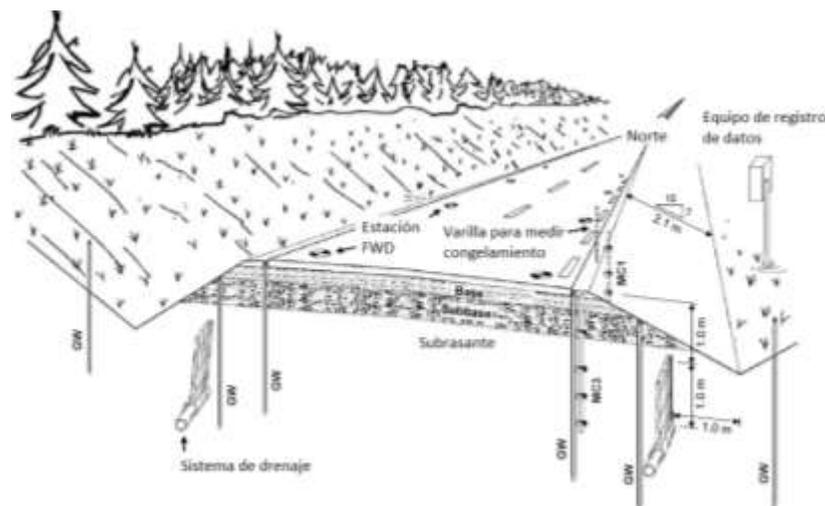


Figura 1.12

Esquema de la instrumentación en la carretera 126 cerca de Torpsbruk, sur de Suecia (GW: dispositivos para medir altura del nivel freático, MC: dispositivos para medir contenido de agua) (Figura tomada de Salour y Erlingsson, 2013)

Para estudiar el efecto del agua, las salidas del drenaje se obstruyeron durante 3 meses en el verano del 2011, posteriormente se abrió. Durante este período se llevaron a cabo mediciones con el deflectómetro de impacto (FWD) -a diferentes niveles de carga- para evaluar la respuesta estructural del pavimento. Las mediciones de FWD se realizaron antes de obstruir el drenaje, cuando se tapó y después de destaparlo.

De los resultados obtenidos se encontró que las deflexiones se incrementaron de forma importante cuando se obstruyó el drenaje, el material de base y la subrasante incrementaron su contenido de agua (ver Figura 1.13).

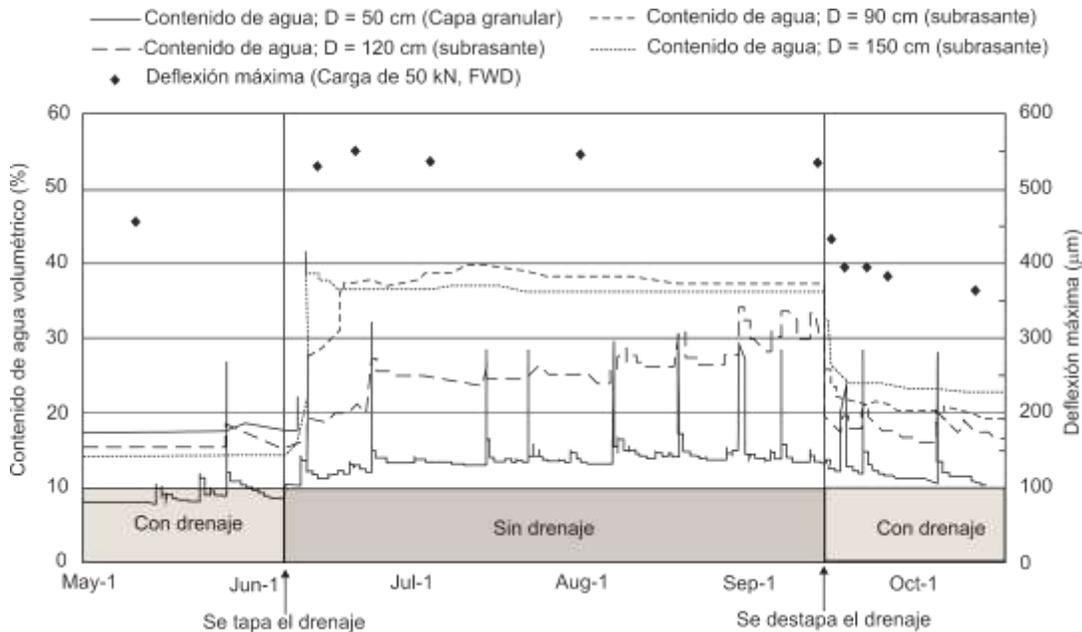


Figura 1.13
Variación del contenido de agua volumétrico en las capas inferiores debido a la obstrucción del drenaje y mediciones de deflexión para una carga de 50 kN

La Figura 1.13 indica que el contenido de agua de la subrasante a 1.20 y a 1.50 m de profundidad se incrementó de 15 a más de 35% cuando se bloqueó el drenaje. En este período, el contenido de agua se mantuvo aproximadamente constante. El contenido de agua en la parte superior de la subrasante (a 0.9 m de profundidad) mostró un aumento drástico después de obstruir el drenaje, seguido por un incremento gradual en el periodo sin drenaje. Los picos en los registros de contenido de agua a 50 cm de profundidad (cerca de la parte inferior de la subbase) se debieron a precipitaciones. Si se omiten los picos, los contenidos de agua en la subbase se incrementaron de 8 a 15% cuando se obstruyó el drenaje. Después de abrir el drenaje, los contenidos de agua en todos los niveles de la subrasante se redujeron y tiempo después alcanzaron aproximadamente los valores que tenían antes de obstruir el drenaje (Figura 1.13).

1.3.2 Variación de la deformación permanente

Las investigaciones para verificar el efecto del contenido de agua también se han llevado a cabo con pruebas aceleradas en pavimento. Un ejemplo de este tipo de estudio se llevó a cabo en el Instituto Sueco de Transporte. Las mediciones (con HVS: Heavy vehicle simulator) se realizaron en una sección de pavimento conformada por 4.9 cm de concreto asfáltico, 8.9 cm de base granular estabilizada con asfalto y 2.5 m de subrasante arenosa (espesor promedio) (Wiman, 2001, citado por Charlier et al., 2008).

En la Figura 1.14 se muestran los resultados de una prueba de rodadura. Ésta indica que después de 500 000 pasadas, la rodadura se iba incrementando de forma constante. Después, se modificó la carga de 60 a 80 kN y la presión de inflado de la llanta de 800 a 1000 kPa. Se observó que la rodadura se siguió incrementando al parecer a la misma velocidad, sin embargo, cuando la carga y la presión de inflado se redujeron, pero se cambió la posición del nivel freático (se permitió subir hasta 30 cm por debajo del nivel de subrasante), la rodadura se incrementó rápidamente y el agrietamiento apareció en la superficie del pavimento.

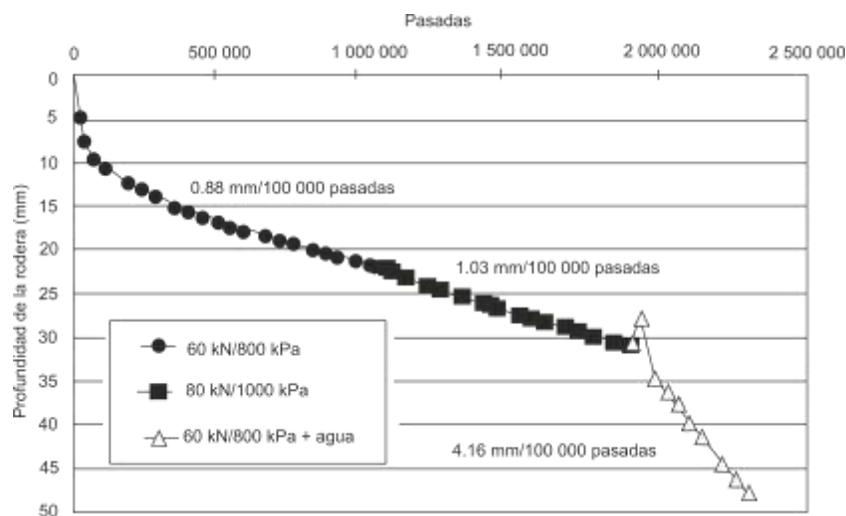


Figura 1.14
Propagación de la rodadura durante la prueba SE01 en HVS (Charlier et al., 2008)

El módulo de resiliencia es otro de los parámetros de importancia en el diseño de pavimentos. Éste también varía con el cambio en contenido de agua. En el siguiente subtema se muestran algunas aseveraciones de autores que han estudiado dicha variación. Se presentan además modelos utilizados para predecir su variación.

1.3.3 Variación del módulo de resiliencia

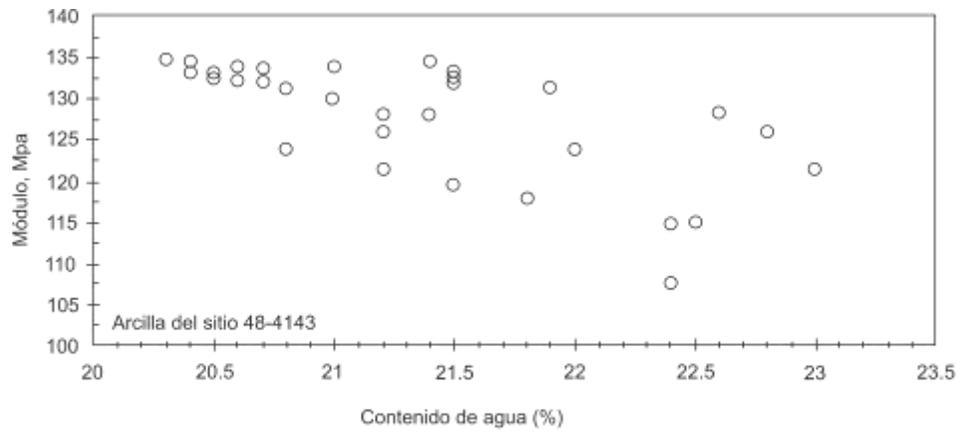
La variación del módulo de resiliencia debido a cambios en contenido de agua ha sido estudiada por varios investigadores. Por ejemplo, Jones y Witczak (1977) determinaron que el módulo de resiliencia de una arcilla limosa -a la que se variaba su contenido de agua de 11% a 20%- cambiaba de 275 MPa a 52 MPa.

Seed, Chan y Lee (1962) (citados por Salem et al., 2003) estudiaron la influencia del contenido de agua natural en el módulo de resiliencia de muestras inalteradas de una arcilla limosa. En su estudio se encontró que un decremento en contenido de agua de un 3% por debajo del óptimo duplicaba el valor de módulo de resiliencia.

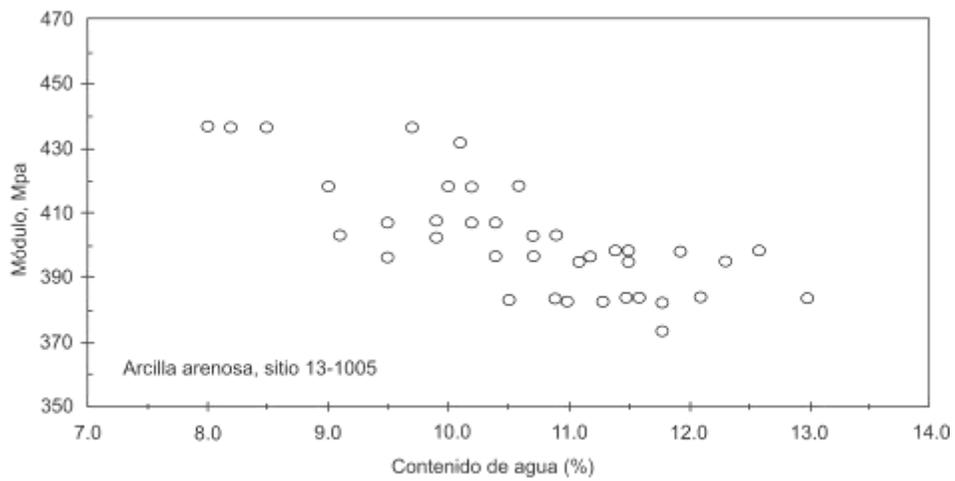
Por su parte, Hicks y Monismith (1971) indicaron que la sensibilidad al agua depende del tipo de material, por ejemplo, los materiales granulares serán sensibles dependiendo de la cantidad y naturaleza del suelo fino que contengan. En el caso de suelos limpios clasificados como GW, GP, SW y SP, no se ven afectados por el cambio en contenido de agua.

Rada y Witczak (1981) concluyeron que los cambios en contenido de agua de agregados compactados y suelos granulares pueden causar un cambio de módulo de hasta 207 MPa.

