



Certificación ISO 9001:2000 ‡
Laboratorios acreditados por EMA §

MÓDULOS DE RESILIENCIA DE AGREGADOS PROVENIENTES DE ROCAS ALTAMENTE INTEMPERIZADAS

Paul Garnica Anguas José Antonio Gómez López Alfonso Pérez Salazar Guadalupe E. Itandehui Martínez Peña Julio Alejandro Chávez Cárdenas

> Publicación Técnica No 256 Sanfandila, Qro, 2004

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Módulos de resiliencia de agregados provenientes de rocas altamente intemperizadas

Índice

| Res | umen | | Ш |
|-------|--|--|----------------------------------|
| Abs | tract | | V |
| Res | umen | ejecutivo | VII |
| Intro | oduco | ción | 1 |
| 1. | | nódulo de resiliencia en las metodologías liseño actuales | 5 |
| | 1.1 1.2 1.3 | Definición de pavimento Recopilación de información Concepto del módulo de resiliencia | 5 7 13 |
| 2. | Des | cripción del experimento | 27 |
| | 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6 | Aspectos de la ciudad de Morelia Descripción general del procedimiento Descripción de los bancos de materiales Ensayes efectuados para la caracterización de los materiales utilizados Diseño de las probetas para el ensaye triaxial cíclico Descripción del procedimiento para la prueba del módulo de resiliencia | 27 28 30 32 40 41 |
| 3. | Aná | lisis e interpretación de resultados | 45 |
| | 3.1 3.2 3.3 3.4 3.5 | Análisis de resultados Modelo de regresión lineal Regresión del modelo potencial con la expresión $Mr = K_1 \theta^{K2}$ Gráfica global con los valores de Mr para todos los ensayes Comparación entre los valores del módulo resiliente obtenidos, y los consignados en la literatura Valores del módulo resiliente en material para base sin finos, material 100% granular | 45 50 51 54 54 |

| 3.7 3.8 3.9 | Regresión con el modelo del Dr Juárez-Badillo Deformación permanente Pruebas triaxiales de compresión a la falla | 55 61 63 |
|-------------------|--|----------------|
| Conclus | iones | 67 |
| Referen | cias | 73 |
| Anexo | | 77 |

Resumen

Se presentan los resultados de pruebas del módulo de resiliencia en materiales granulares obtenidos de rocas altamente intemperizadas. Es común utilizar estos agregados en la construcción de carreteras, pues en la mayoría de las veces se les considera adecuados, debido a que los valores que arrojan en su caracterización física son buenos; tal es el caso de granulometría, desgaste de Los Ángeles, gravedad específica, etc., aún cuando suelen presentar problemas serios cuando se colocan, por ejemplo, como base del pavimento, por tener propensión a la deformación permanente, y generación de baches, además de que el material comienza a romperse. Tal es el caso de materiales como los que se usan en carreteras de Michoacán; más aún, se les suele adicionar material cementante para que el granular sea compactable, apareciendo problemas adicionales si es que hay presencia de agua y tránsito excesivo.

Abstract

This publication presents and discusses the results obtained from an experimental study that was realized to know the resilient modulus of granular materials commonly used in layers of pavement. In some cases this kind of materials are used because shows good values of quality in grain size, abrasion in The Angeles machine and density; but presented serious problems of permanent deformation and rutting. The tests were realized in a triaxial cyclic machine. The material used was obtained of a quarry of volcanics rocks near to Morelia City.

Abstract

This publication presents and discusses the results obtained from an experimental study that was realized to know the resilient modulus of granular materials commonly used in layers of pavement. In some cases this kind of materials are used because shows good values of quality in grain size, abrasion in The Angeles machine and density; but presented serious problems of permanent deformation and rutting. The tests were realized in a triaxial cyclic machine. The material used was obtained of a quarry of volcanics rocks near to Morelia City.