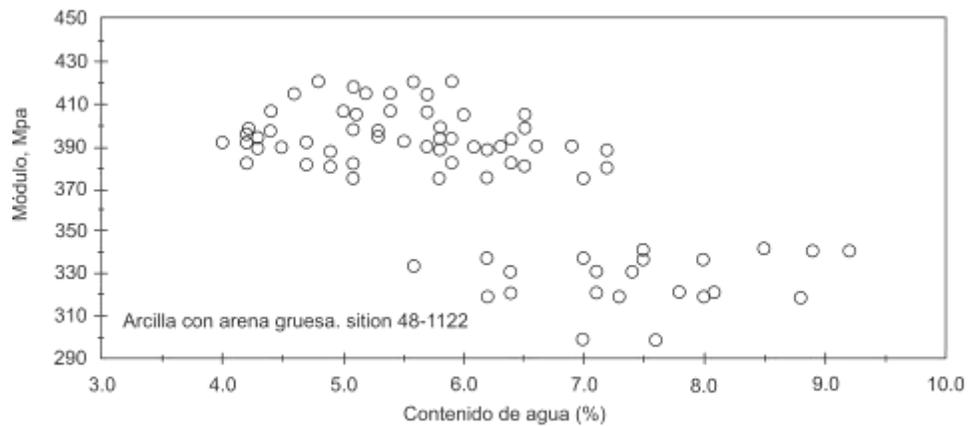
Salem et al. (2003) desarrollaron un modelo para determinar las variaciones de módulo con respecto a contenido de agua. En su artículo, estos autores muestran cómo varía el módulo de resiliencia (retrocalculado) con el contenido de agua de suelos plásticos y no plásticos (Figuras 1.15 y 1.16). En la Figura 1.15 se observa que en los suelos plásticos se presenta un cambio en contenido de agua entre 3 y 5.5%, lo cual conduce a cambios de módulo entre 19 y 21%, siendo la arcilla arenosa la que presenta menor variación. Por otro lado, en los suelos no plásticos, el suelo arenoso cambia su módulo en un 27% si el contenido de agua varía aproximadamente 5% (Figura 1.16).



(a)



(b)



(c)

Figura 1.15
Variaciones del módulo en suelos plásticos

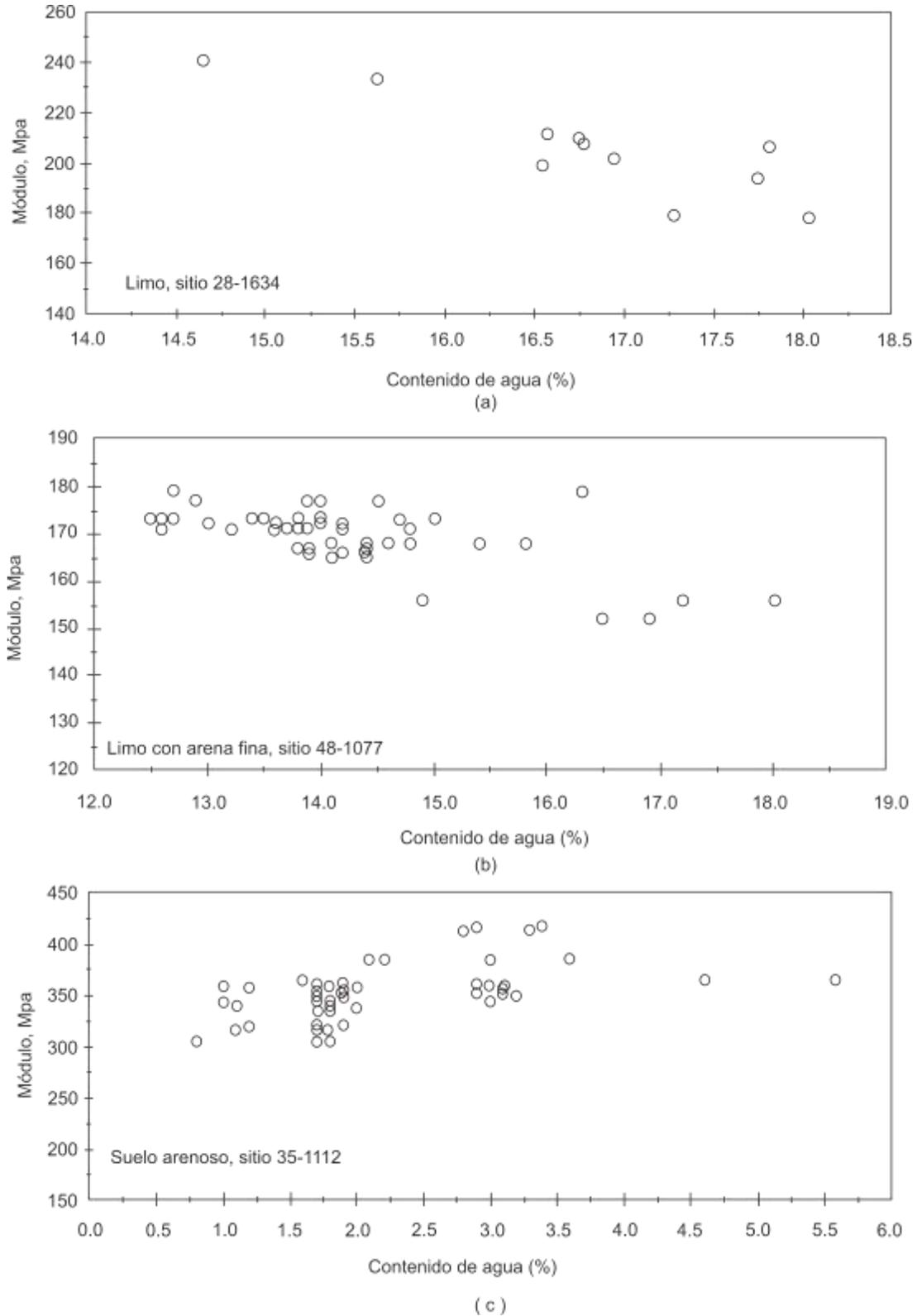


Figura 1.16
Variaciones del módulo en suelos no plásticos

Nazzal et al. (2008) (citado por Soliman y Shalaby, 2010) evaluaron el módulo de resiliencia de suelos clasificados como A-4, A-6, A-7-5 y A-7-6. En cada uno de ellos variaron el contenido de agua en cuatro niveles. Estos autores reportaron que el módulo de resiliencia se redujo de un 50% a un 70% (dependiendo del tipo de suelo) debido al incremento en contenido de agua.

Soliman y Shalaby (2010) realizaron pruebas de módulo de resiliencia en seis suelos. Las pruebas las llevaron a cabo con contenidos de agua por debajo del óptimo, en el óptimo y mayores al óptimo. En uno de los suelos clasificado como arcilla de alta compresibilidad el módulo de resiliencia se redujo de 63.9 a 31.5 MPa debido a un incremento de agua de 28 a 32.6%. Para otro suelo CH, el Mr se redujo de 108 a 34.8 MPa; el contenido de agua varió de 18.8% a 23.8%. Con respecto a las arcillas arenosas, en una de ellas el módulo en la condición más seca fue de 101.9 MPa; cuando el contenido de agua excedió el óptimo, el módulo bajó a 15.4 MPa. Los contenidos de agua fueron de 12.4% y 16.9%, respectivamente. Este suelo presentó una mayor sensibilidad al agua (la reducción en módulo corresponde a -84.9%). El módulo de resiliencia del segundo suelo clasificado como arcilla arenosa también presentó sensibilidad al agua similar al suelo indicado anteriormente (-80.2%). Los módulos de resiliencia de los limos arenosos fueron los que presentaron menor sensibilidad al agua (-14.6% y 32.4%).

Como se observa de los estudios presentados anteriormente, el conocimiento de la variación del módulo de resiliencia ya ha sido documentado, sin embargo, para poder introducir esta variación en una metodología de diseño de pavimentos se requiere formular un modelo. En el siguiente inciso se muestran algunos de los modelos propuestos en la literatura.

1.3.3.1 Modelos para predecir la variación del módulo de resiliencia

En las investigaciones de Lary y Mahoney (1984) se midieron contenido de agua, succión, temperatura, etcétera, en subrasantes de cuatro sitios de Washington. En cada uno de los sitios obtuvieron muestras del material de base y subrasante con las cuales determinaron el módulo de resiliencia a diferentes contenidos de agua. Estos investigadores desarrollaron ecuaciones para la predicción del módulo (Tabla 1.2). De éstas se observa que todas ellas tienen como variables el esfuerzo volumétrico (θ), el contenido de agua y el peso volumétrico seco. Además, los coeficientes de correlación son altos, excepto la ecuación que corresponde a la subrasante de Willamette.

Tabla 1.2 Ecuaciones de regresión para predecir el módulo de resiliencia

Sitio	Capa	Ecuación de regresión	R ²
Olympic	Subrasante	$\log M_r = 0.749 + 0.673(\log \theta) - 0.0286(w/c) - 0.0008(\gamma_d)$	0.837
Olympic	Base	$\log M_r = -0.102 + 0.796(\log \theta) - 0.0124(w/c) + 0.0053(\gamma_d)$	0.845
Wenatchee	Subrasante	$\log M_r = -0.266 + 0.551(\log \theta) - 0.0554(w/c) + 0.0097(\gamma_d)$	0.894
Wenatchee	Base	$\log M_r = -0.636 + 0.581(\log \theta) - 0.0254(w/c) + 0.0102(\gamma_d)$	0.877
Deschutes	Subrasante	$\log M_r = -0.850 + 0.671(\log \theta) - 0.0122(w/c) + 0.0182(\gamma_d)$	0.895
Deschutes	Base	$\log M_r = 0.473 + 0.584(\log \theta) - 0.0324(w/c) + 0.0022(\gamma_d)$	0.930
Willamette	Subrasante	$\log M_r = 1.61 - 0.213(\log \sigma_d) - 0.0346(w/c) + 0.0130(\gamma_d)$	0.419
Willamette	Base	$\log M_r = -0.0143 + 0.645(\log \theta) - 0.0304(w/c) + 0.0035(\gamma_d)$	0.928

Nota: M_r en ksi; θ y σ_d en psi; w/c en por ciento; γ_d en pfc

Los modelos anteriores corresponden a los suelos listados en la Tabla 1.3.

Tabla 1.3 Características de los suelos de subrasante y base

Sitio	Capa	Tipo de material
Olympic	Subrasante	Arena limosa con 5% de grava
Olympic	Base	Agregado triturado (8 in)
Wenatchee	Subrasante	Arena producto de granito
Wenatchee	Base	Arena producto de granito (4-6 in)
Deschutes	Subrasante	SW-SM; ceniza pumítica café claro
Deschutes	Base	Agregado triturado (4.5 in; GW)
Willamette	Subrasante	Limo arcilloso, MH; suelo residual
Willamette	Base	Agregado triturado; GP (14.4 in)

Autores como Li and Selig (1994) utilizaron datos de módulos de resiliencia publicados en la literatura y propusieron dos ecuaciones para describir la relación entre módulo de resiliencia y el cambio en el estado físico del suelo (el cambio en estado físico se tomó como un cambio en contenido de agua y peso volumétrico seco). Las dos ecuaciones que desarrollaron tomaron en cuenta que el contenido de agua podía variar en dos trayectorias: a peso volumétrico seco constante o a energía de compactación constante (Figura 1.17).

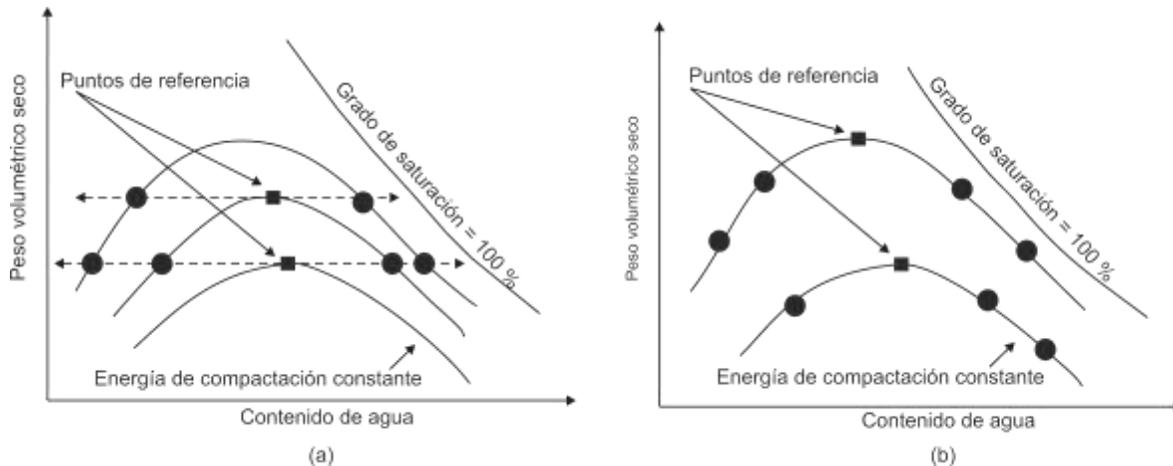


Figura 1.17

Trayectoria de la variación del contenido de agua: (a) peso volumétrico seco constante; (b) energía de compactación constante

Las ecuaciones para peso volumétrico seco constante y energía constante fueron:

$$R_{m1} = 0.98 - 0.28(w - w_{opt}) + 0.029(w - w_{opt})^2 \quad (1.1)$$

$$R^2 = 0.76$$

$$R_{m2} = 0.96 - 0.18(w - w_{opt}) + 0.0067(w - w_{opt})^2 \quad (1.2)$$

$$R^2 = 0.83$$

Donde:

R_{m1} : M_r/M_{ropt} para el caso de peso volumétrico seco constante

M_r : Módulo de resiliencia a contenido de agua w (%) y mismo peso volumétrico seco que M_{ropt} , o energía constante

M_{ropt} : Módulo de resiliencia en el contenido de agua óptimo y contenido de agua óptimo para una energía de compactación

R_{m2} : M_r/M_{ropt} para el caso de energía constante

Otros autores como Salem et al., (2003) también desarrollaron un modelo de predicción de módulo para suelos plásticos basándose en 183 datos. La expresión se formuló como:

$$\text{Log}E = 8.82 - 0.673X1 - 2.44X2 + 0.0084F - 0.11PI \quad (1.3)$$

$$R^2 = 0.9891$$

Donde:

E = Módulo elástico retrocalculado, MPa

$X_1 = \log(\text{contenido de agua en } \%)$

$X_2 = 1/(\text{contenido de agua en } \%)$

$F = \text{Porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200, } \%$

$PI = \text{Índice de plasticidad, } \%$

Para el caso de suelos no plásticos, la expresión propuesta fue:

$$\text{Log}E = 13.01194 - 0.18922X_2 - 0.07845F - 38.03227D_{60} \quad (1.4)$$

Donde:

$D_{60} = \text{Tamaño del suelo para el cual es 60\% pasa}$

Los autores indicaron que las expresiones anteriores son para determinar valores absolutos de módulo. Existía la preocupación que las expresiones fueran específicas para los sitios de estudio. Para transferir el cambio de módulo de una estación a otra se propuso la ecuación 1.5.

$$SAF = k_1 (W_r)^{k_2} \quad (1.5)$$

Donde:

$SAF = \text{Factor de ajuste estacional y es igual a } (E_{\text{season}}/E_{\text{ref}})$

$E_{\text{season}} = \text{Módulo en una estación dada}$

$E_{\text{ref}} = \text{Módulo en una estación de referencia}$

$W_r = \text{Relación de contenido de agua } (W_{\text{season}}/W_{\text{ref}})$

$W_{\text{season}} = \text{Contenido de agua en una estación dada}$

$W_{\text{ref}} = \text{Contenido de agua de referencia}$

k_1 y $k_2 = \text{Parámetros del modelo}$

Uno de los modelos más actuales es el que contempla la nueva Guía AASHTO empírico-mecanicista. El modelo para predecir las variaciones en contenido de agua está expresado como:

$$M_r = 10^{a + \frac{b-a}{1 + \text{EXP}(\beta + k_m(S - S_{\text{opt}}))}} \cdot M_{r_{\text{opt}}} \quad (1.6)$$

Donde:

$M_r = \text{Módulo de resiliencia a cualquier valor de grado de saturación}$

$M_{r_{\text{opt}}} = \text{Módulo de resiliencia en el contenido de agua óptimo}$

$S = \text{Grado de saturación en decimal}$

$S_{\text{opt}} = \text{Grado de saturación en el óptimo}$

a, b, β y $k_m = \text{Parámetros del modelo}$

Existen muchos otros modelos que también contemplan la succión del suelo. Éstas pueden consultarse en Vanapalli y Han (2013).

Como puede observarse, en la literatura se han presentado varios modelos para predecir las variaciones en el módulo de resiliencia, sin embargo, todos ellos han sido obtenidos para suelos de otros países. En este documento se plantea un nuevo modelo obtenido y verificado con datos de suelos nacionales.

2 Materiales y procedimientos de prueba

2.1 Descripción de los materiales utilizados

Los materiales utilizados en el desarrollo del modelo fueron una arcilla negra (Banco Tlacote), un limo de baja compresibilidad (Banco Misha), una arena limosa (Banco Los Cues), una arcilla roja (Carretera Zapotlanejo-Guadalajara) y otra arcilla negra extraída de uno de los predios del Instituto Mexicano del Transporte (Figura 2.1). Las descripciones, propiedades y resultados de módulo de resiliencia de los tres primeros suelos se pueden consultar en la publicación técnica No. 355 del Instituto Mexicano del Transporte. En este documento sólo se presentarán los resultados de los dos últimos suelos.



Figura 2.1
Arcilla negra muestreada en Instituto Mexicano del Transporte

2.2 Procedimientos de prueba

Posterior al muestreo, los materiales fueron secados al aire y cribados por la malla No. 4. Después se determinaron sus propiedades índice y de compactación.

2.2.1 Propiedades índice y curvas de compactación

Antes de llevar a cabo la determinación de las propiedades mecánicas de cada suelo, se determinaron las propiedades índice y la curva de compactación Proctor

estándar. Los procedimientos utilizados para la determinación de las propiedades fueron: límites de consistencia (ASTM D4318-10), peso específico relativo de sólidos (ASTM D854-10), material más fino que para la malla No. 200 (ASTM D 1140-00) y características de compactación con energía Proctor estándar (ASTM D698-12).

2.2.2 Módulo de resiliencia

Preparación de especímenes

- El primer paso para la elaboración de los especímenes fue la obtención de la curva de compactación Proctor estándar. El contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco máximo fueron las condiciones de control de compactación de todos los especímenes.
- Después de haber pesado muestras de 1300 g, se agregó la cantidad de agua necesaria al suelo de tal forma que se alcanzara el contenido de agua óptimo.
- Enseguida se mezcló el suelo con el agua hasta obtener una mezcla homogénea, ésta se colocó en una bolsa de plástico y se dejó curar durante 24 horas.
- Después del tiempo de curado del suelo, el espécimen se compactó en ocho capas en un molde partido de 7.1 cm de diámetro y 14.4 cm de altura.
- Posterior a la compactación, para simular el humedecimiento o secado que se pueda presentar en el material una vez colocado en campo, se permitió que algunos de ellos se secaran al aire por un determinado tiempo para que se redujera el contenido de agua (los tiempos de secado utilizados fueron 0, 1, 5, 10, 20, 30 y 60 días). Por otro lado, a los especímenes que debían someterse a un incremento en el contenido de agua se les colocó un disco poroso en la parte inferior, se envolvieron con plástico para evitar que perdieran agua y posteriormente el conjunto disco-muestra se colocó en un contenedor al que se le agregó agua. La muestra absorbió agua por capilaridad durante los mismos tiempos indicados para secado.
- Después de que las muestras fueron humedecidas o secadas al aire, se envolvieron en plástico nuevamente y se guardaron en el cuarto de temperatura constante por al menos dos semanas para que el agua se redistribuyera en toda la muestra de forma uniforme.

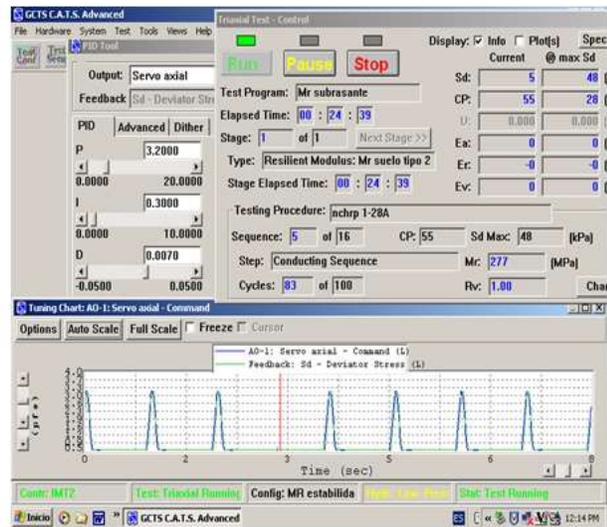
Prueba de módulo de resiliencia

Para llevar a cabo la prueba de módulo de resiliencia se requiere un equipo triaxial capaz de aplicar cargas en forma cíclica y que además cuente con los sensores adecuados para determinar las deformaciones que se presenten en el espécimen.

Para las pruebas que se llevaron a cabo en este trabajo, se utilizó el equipo triaxial cíclico que se muestra en la Figura 2.2.



(a)



(b)

Figura 2.2

(a) Equipo triaxial para determinar el módulo de resiliencia; (b) Vista de la aplicación de la carga cíclica durante la prueba de módulo de resiliencia

Después de que las muestras fueron acondicionadas, se llevó a cabo la prueba de módulo de resiliencia, la cual consiste en aplicar 16 secuencias de carga al espécimen (Tabla 2.1) (NCHRP 1-28A). En cada una de estas secuencias, la carga cíclica se aplicó con una función haversine con un tiempo de carga de 0.2 segundos y 0.8 segundos de descarga. Los datos que se registraron durante la prueba fueron las deformaciones y cargas de los últimos cinco ciclos de cada secuencia; con los datos adquiridos, se determinó el módulo de resiliencia de cada secuencia; el módulo de resiliencia final es el promedio de los cinco valores de cada secuencia.

Tabla 2.1
Esfuerzos de confinamiento y desviadores aplicados en la prueba de módulo de resiliencia según el protocolo NCHRP 1-28A

Secuencia No.	Confinamiento, σ_3 (kPa)	Esfuerzo cíclico(kPa)	No. de repeticiones
0	27.6	48.3	1000
1	55.2	27.6	100
2	41.4	27.6	100
3	27.6	27.6	100
4	13.8	27.6	100
5	55.2	48.3	100
6	41.4	48.3	100
7	27.6	48.3	100
8	13.8	48.3	100
9	55.2	69.0	100
10	41.4	69.0	100
11	27.6	69.0	100
12	13.8	69.0	100
13	55.2	96.6	100
14	41.4	96.6	100
15	27.6	96.6	100
16	13.8	96.6	100

3 Resultados y Desarrollo del Modelo

3.1 Propiedades índice

Las propiedades índice de las dos arcillas mencionadas en el capítulo anterior se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1
Propiedades índice de los suelos estudiados

Lugar de muestreo	Clasificación SUCS	Límites de consistencia			G _s	% de finos	% de arena
		LL (%)	LP (%)	IP (%)			
Arcilla roja de Guadalajara	CH	54	30	24	2.72	95.5	4.50
Arcilla IMT	CH	66	25	41	2.61	85.7	14.3

Nota:

LL = Límite líquido; LP = Límite plástico; IP = Índice de plasticidad; G_s = Peso específico relativo de sólidos; SUCS = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

3.2 Curvas de compactación

La curva de compactación Proctor estándar es otra de las relaciones fundamentales en el desarrollo de las investigaciones de laboratorio, ya que la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo (w_{opt} , γ_{dmax}), o un porcentaje del segundo se consideran como la base para la preparación de los especímenes. Las Figuras 3.1 y 3.2 muestran las curvas de compactación Proctor estándar de la arcilla de Guadalajara y la del IMT.