Resumen ejecutivo

Para cualquier país el principal motor del desarrollo son sus carreteras, dado que permiten conectar sus centros de población con zonas comerciales, agrícolas y ganaderas [4]. Por la importancia que tienen estas vías de comunicación a nivel internacional es necesario construirlas con la calidad debida a fin de prolongar su vida útil y por tanto, reducir los costos de mantenimiento y operación [5].

La estructura de los pavimentos implica que en su construcción se utilice tierra y/o se apoye sobre tierra, por ende la necesidad de conocer el comportamiento de los suelos, obliga a tomar en cuenta todo el conjunto de condiciones que comprenden, desde la composición mineralógica, la estructura del suelo, la cantidad y estado de agua que contiene hasta su manera de fluir bajo el efecto de las condiciones de carga [2].

La construcción de vías terrestres implica el uso de los suelos en forma selectiva, juiciosa y en lo posible científica; afortunadamente la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente aprender a manejar de la mejor manera posible suelos y rocas. Una importante división de esta ingeniería son la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y en especial la geología.

Cuando se hace una deficiente localización geológica de un camino, los problemas pueden desembocar más tarde en derrumbes y deslizamientos de taludes, en hundimientos de las terracerías, o bien en afloramientos indeseables de agua debajo de los pavimentos, con su consecuente destrucción obras con mantenimientos sumamente costosos.

En otros países, los estudios para analizar las características de las cargas trasmitidas por el tránsito han determinado que al someter una muestra del suelo compactado a carga cíclica, se presenta una "deformación resiliente", también llamada elástica; a este respecto se puede añadir a reserva de tratar el tema más adelante, que estas características representan a las muestras bajo la acción de cargas cíclicas, como un estado en recuperación instantánea al cual se le suele denominar plástico, en el que permanecen en el pavimento aún después de cesar la causa que las deformó, aclarándose que bajo la condición de carga móvil la deformación permanente se va acumulando, de tal forma que en los ciclos intermedios de carga dicha deformación disminuye, hasta desaparecer en los ciclos finales de la carga. En este momento la muestra llega a un estado resiliente, o sea que toda la deformación es recuperable.

El propósito del trabajo es mostrar y discutir conceptos relacionados con el comportamiento de suelos compactados sujetos a carga repetida, bajo una metodología estricta que incorpore eficazmente el diseño del experimento, el cual deberá apegarse a las condiciones normativas de los caminos.

Existen materiales que frecuentemente se utilizan para construir las capas de pavimento; tal es el caso de los clasificados como granulares, que son producto de rocas altamente intemperizadas y que pueden en principio, tener características físicas aceptables, aunque su comportamiento mecánico no sea el más adecuado, pues llegan a ser muy deformables bajo la acción de tránsito intenso, presentándose problemas serios de roderas e incrementándose el daño a la estructura carretera si existe presencia de agua.

En el primer capítulo se presentan las metodologías de diseño actuales relacionadas con el módulo de resiliencia por ser el que se utiliza para diseño de pavimentos utilizando los métodos mecanicistas. Se mencionan los factores que influyen en el comportamiento mecánico de los medios granulares, considerando tanto la deformación permanente o plástica y la deformación recuperable o resiliente.

En el segundo capítulo se describe la metodología utilizada en el experimento tomando en cuenta los materiales utilizados, en este caso, bancos de materiales cercanos a de la ciudad de Morelia, así como la preparación de los especímenes y la ejecución de las pruebas de módulo de resiliencia, en la máquina triaxial cíclica.

En el tercer capítulo se presentan el análisis y la interpretación de los resultados, incluyendo los obtenidos mediante los modelos de regresión existentes, pudiendo ser el lineal, el potencial y el del Dr Juárez-Badillo.

Por último se presentan las conclusiones generadas de la presente investigación. Al respecto se señala que el módulo de resiliencia es una propiedad básica de los materiales, que seguramente regirá en los próximos años, pero a la vez reconociendo características no lineales en su comportamiento, con lo cual se tiende quizá a la sustitución de la metodología del Valor Relativo de Soporte.