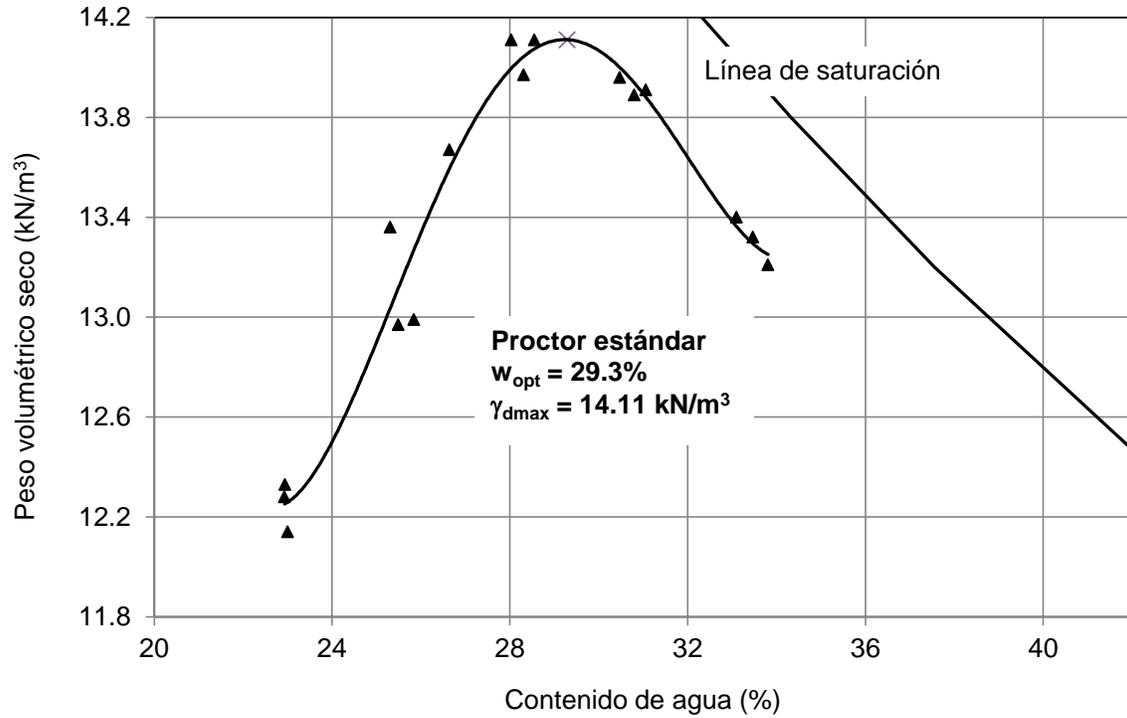


Figura 3.1
Curva de compactación de la arcilla de Guadalajara

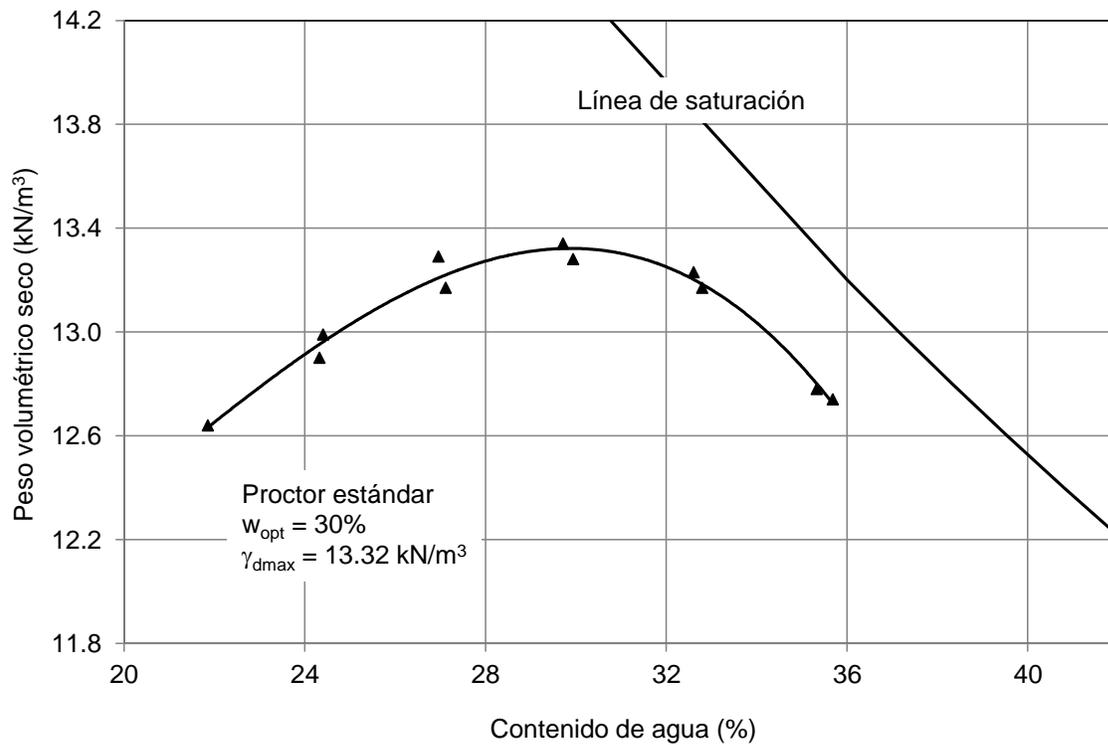


Figura 3.2
Curva de compactación de la arcilla IMT

3.3 Módulos de resiliencia

3.3.1 Características de los especímenes de prueba

En las Tablas 3.2 a 3.5 se resumen las características de los especímenes posterior a su fabricación y después de haber sido humedecidos o secados.

Tabla 3.2
Características de los especímenes después de haber sido compactados (arcilla IMT)

Espécimen No.	Proceso	d (cm)	h (cm)	Peso (g)	w (%)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
241	1 día de humedecimiento	7.082	14.338	1002.58	30.13	17.41	13.38	86.10
242	1 día de humedecimiento	7.080	14.353	1007.37	30.31	17.49	13.42	87.15
243	1 día de humedecimiento	7.071	14.344	1004.10	30.07	17.49	13.44	86.78
244	1 día de humedecimiento	7.076	14.335	1007.40	30.32	17.53	13.45	87.60
161	5 días de humedecimiento	7.073	14.350	1003.25	29.31	17.46	13.50	85.31
162	5 días de humedecimiento	7.072	14.376	1002.17	30.06	17.41	13.39	85.96
163	5 días de humedecimiento	7.061	14.358	1003.12	29.69	17.50	13.50	86.37
164	5 días de humedecimiento	7.089	14.371	1006.23	29.81	17.40	13.41	85.51
129	10 días de humedecimiento	7.076	14.347	1004.13	29.67	17.46	13.46	85.89
130	10 días de humedecimiento	7.083	14.355	1005.45	29.76	17.44	13.44	85.80
131	10 días de humedecimiento	7.071	14.348	1007.72	29.8	17.55	13.52	86.98
132	10 días de humedecimiento	7.074	14.367	1010.42	29.96	17.55	13.51	87.32
61	20 días de humedecimiento	7.084	14.337	999.85	30.50	17.36	13.30	86.06
62	20 días de humedecimiento	7.088	14.34	1005.72	30.24	17.44	13.39	86.50
63	20 días de humedecimiento	7.084	14.367	1004.93	30.36	17.41	13.36	86.39
64	20 días de humedecimiento	7.078	14.342	998.48	30.61	17.36	13.29	86.22
45	30 días de humedecimiento	7.069	14.334	996.22	30.22	17.37	13.34	85.80
46	30 días de humedecimiento	7.047	14.344	997.56	30.94	17.49	13.36	88.10
47	30 días de humedecimiento	7.069	14.373	1002.35	30.72	17.43	13.33	87.14
48	30 días de humedecimiento	7.063	14.34	1010.60	30.64	17.65	13.51	89.29
5	60 días de humedecimiento	7.088	14.345	1009.74	30.15	17.50	13.45	87.03
6	60 días de humedecimiento	7.088	14.352	1009.04	29.93	17.48	13.45	86.49
7	60 días de humedecimiento	7.081	14.347	1011.57	30.02	17.56	13.51	87.51
8	60 días de humedecimiento	7.081	14.347	1006.54	30.21	17.48	13.42	86.87
157	5 días de secado	7.080	14.378	1005.46	29.74	17.43	13.43	85.64
158	5 días de secado	7.099	14.364	1006.06	29.84	17.36	13.37	85.11
159	5 días de secado	7.072	14.365	1009.67	29.76	17.55	13.53	87.01
160	5 días de secado	7.070	14.356	1000.40	29.85	17.41	13.41	85.68
125	10 días de secado	7.060	14.350	997.60	29.85	17.42	13.42	85.76
126	10 días de secado	7.075	14.356	1000.32	29.61	17.39	13.42	85.06
127	10 días de secado	7.081	14.357	1001.19	29.71	17.37	13.39	85.04
128	10 días de secado	7.089	14.377	998.52	29.89	17.26	13.29	84.19
57	20 días de secado	7.070	14.340	1009.17	30.48	17.59	13.48	88.42
58	20 días de secado	7.067	14.344	1001.02	30.48	17.45	13.38	87.03
59	20 días de secado	7.052	14.338	1006.05	30.62	17.62	13.49	89.02
60	20 días de secado	7.085	14.345	1005.25	30.52	17.44	13.36	86.91

Nota: El significado de los símbolos de la tabla son:

d = Diámetro, h = Altura, w = contenido de agua, γ_m = peso volumétrico de la muestra, γ_d = peso volumétrico seco, S = Grado de saturación

Tabla 3.3
Características de los especímenes después del humedecimiento o secado (arcilla IMT)

Espécimen No.	Proceso	d (cm)	h (cm)	Peso (g)	w (%)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
241	1 día de humedecimiento	7.086	14.405	1001.12	30.22	17.29	13.28	84.94
242	1 día de humedecimiento	7.097	14.392	1007.04	30.13	17.35	13.33	85.46
243	1 día de humedecimiento	7.094	14.438	1007.30	30.34	17.32	13.29	85.40
244	1 día de humedecimiento	7.099	14.331	1009.36	30.95	17.46	13.33	87.74
161	5 días de humedecimiento	7.145	14.497	1016.64	30.51	17.16	13.15	84.04
162	5 días de humedecimiento	7.159	14.563	1023.66	32.52	17.13	12.93	86.55
163	5 días de humedecimiento	7.161	14.569	1022.82	30.14	17.10	13.14	82.93
164	5 días de humedecimiento	7.158	14.506	1022.44	31.44	17.18	13.07	85.60
129	10 días de humedecimiento	7.161	14.491	1021.66	31.39	17.17	13.07	85.43
130	10 días de humedecimiento	7.152	14.548	1025.75	32.14	17.22	13.03	86.92
131	10 días de humedecimiento	7.132	14.430	1017.68	29.82	17.32	13.34	84.66
132	10 días de humedecimiento	7.151	14.458	1026.61	31.39	17.34	13.20	87.19
61	20 días de humedecimiento	7.212	14.696	1043.5	35.02	17.05	12.63	88.96
62	20 días de humedecimiento	7.154	14.538	1024.64	31.26	17.20	13.10	85.53
63	20 días de humedecimiento	7.171	14.587	1028.29	32.61	17.12	12.91	86.59
64	20 días de humedecimiento	7.204	14.733	1041.02	34.17	17.01	12.67	87.43
45	30 días de humedecimiento	7.190	14.644	1029.57	33.96	16.99	12.68	86.97
46	30 días de humedecimiento	7.218	14.697	1040.89	35.17	16.98	12.56	88.41
47	30 días de humedecimiento	7.200	14.650	1036.74	33.90	17.05	12.73	87.54
48	30 días de humedecimiento	7.167	14.483	1030.44	32.02	17.30	13.10	87.62
5	60 días de humedecimiento	7.204	14.701	1047.33	33.79	17.15	12.82	88.38
6	60 días de humedecimiento	7.218	14.749	1050.24	34.05	17.07	12.74	87.95
7	60 días de humedecimiento	7.167	14.566	1035.65	32.10	17.29	13.09	87.61
8	60 días de humedecimiento	7.189	14.640	1039.22	3.12	17.16	12.89	87.60
157	5 días de secado	7.064	14.226	994.54	28.17	17.50	13.65	83.99
158	5 días de secado	7.065	14.273	993.83	27.88	17.42	13.63	82.77
159	5 días de secado	7.076	14.248	998.96	28.24	17.49	13.64	84.01
160	5 días de secado	7.068	14.233	988.64	28.47	17.37	13.52	83.12
125	10 días de secado	6.959	13.997	964.33	25.24	17.77	14.19	81.88
126	10 días de secado	7.033	14.111	977.21	26.58	17.49	13.82	81.30
127	10 días de secado	6.995	14.063	970.00	25.84	17.61	13.99	81.26
128	10 días de secado	7.010	14.133	973.86	26.60	17.51	13.83	81.61
57	20 días de secado	6.993	14.110	981.84	25.75	17.77	14.13	82.81
58	20 días de secado	6.932	13.993	959.73	23.68	17.83	14.41	79.62
59	20 días de secado	6.954	14.010	972.89	24.86	17.94	14.37	82.93
60	20 días de secado	6.996	14.159	978.63	25.79	17.64	14.02	81.50

Nota: El significado de los símbolos de la tabla son:

d = Diámetro, h = Altura, w = contenido de agua, γ_m = peso volumétrico de la muestra, γ_d = peso volumétrico seco, S = Grado de saturación

Tabla 3.4
Características de los especímenes después de haber sido compactados
(arcilla roja de Guadalajara)