Introducción

Los primeros caminos eran simples huellas formadas por animales silvestres; posteriormente cuando el hombre comenzó a utilizar animales para transportar sus cosas, las huellas se ensancharon, lo mismo sucedió al colocar ruedas debajo de sus cargas, lo cual no impidió que en tiempo de lluvias esas vías se convertían en lodazales intransitables; esto originó la idea de proteger los caminos con empedrados, para a continuación efectuar la planeación de vías nuevas [1].

Para cualquier país, el principal motor del desarrollo son sus carreteras, dado que permiten conectar sus centros de población con zonas comerciales, agrícolas y ganaderas [4]. Por su importancia a nivel mundial las carreteras tienen que llevarse a cabo con la calidad que permita más vida útil y a la vez reducir los costos de mantenimiento [5].

El estudio de las vías terrestres es una importante rama de la ingeniería, encauzada al diseño, construcción, operación y mantenimiento de los pavimentos para caminos y aeropistas, así como en lo que respecta a las terracerías en vías férreas; es decir, son la infraestructura básica del transporte. Para el caso de los caminos, estos se contemplan desde el más simple camino rural hasta una autopista de altas especificaciones [2].

La estructura de los pavimentos implica que en su construcción se utilice tierra y/o se apoye sobre tierra; por ende, la necesidad de conocer el comportamiento de los suelos, obliga a tener en cuenta el conjunto de condiciones que comprenden desde la composición mineralógica, la estructura del suelo, la cantidad y estado de agua que contiene, y de la misma manera cómo fluye bajo el efecto de las condiciones de carga [2].

Al respecto de la palabra suelo, se puede decir que tiene diferentes interpretaciones, de acuerdo con el perfil de cada profesional que de alguna forma trabaja con é; por ejemplo, para el geólogo cuya labor está más cerca del proyectista y constructor de carreteras, de vías férreas y aeropistas, dicho término tiene el siguiente significado: "es todo material intemperizado en el lugar en el que ahora se encuentra, y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie". La definición a pesar de todo, es limitada para el ingeniero constructor de vías de comunicación; por lo cual, realmente representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves pero sin incluir rocas sanas, ígneas, metamórficas y los depósitos sedimentados altamente cementados que no se ablanden o desintegren rápidamente ante la acción de la intemperie; por lo demás, el agua juega una acción fundamental en el comportamiento mecánico del suelo [6, 2].

Los agentes generadores de los suelos son primordialmente, el aire, el agua o una combinación de estos. De cualquier forma los mecanismos relevantes de

afectación se pueden clasificar en descomposición química, y desintegración mecánica. El primero representa la acción de agentes que atacan a las rocas modificando su constitución mineralógica o química, siendo el principal elemento el agua y los mecanismos más activos la oxidación, la hidratación y la carbonatación [7]. En lo que respecta al segundo, se refiere a la desintegración mecánica que significa cambios por agentes físicos, tales como variaciones periódicas de temperatura; la acción de las heladas con grave afectación en las grietas y fisuras de las rocas; los efectos de organismos; plantas, etc [7].

Todos los efectos mencionados se pueden acentuar o recrudecer con los cambios de temperatura, por lo que es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas; mientras que son típicas de zonas más frías, las formaciones arenosas o limosas de mayor tamaño. Un ejemplo típico es la zona de desiertos en los que se encuentran más bien formaciones arenosas producidas por las acciones constantes de tensiones, y compresiones sobre la roca, incrementados estos efectos por los descensos continuos de temperatura; por lo demás, prevalece la ausencia del agua y por tanto la descomposición orgánica.

La construcción de vías terrestres implica el uso de los suelos en forma selectiva, juiciosa y en lo posible científica; afortunadamente la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente aprender a manejar de la mejor manera posible los suelos y las rocas. Una importante división de esta ingeniería son; la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y sin dejar de mencionar a la ciencia madre, la geología.