Especimen No.	Proceso	d (cm)	h (cm)	Peso (g)	w (%)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
281	1 día de humedecimiento	7.090	14.366	1057	29.44	18.28	14.12	90.05
282	1 día de humedecimiento	7.069	14.386	1059.3	29.71	18.41	14.19	91.78
283	1 día de humedecimiento	7.076	14.368	1058.55	29.28	18.38	14.22	90.82
284	1 día de humedecimiento	7.080	14.359	1062.33	29.12	18.44	14.28	91.16
253	5 días de humedecimiento	7.064	14.381	1055.17	29.31	18.37	14.20	90.73
254	5 días de humedecimiento	7.073	14.343	1047.29	29.54	18.23	14.07	89.67
255	5 días de humedecimiento	7.066	14.346	1063.55	29.35	18.55	14.34	92.72
256	5 días de humedecimiento	7.099	14.372	1056.93	29.29	18.23	14.10	89.24
249	10 días de humedecimiento	7.079	14.403	1047.12	29.48	18.12	14.00	88.45
250	10 días de humedecimiento	7.073	14.39	1049.51	29.62	18.21	14.05	89.58
251	10 días de humedecimiento	7.063	14.407	1049.23	29.89	18.23	14.04	90.26
252	10 días de humedecimiento	7.066	14.358	1050.95	29.63	18.31	14.13	90.66
245	20 días de humedecimiento	7.062	14.376	1048.32	29.32	18.26	14.12	89.67
246	20 días de humedecimiento	7.076	14.361	1057.87	28.96	18.38	14.25	90.27
247	20 días de humedecimiento	7.055	14.351	1062.08	28.84	18.57	14.41	92.17
248	20 días de humedecimiento	7.062	14.366	1052.06	29.23	18.34	14.19	90.34
117	30 días de humedecimiento	7.073	14.388	1060.76	29.45	18.41	14.22	91.39
118	30 días de humedecimiento	7.086	14.379	1058.22	29.52	18.31	14.16	90.44
119	30 días de humedecimiento	7.068	14.393	1058.42	29.58	18.39	14.19	91.37
120	30 días de humedecimiento	7.067	14.39	1057.07	29.20	18.37	14.22	90.61
277	1 día de secado	7.086	14.36	1060.72	29.67	18.37	14.17	91.39
278	1 día de secado	7.062	14.39	1060.84	29.78	18.46	14.23	92.51
280	1 día de secado	7.081	14.364	1060.77	29.49	18.40	14.21	91.34
173	5 días de secado	7.064	14.37	1060.96	29.07	18.48	14.32	91.56
174	5 días de secado	7.078	14.399	1058.36	29.41	18.33	14.16	90.46
175	5 días de secado	7.080	14.383	1065.44	29.16	18.46	14.29	91.47
169	10 días de secado	7.079	14.399	1063.62	29.63	18.35	14.16	91.06
170	10 días de secado	7.081	14.374	1059.16	29.10	18.36	14.22	90.29
171	10 días de secado	7.070	14.387	1056.39	29.29	18.35	14.19	90.51
172	10 días de secado	7.073	14.374	1061.96	29.07	18.45	14.29	91.19
121	20 días de secado	7.087	14.385	1048.49	29.33	18.13	14.02	88.27
122	20 días de secado	7.073	14.388	1052.16	29.44	18.26	14.11	89.80
123	20 días de secado	7.064	14.389	1053.98	29.64	18.33	14.14	90.92
124	20 días de secado	7.071	14.374	1059.36	29.15	18.41	14.26	90.95
113	30 días de secado	7.050	14.407	1063.19	29.67	18.55	14.30	93.22
114	30 días de secado	7.50	14.380	1055.86	29.38	18.45	14.26	91.76
115	30 días de secado	7.055	14.366	1055.44	29.31	18.44	14.26	91.48
116	30 días de secado	7.086	14.379	1054.86	29.62	18.25	14.08	89.99
357	Óptimo	7.064	14.395	1055.86	28.66	18.36	14.27	89.62
358	Óptimo	7.065	14.394	1058.6	29.22	18.40	14.24	90.98
360	Óptimo	7.083	14.387	1053.78	28.98	18.24	14.14	88.84

Nota: El significado de los símbolos de la tabla son:

d = Diámetro, h = Altura, w = contenido de agua, γ_m = peso volumétrico de la muestra, γ_d = peso volumétrico seco, S = Grado de saturación

Tabla 3.5
Características de los especímenes después del humedecimiento o secado
(arcilla roja de Guadalajara)

Espécimen No.	Proceso	d (cm)	h (cm)	Peso (g)	w (%)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
281	1 día de humedecimiento	7.121	14.437	1059.38	29.30	18.07	13.98	87.69
282	1 día de humedecimiento	7.112	14.386	1057.53	28.94	18.15	14.08	87.92
283	1 día de humedecimiento	7.107	14.382	1059.25	29.00	18.21	14.12	88.64
284	1 día de humedecimiento	7.102	14.392	1061.23	28.75	18.26	14.18	88.72
253	5 días de humedecimiento	7.101	14.435	1060.85	29.58	18.20	14.05	89.46
254	5 días de humedecimiento	7.085	14.401	1051.45	30.08	18.17	13.97	89.86
255	5 días de humedecimiento	7.086	14.361	1059.73	28.97	18.36	14.23	90.08
256	5 días de humedecimiento	7.101	14.368	1056.40	29.61	18.21	14.05	89.60
249	10 días de humedecimiento	7.109	14.419	1061.52	31.31	18.20	13.86	92.00
250	10 días de humedecimiento	7.125	14.417	1061.19	30.49	18.11	13.88	89.89
251	10 días de humedecimiento	7.106	14.373	1056.56	30.55	18.18	13.93	90.74
252	10 días de humedecimiento	7.093	14.376	1052.22	29.94	18.17	13.98	89.68
245	20 días de humedecimiento	7.089	14.45	1057.46	29.98	18.19	13.99	89.92
246	20 días de humedecimiento	7.104	14.418	1067.97	29.96	18.33	14.11	91.40
247	20 días de humedecimiento	7.102	14.390	1065.27	28.76	18.33	14.24	89.49
248	20 días de humedecimiento	7.091	14.393	1061.69	29.42	18.32	14.16	90.46
117	30 días de humedecimiento	7.100	14.402	1067.38	30.09	18.36	14.12	91.93
118	30 días de humedecimiento	7.101	14.413	1065.59	30.69	18.31	14.01	92.32
119	30 días de humedecimiento	7.086	14.374	1064.76	30.43	18.43	14.13	93.13
120	30 días de humedecimiento	7.102	14.392	1065.39	30.68	18.33	14.03	92.47
277	1 día de secado	7.066	14.305	1048.54	27.74	18.34	14.35	87.86
278	1 día de secado	7.068	14.305	1049.68	27.67	18.35	14.37	87.84
280	1 día de secado	7.065	14.329	1049.25	27.25	18.32	14.40	86.89
173	5 días de secado	7.063	14.286	1046.14	26.77	18.33	14.46	86.18
174	5 días de secado	7.077	14.298	1045.30	27.30	18.23	14.32	86.04
175	5 días de secado	7.050	14.231	1042.87	25.81	18.42	14.64	85.31
169	10 días de secado	7.079	14.184	1038.26	25.65	18.24	14.52	83.29
170	10 días de secado	7.057	14.211	1036.46	26.00	18.29	14.52	84.39
171	10 días de secado	7.055	14.258	1035.08	26.18	18.22	14.44	83.96
172	10 días de secado	7.039	14.252	1041.55	25.98	18.42	14.62	85.69
121	20 días de secado	6.878	13.929	987.31	21.44	18.71	15.41	79.73
122	20 días de secado	6.869	13.868	983.40	20.41	18.77	15.59	78.02
123	20 días de secado	6.923	13.944	999.30	22.34	18.68	15.27	81.25
124	20 días de secado	6.847	13.949	997.98	21.11	19.06	15.74	82.57
113	30 días de secado	6.878	13.830	991.65	20.65	18.93	15.69	80.18
114	30 días de secado	6.874	13.902	993.40	21.48	18.89	15.55	81.59
115	30 días de secado	6.860	13.881	990.02	21.09	18.93	15.63	81.16
116	30 días de secado	7.064	14.395	1055.86	28.66	18.36	14.27	89.62

Nota: El significado de los símbolos de la tabla son:

d = Diámetro, h = Altura, w = contenido de agua, γ_m = peso volumétrico de la muestra, γ_d = peso volumétrico seco, S = Grado de saturación

Si se grafican las características finales de los especímenes en el espacio de compactación, se observa una trayectoria lineal en su comportamiento; por un lado, los especímenes que se secan incrementan su peso volumétrico seco mientras que lo contrario se presenta cuando el contenido de agua se incrementa (Figura 3.3 y 3.4). Las gráficas también indican que los especímenes de la arcilla IMT presentan un rango más amplio de variación en contenidos de agua aun cuando los tiempos de acondicionamiento fueron similares.

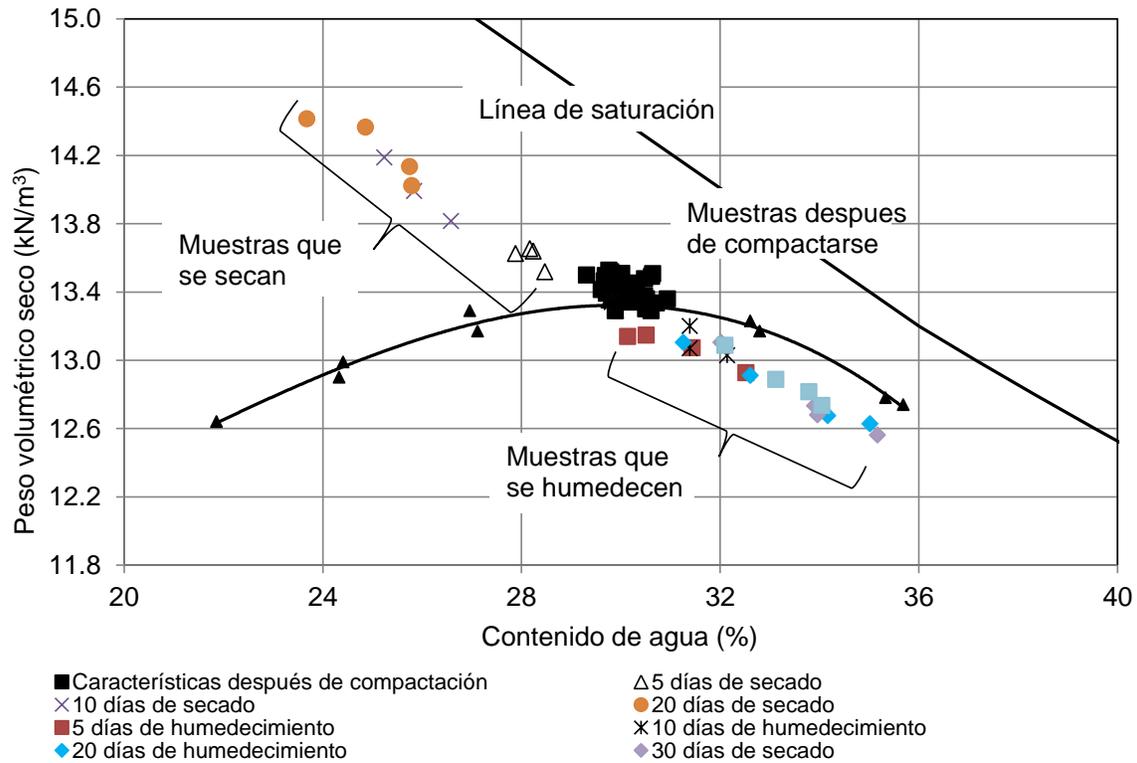


Figura 3.3
Variación de las características de compactación de las muestras después de humedecimiento o secado (arcilla IMT)

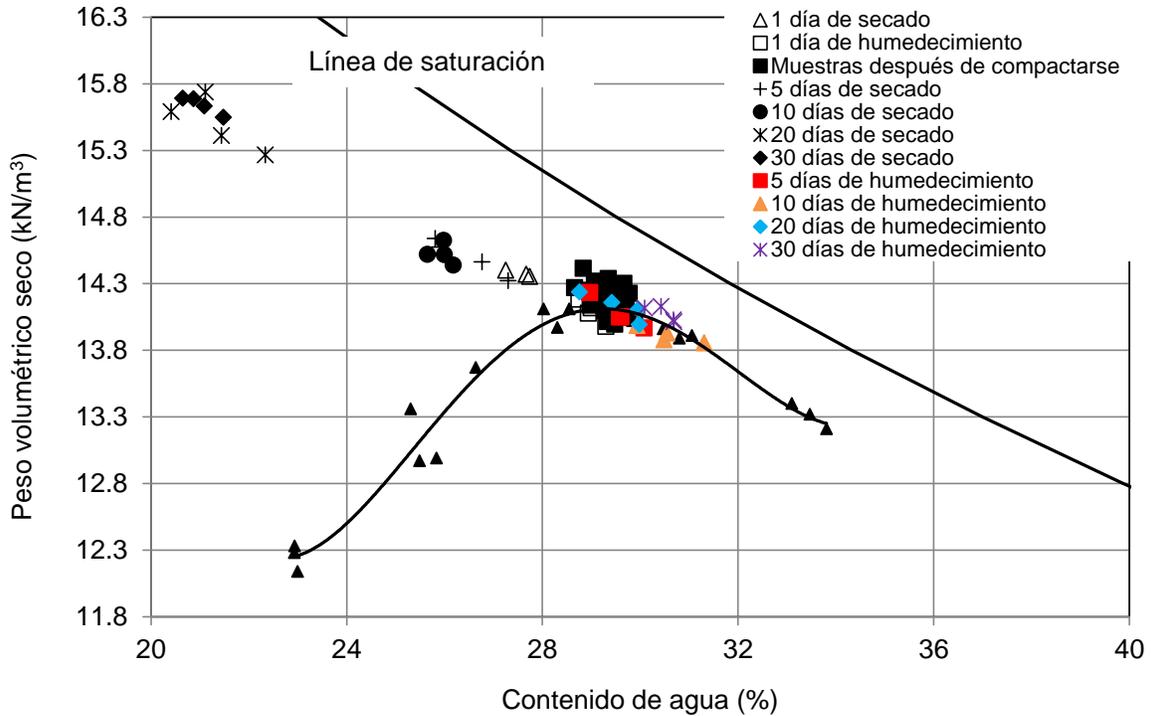


Figura 3.4
Variación de las características de compactación de las muestras después de humedecimiento o secado (arcilla roja de Guadalajara)

3.4. Modelos constitutivos para representar los resultados de M_r

Para mostrar el desarrollo del modelo presentado en este documento, se hace necesario primeramente mencionar las relaciones constitutivas que han sido propuestas para representar la relación entre el esfuerzo desviador y el módulo de resiliencia. Algunas de ellas son las siguientes:

Thompson y Robnett (1976) propusieron un modelo bilineal. Éste indica que la tendencia entre el módulo de resiliencia y el esfuerzo desviador se puede caracterizar mediante las ecuaciones 3.1 y 3.2 expresadas como:

$$M_r = K_1 + K_2 \sigma_d \quad \text{cuando } \sigma_d < \sigma_{di} \quad (3.1)$$

$$M_r = K_3 + K_4 \sigma_d \quad \text{cuando } \sigma_d > \sigma_{di} \quad (3.2)$$

Donde: σ_{di} = esfuerzo desviador en donde cambia la pendiente de la relación esfuerzo desviador contra módulo de resiliencia; K_1 , K_2 , K_3 y K_4 = parámetros del modelo, dependientes del tipo de suelo y su estado físico.

Autores como Moossazadeh y Witczak (1981) indicaron que una relación útil para modelar el comportamiento no lineal de suelos finos es:

$$M_r = K_1 (\sigma_d)^{K_2} \quad (3.3)$$

Donde: K_1 y K_2 son constantes que dependen del material y de las propiedades físicas; σ_d es el esfuerzo desviador.

Moossazadeh y Witczak utilizaron datos de literatura y encontraron que K_1 variaba entre 0 y 200 kips/in² y K_2 entre 0 y -1.

Por su parte Brown et al. (1975) y Brown (1979) (citado por Li y Selig, 1994) propusieron un modelo empírico similar para suelos saturados sobreconsolidados. Éste relaciona el módulo de resiliencia con el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ_3') y el esfuerzo desviador. La expresión está dada por:

$$M_r = K \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3'} \right)^n \quad (3.4)$$

donde K y n son parámetros que dependen del tipo de suelo, σ_d es el esfuerzo desviador y σ_3' es el esfuerzo de confinamiento efectivo.

Al respecto, Fredlund et al (1977) también propusieron un modelo semilogarítmico para un till glacial expresado como:

$$\log M_r = k - n \sigma_d \quad (3.5)$$

En este modelo los valores de k variaron entre 3.6 y 4.3; n varió entre 0.005 y 0.09. El módulo de resiliencia y esfuerzo desviador se utilizaron en unidades de kPa.

Drumm et al. (1990) presentaron un modelo hiperbólico para suelos finos de Tennessee (ecuación 3.6):

$$M_r = \frac{k + n \sigma_d}{\sigma_d} \quad (3.6)$$

En este modelo, k varió entre 2 y 70; n entre 2 y 12.

Uzan (1985) desarrolló un modelo que tomaba en cuenta el esfuerzo volumétrico y el esfuerzo desviador para considerar el estado de esfuerzos en campo. El modelo fue expresado como:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (3.7)$$

Donde k_1 , k_2 y k_3 son constantes del material; θ y σ_d son el esfuerzo desviador y el esfuerzo volumétrico, respectivamente.

Posteriormente, el modelo de Uzan fue normalizado y se expresó como:

$$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{k_3} \quad (3.8)$$

Por otra parte, en el protocolo NCHRP 1-28a, para la determinación del módulo de resiliencia se hace uso de otro modelo escrito como:

$$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta - 3k_6}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + k_7 \right)^{k_3} \quad (3.9)$$

donde, M_r : módulo de resiliencia; θ : esfuerzo volumétrico; k_i : constantes de regresión, P_a : presión atmosférica y τ_{oct} : esfuerzo de corte octaédrico definido como:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3.10)$$

Donde:

σ_1 , σ_2 y σ_3 : esfuerzos principales.

En este sentido, la guía de diseño de pavimentos empírico-mecanicista AASHTO, utiliza el siguiente modelo de módulo de resiliencia para suelos finos y materiales granulares:

$$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (3.11)$$

Otros autores como Rahim y George (2005) desarrollaron un modelo para predecir el módulo de resiliencia. Éste considera relaciones de esfuerzo como (σ_d/σ_c) y (θ/σ_d) para suelos finos y suelos gruesos, respectivamente. Los modelos de suelos finos y granulares fueron expresados como:

$$M_r = k_1 P_a \left(1 + \frac{\sigma_d}{1 + \sigma_c} \right)^{k_2} \quad (3.12)$$

$$M_r = k_1 P_a \left(1 + \frac{\theta}{1 + \sigma_d} \right)^{k_2} \quad (3.13)$$

donde, M_r : módulo de resiliencia (MPa); σ_d : esfuerzo desviador (kPa); σ_c : presión de confinamiento (kPa); θ : esfuerzo volumétrico (kPa); P_a : presión atmosférica (kPa); k_1 y k_2 : parámetros del modelo.

Después de establecer los modelos, los valores de k_1 y k_2 se correlacionaron con propiedades como límite líquido, contenido de agua, peso volumétrico seco y porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200.

Como se puede observar, existe una gran variedad de modelos propuestos. Por supuesto, cada uno de ellos fue obtenido –en la mayor parte de los casos- con suelos particulares, excepto por el modelo universal (ecuación 3.11), el cual parece ajustarse a todos los tipos de suelos. En este documento el énfasis es sobre el modelo 3.4, sólo que la variable presión de confinamiento efectiva se reemplaza simplemente por presión de confinamiento.

3.5. Desarrollo del nuevo modelo

Algunos autores han desarrollado correlaciones para estimar el módulo de resiliencia basándose únicamente en estados de esfuerzos particulares (Hossain y Kim, 2014; Lee et al., 1997; Jones y Witczak, 1997; Thompson y Robnett, 1979), sin embargo, cada prueba de módulo de resiliencia (siguiendo el protocolo NCHRP 1-28A) proporciona 16 valores (Figura 3.5).

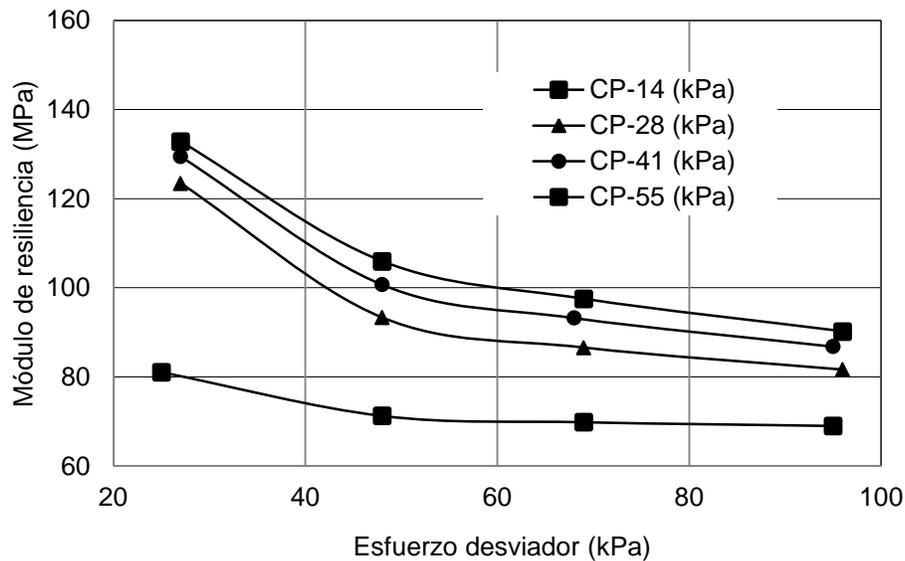


Figura 3.5
Relación entre módulo de resiliencia y esfuerzo desviador

Uno de los objetivos de los autores de esta investigación fue desarrollar un modelo para estimar el módulo de resiliencia incluyendo todos los valores proporcionados en la prueba ya que de lo contrario, se desaprovecha bastante información.

El primer paso para el desarrollo del modelo fue graficar los datos de todas las pruebas de módulo de resiliencia en una forma más conveniente. Se graficó entonces (σ_d/σ_3) contra módulo de resiliencia (Figura 3.6), de lo cual se observó que los datos se podían ajustar con un modelo potencial expresado en (3.14).

$$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{k_2} \quad (3.14)$$

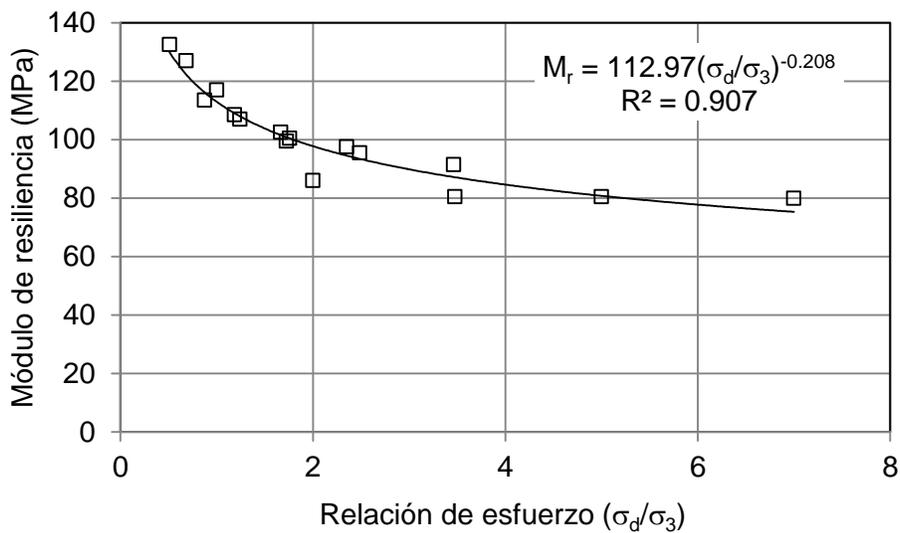


Figura 3.6
Relación entre módulo de resiliencia y la relación de esfuerzo (σ_d/σ_3)

Tomando como base la observación de relación única, se graficaron todos los resultados de módulo de resiliencia para todas las condiciones de humedecimiento y secado para los cinco suelos; tres suelos mostrados en la publicación 355 y los dos indicados en este documento. Un ejemplo de estas gráficas se muestra en la Figura 3.7 y 3.8 para un suelo CH y para el suelo SM. En las figuras también se muestran los modelos potenciales de cada curva.

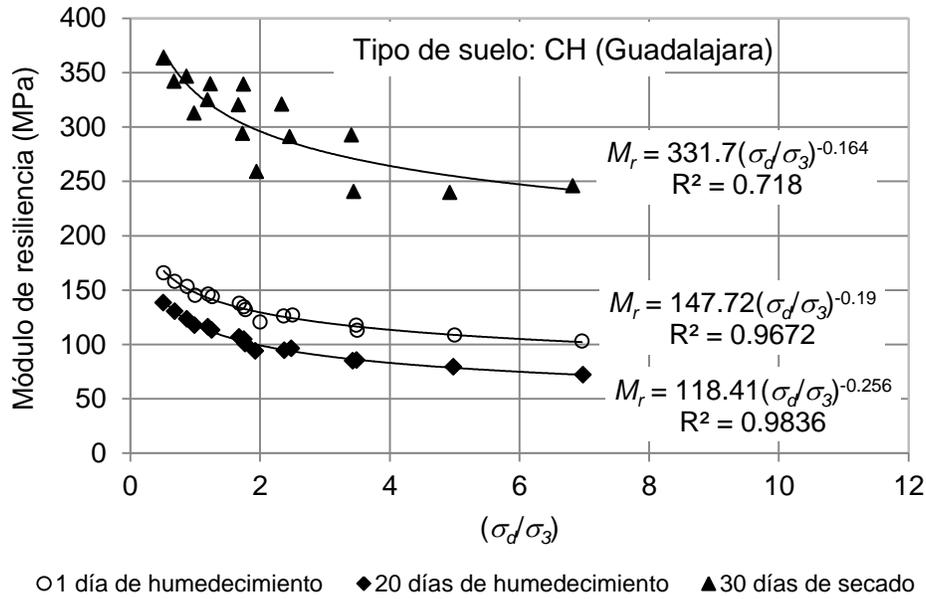


Figura 3.7
Posiciones de la curva M_r contra (σ_d/σ_3) dependiendo de la condición de contenido de agua (suelo CH)

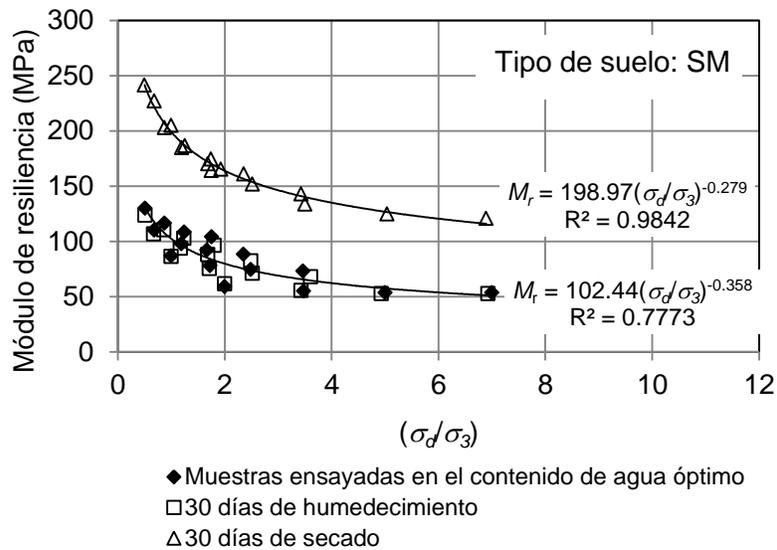
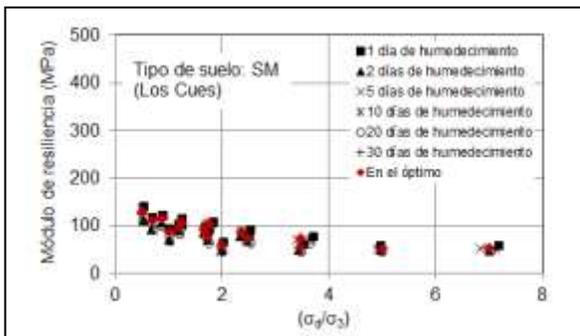


Figura 3.8
Posiciones de la curva M_r contra (σ_d/σ_3) dependiendo de la condición de contenido de agua (suelo SM)

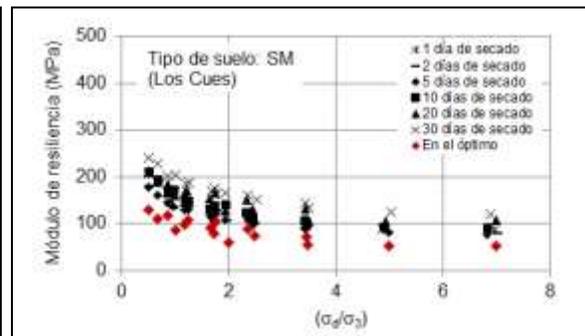
Las gráficas anteriores muestran de forma clara que el coeficiente k_1 del modelo varía de forma importante dependiendo del contenido de agua de las muestras mientras que el valor de k_2 presenta una variación muy estrecha.

Si se revisa el efecto del contenido de agua para los cinco suelos se observa lo siguiente:

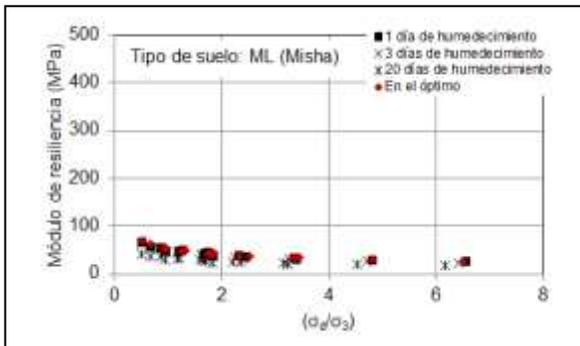
- Si se comparan los valores de módulo de resiliencia de la condición óptima con respecto a los de las probetas que se humedecieron, se observa que los valores son muy similares para el caso de cuatro suelos, excepto el caso de la arcilla CH de Tlacote (Figura 3.9a, c, e, g, i).
- Con respecto a las muestras que se secan, los valores de módulo de resiliencia sí presentan una mayor variación con respecto a lo que se obtuvieron en la condición óptima (Figura 3.9b, d, f, h, j).



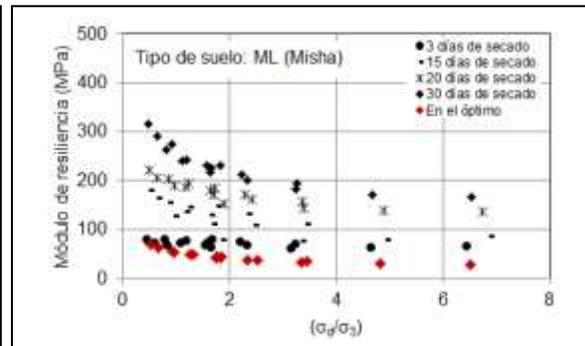
(a)



(b)



(c)



(d)

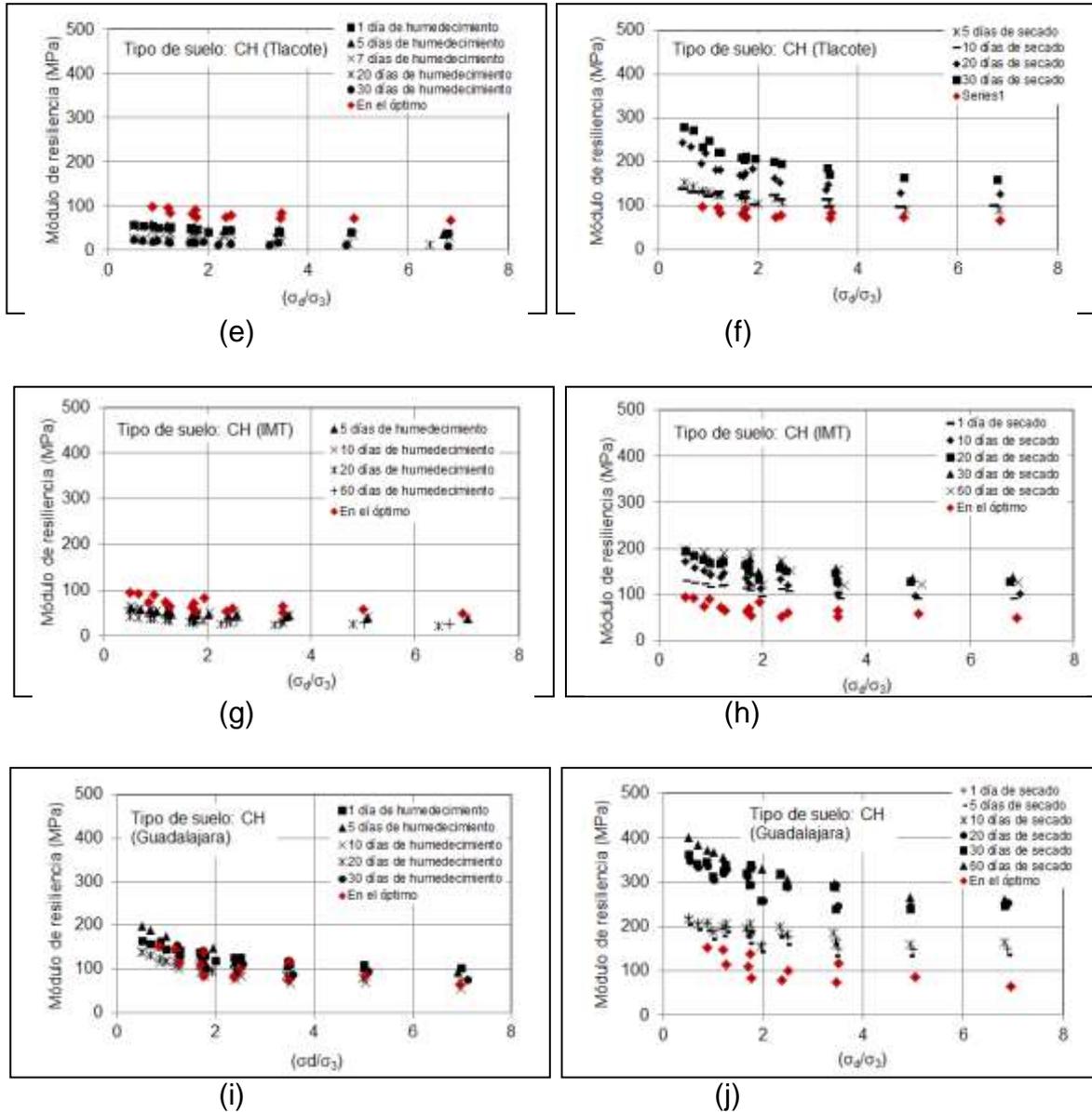


Figura 3.9

Módulos de resiliencia para las muestras que se humidicieron y se secaron

De acuerdo con los resultados anteriores, el contenido de agua es una de las variables más importantes en los cambios del módulo de resiliencia (como ya lo han expuesto varios investigadores), por tanto, se graficaron los valores de k_1 y k_2 contra la variación del contenido de agua de las probetas ($w-w_{opt}$), obteniéndose así las Figuras 3.10 y 3.11. La Figura 3.10 indica que k_1 se puede modelar con una relación exponencial mientras que k_2 no presenta correlación definida, sin embargo, su variación presenta un rango muy pequeño, por lo que en este caso se le asignó un valor promedio de -0.25.

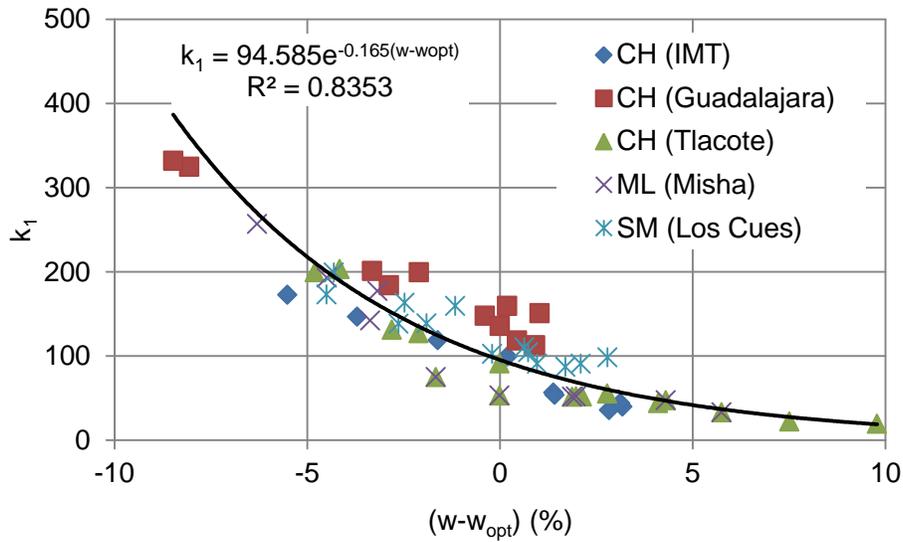


Figura 3.10
Relación entre k_1 y la variación de contenido de agua

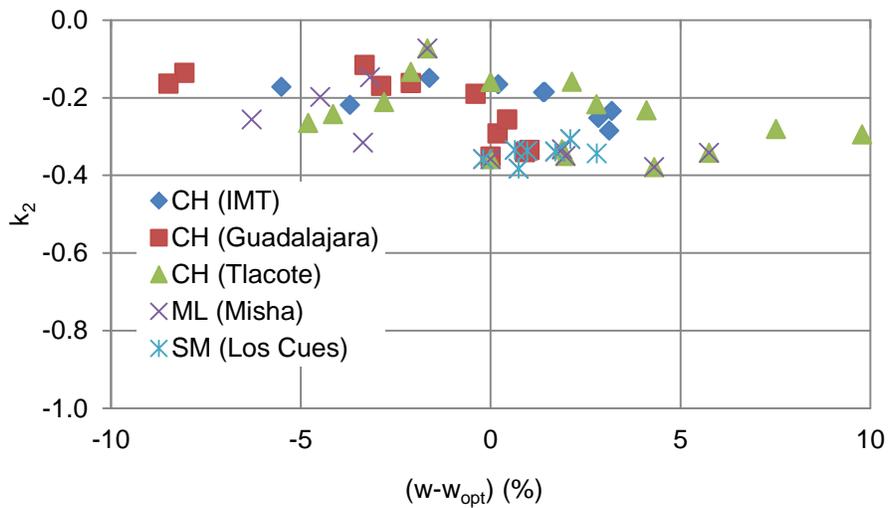


Figura 3.11
Relación entre k_2 y la variación de contenido de agua

Sustituyendo la ecuación de k_1 y el valor de k_2 en la ecuación (3.14), se tiene entonces el modelo propuesto (ecuación 3.15):

$$M_r = 94.6e^{-0.165(w-w_{opt})} \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{-0.25} \quad (3.15)$$

$$R^2 = 0.84$$

donde: M_r es el módulo de resiliencia (MPa); $(w-w_{opt})$ es la variación del contenido de agua con respecto al óptimo (%); σ_d = esfuerzo desviador (kPa), y σ_3 = presión de confinamiento (kPa).

Al relacionar los módulos de resiliencia de laboratorio con los calculados por el modelo se encuentra que el coeficiente de correlación R^2 es de 0.84, lo cual indica que el modelo parece ser adecuado para estimar las variaciones del M_r (Figura 3.12).

Por otro lado, al parecer el modelo es independiente del tipo de suelo, ya que los valores de M_r de los cinco suelos se encuentran muy cerca de la línea de 45°, exceptuando el caso del suelo CH (Guadalajara), el cual presenta una serie de valores que se alejan de la línea de igualdad (Figura 3.12).

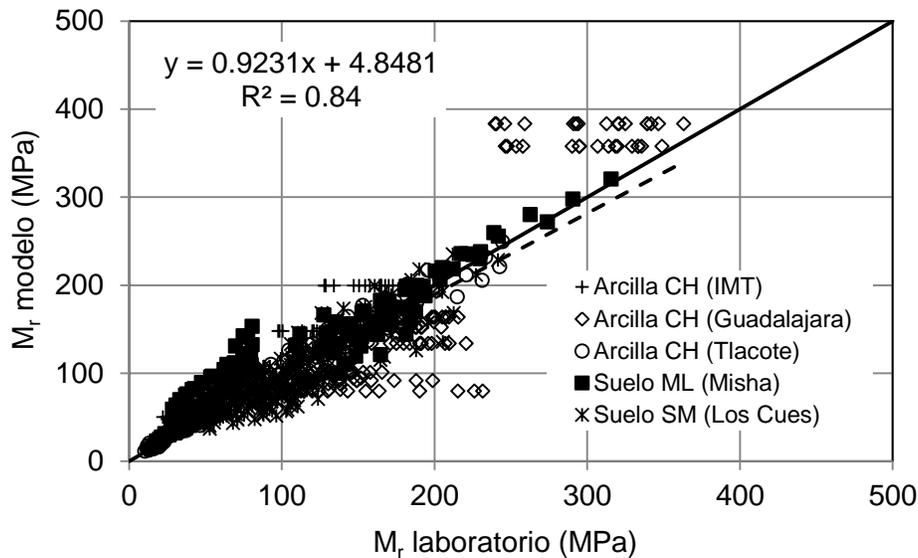


Figura 3.12
Módulo de resiliencia de laboratorio contra módulo de resiliencia estimado con el modelo

Cabe señalar que antes de formular el modelo sólo en función del contenido de agua se estudiaron otras variables que pudieran incluirse en el modelo. Entre estas variables se pueden mencionar el cambio en compacidad, el cambio en relación de vacíos, el cambio en grado de saturación y el cambio en peso volumétrico. Las tres primeras están muy relacionadas con el cambio en contenido de agua, por lo tanto, se decidió utilizar el cambio de contenido de agua ya que es una variable fácil de medir en cualquier laboratorio. Por otro lado, el cambio en peso volumétrico seco sí explica parte de la variación del módulo de resiliencia, pero el coeficiente de correlación cambia sólo en un 0.1. Por esto, se decidió presentar el modelo solo en función del estado de esfuerzos y del contenido de

agua. Es claro que a medida que un modelo contenga más variables será menos útil a la comunidad ingenieril.

Cabe aclarar que el modelo aplica dentro de los rangos de contenido de agua estudiados, por lo que no es recomendable realizar extrapolaciones, ya que se pueden obtener resultados irreales.

Finalmente, los autores de este documento siguen evaluando otros suelos bajo los mismos procedimientos presentados en esta investigación. Los datos que se obtengan se utilizarán para verificar la capacidad del modelo propuesto y se presentarán en una publicación próxima.

4 Conclusiones

La vida útil de una estructura de pavimento depende en gran medida de la rigidez (representada por el módulo de resiliencia) de los materiales que la conforman. La rigidez o módulo de resiliencia de los materiales variará dependiendo de las condiciones de contenido de agua; si el contenido de agua se incrementa o se reduce, la rigidez se reduce o se incrementa, respectivamente. Es importante, entonces, que dichas variaciones en la rigidez o módulo de resiliencia se contemplen en el diseño del pavimento. Para esto, se requiere desarrollar modelos que indiquen cuál es la variación de esta propiedad cuando se presenta un cambio en contenido de agua. En este documento se mostró el desarrollo de un modelo de este tipo y las conclusiones que se obtuvieron fueron las siguientes:

- Durante el acondicionamiento de las probetas, éstas presentan cambio de volumen, por lo tanto, esto se refleja directamente en el peso volumétrico seco. Lo que se observa es una relación lineal entre el cambio de contenido de agua y peso volumétrico seco.
- Durante la experimentación se observó que los resultados de módulo de resiliencia pueden ser repetibles si el contenido de agua se controla con una variación de $\pm 0.5\%$ y el peso volumétrico con una variación de $\pm 1\%$, que es lo recomendado en el protocolo de prueba de módulo de resiliencia (NCHRP 1-28A).
- En la literatura se han propuesto varios modelos para modelar los resultados de una prueba de módulo de resiliencia; en este caso, se observó que al graficar la relación (σ_d/σ_3) contra módulo de resiliencia, se obtiene una relación única que puede ajustarse con una relación potencial. Los parámetros de ajuste se designaron como k_1 y k_2 .
- Para cada condición de humedecimiento o secado estudiada se obtuvieron los valores de k_1 y k_2 . Se observó que k_1 se correlaciona bien con la variación del contenido de agua. El valor de k_2 presenta una variación muy pequeña por lo que se le asignó un valor promedio de -0.25 .
- Se observó que la variación en peso volumétrico seco explica sólo una pequeña parte de la variación del coeficiente k_1 , por lo tanto, se decidió no incluirlo como parte del modelo final.

- El modelo para estimar la variación del contenido de agua se propone en función sólo de la variación del contenido de agua y del estado de esfuerzos. Los valores que proporciona el modelo parecen concordar con los valores obtenidos en laboratorio.
- Los autores siguen realizando más pruebas con otros tipos de suelos. Los resultados se utilizarán para llevar a cabo la verificación del modelo.

Bibliografía

Mehrotra, A. (2014). Evaluating the influence of moisture variation on resilient modulus for unsaturated pavement subgrades. Louisiana State University. Thesis. Master of Science in Civil Engineering.

Water in Road Structures. Movement, drainage and Effects. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 5. Andrew Dawson Editor.

Carrera, A., Dowson, A. y Steger, J. (2009). State of the art materials' sensitivity to moisture change. Road Research in Europe.

Bayomy, F. y Salem, H. (2004). Monitoring and modeling subgrade soil moisture for pavement design and rehabilitation in Idaho. Phase III: Data Collection and Analysis. Final Report submitted to Idaho Transportation Department. July 2004.

Bañon, L., y Beviá, J.F. (2000). Manual de Carreteras. Vol 1. Elementos y Proyecto. Alicante: Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, S.A. ISBN 84-607-0267-7.

Jones, M.P. y M.W. Witzczak (1977). Subgrade Modulus on the San Diego Tert Road. Transportation Research Record 641. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. 1977. Pp. 1-6.

Rada, G. and M.W. Witzczak. Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Materials. Transportation Research Record 810. Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1981. Pp. 23-33.

Salem, H. M., Bayomy, F. M., y Al-Taher, M.G. (2003). Prediction of Seasonal Variation of Subgrade Resilient Modulus Using LTPP Data.

Dempsey, B. J., y Elzeftawy, A. (1976). Interim Report. Moisture Movement and Moisture Equilibria in Pavement Systems. Conducted by the Transportation Research Laboratory. Department of Civil Engineering . University of Illinois at Urbana-Champaign.

Kelley, E. J. (1999). The Effect of Soil Moisture on Pavement Systems. A master Science thesis presented to the Faculty of the Fritz J. and Dolores H. Russ. College of Engineering and Technology. Ohio University.

Li, D., y Selig, T. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. J. Geotech. Engrg., 120(6). Pp. 939-957.

Moossazadeh, J., and Witczak, M.W. (1981). Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior. Transportation Research Record 810. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Baladi, G.Y., Dawson, T.A., and Haider, S.W. (2009). Laboratory Subgrade Resilient Modulus Design Values for the State of Michigan. 88th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Baladi, G.Y., Sessions, C.P., and Haider, S.W. (2009). Backcalculated and Laboratory Measured Resilient Modulus Values. 88th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Bayomy, F., El-Badawy, S., Awed, A. (2012). Implementation of the MEPDG for Flexible Pavements in Idaho. Report No. FHWA-ID-12-193. National Institute for Advanced Transportation Technology, University of Idaho. Prepared for Idaho Transportation Division of Highways, Resource Center. May 2012.

Brown, S.F. (1996). Soil Mechanics in Pavement Engineering. Géotechnique 46. No. 3. Pp. 383-426.

Bulut, R., Muraleetharan, K.K. M., Zaman, M., Yue, E., Soltani, H., and Hossain, Z. (2013). Evaluation of the enhanced integrated climatic model for modulus-based construction specification for Oklahoma Pavements. Oklahoma Transportation Center. Report No. OTCREOS11.1-10-F.

Chen, D.H., Zaman, M.M., and Luguros, G. (1994). Resilient Moduli of Aggregate Materials: Variability due to Testing Procedure and Aggregate Type. Transportation Research Record 1462. Pp. 57-64.

Hossain, M. S. and Kim, W.S. (2014). Estimation of Subgrade Resilient Modulus Using the Unconfined Compression Test. Final Report: VCTIR 15-R12. Virginia Center for Transportation Innovation and Research.

Hossain, M.S. (2009). Estimation of Subgrade Resilient Modulus for Virginia Soil. 88th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Jones, M. P., and Witczak, M.W. (1997). Subgrade Modulus on the San Diego Test Road. Transportation Research Record 641, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. (1977). Pp. 1-6.

Khoury, N., Brooks, R. Musharraf, Z.M., and Khoury, N.C. (2009). Variations of Resilient Modulus of Sub-grade Soils with Post-Compaction Moisture Contents. 88th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Khoury, C., Khoury, N., and Miller, G. (2011). Effect of cyclic Suction History (Hydraulic Hysteresis) on Resilient Modulus of Unsaturated Fine-Grained Soil. 90th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Lee, W., Bohra, N.C., Altschaeffl, A.G., and White, T.D. (1997). Resilient Modulus of Cohesive Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 123. No. 2. February, 1997. Pp. 131-135.

Mohammad, L.N., Huang, B., Puppala, A., and Allen, A.J. (1999). Regression model for Resilient Modulus of Subgrade Soils. *Transportation Research Record* 1687. Pp. 47-54.

Mohammad, L.N., Puppala, A.J., and Alavilli, P. (1994). Influence of Testing Procedure and LVDT Location on Resilient Modulus of Soils. *Transportation Research Record* 1462. Pp. 91-101.

Moossazadeh, J., and Witczak, M.W. (1981). Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior. *Transportation Research Record* 810. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Muhanna, A.S., Rahman, M.S., and Lambe, P.C. (1998). A model for Resilient Modulus and Permanent Strain of Subgrade Soils. *Transportation Research Record* 1619. Pp. 82-93.

Nazarian, S., Feliberti, M. (1993). Methodology for Resilient Modulus on Cohesionless Subgrade Soils. *Transportation Research Record* 1406. Pp. 108-115.

NCHRP. Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Transportation Research Board of National Academies. Washington, 2004.

Rahim, A.M. and George, K.P. (2005). Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design. *The International Journal of Pavement Engineering*. Vol. 6. No. 2. June 2005. Pp. 89-96.

Santha, B. L. (1994). Resilient modulus of subgrade soils: Comparison of two Constitutive Equations. *Transportation Research Record* 1462: Soils, Geology and Foundations. Transportation Research Board.

Sawansuriya, A., Edil, T.B., and Benson, C.H. (2009). Effect of Suction on the Resilient Modulus of Compacted Fine-Grained Subgrade Soils. 88th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Seed, H. B., Chan, K., and Monismith, C. L. (1955). Effects of Repeated Loading on the Strength and Deformation of Compacted Clay. A paper prepared for presentation at the annual meeting of the Highway Research Board. January 11-14, 1955. Washington, D.C.

Soliman, H., and Shalaby, A. (2011). Developing Pavement Design Inputs for Fine-Grained Subgrade Soils in Manitoba. 90th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Taamneh, M.M. and Liang, R.Y. (2011). Predicting Stress and Moisture Dependent Resilient Modulus of Cohesive Soils. 90th Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

Thompson, M.R., and Robnett, Q.L. (1979). Resilient Properties of Subgrade Soils. Transportation Engineering Journal of ASCE. Vol. 105. No. TE1 (January 1979). Pp. 71-89.

Uzan, J. (1985). Characterization of Granular Material. Transportation Research Record No. 1022. Pp. 52-59.

Soliman, H. y Shalaby (2010). Sensitivity of subgrade resilient modulus to moisture variation. 2010 Annual Conference of the Transportation Association of Canada. Halifax, Nova Scotia.

Salem, H., Bayomy, F., y Al-Taher, M. (2003). Prediction of seasonal variation of subgrade resilient modulus using LTPP Data. TRB 2003 Annual Meeting CD-ROM.

Vanapalli, S. y Han, Z. (2013). Prediction of the resilient modulus of unsaturated fine-grained soils. Proc. of the Int. Conf. on Advances in Civil Engineering. AETACE. Elsevier.



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/>