Por ejemplo, cuando se hace una deficiente localización geológica de un camino, los problemas pueden desembocar más tarde en derrumbes y deslizamientos de taludes, en hundimientos de las terracerías, o bien en afloramientos indeseables de agua debajo de los pavimentos con su consecuente destrucción, y dando por resultado obras con mantenimientos sumamente costosos.

En otros países los estudios para analizar las características de la carga trasmitida por el tránsito, han determinado que al someter una muestra de suelo compactado a carga cíclica, se presenta "deformación resiliente", también llamada elástica; al respecto se puede añadir a reserva de tratar el tema más adelante, que estas características representan a las muestras bajo la acción de cargas cíclicas, como un estado en recuperación instantánea al cual se le suele denominar plástico, permaneciendo en el pavimento aún después de cesar la causa que las deformó; aclarando a la vez que bajo la condición de carga móvil la deformación permanente se va acumulando, de tal forma que en los ciclos intermedios de carga la deformación llega a su desaparición durante los ciclos finales de la carga. En este momento, la muestra llega a un estado resiliente, o sea que toda la deformación es recuperable.

El propósito de este trabajo es mostrar y discutir conceptos relacionados con el comportamiento de suelos compactados, sujetos a carga repetida bajo una

metodología estricta que incorpore eficazmente el diseño del experimento, el cual deberá apegarse a las condiciones constructivas de los caminos del interior del municipio de Morelia y del estado, incluso [3].

1 El módulo de resiliencia en las metodologías de diseño actuales

1.1 Definición de pavimento

El problema de la ejecución de obras de pavimentación que garantice la posibilidad de tránsito de vehículos de transporte, es en realidad tan antigua como el hombre mismo.

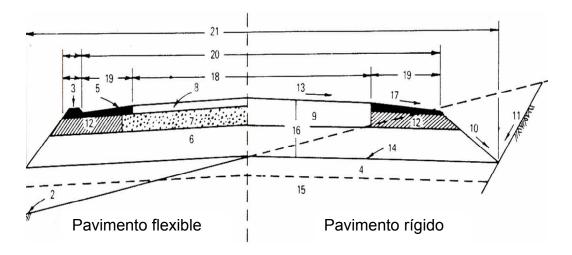


Figura 1.1
Estructura típica de un pavimento (flexible y rígido)

En la Figura 1.1 se tienen los siguientes elementos constitutivos, que conforman la sección de construcción de un camino:

- 1. Talud en terraplén
- 2. Nivel de la superficie natural de terreno
- 3. Bordillo
- 4. Capa subrasante
- 5. Material asfáltico en el acotamiento lateral
- Subbase
- 7. Base granular
- 8. Carpeta asfáltica
- 9. Losa de concreto hidráulico
- Cuneta de la sección en corte
- 11. Talud de la cuneta en la sección en corte
- 12. Material de base en el acotamiento
- 13. Bombeo de la corona
- 14. Nivel de la subrasante
- 15. Nivel de las terracerías
- 16. Estructura del pavimento

- 17. Superficie asfáltica para el acotamiento
- 18. Carriles de circulación, ancho de calzada
- 19. Acotamientos
- Ancho de corona
- 21. Ancho total del camino

Conceptos históricos de los caminos

Las civilizaciones clásicas del Medio Oriente, Egipto, China y de los señoríos Inca y Maya dejaron evidencias históricas de mucho interés respecto a redes incipientes de caminos, con un grado de desarrollo sorprendente. El Imperio romano ofrece quizá el primer ejemplo en el sentido moderno de cómo una red caminera bien construida y conservada ayudó a la conquista y sostenimiento de un dominio universal. El napoleónico es otro claro ejemplo de lo anterior; aquí es importante señalar que el constructor francés Tressaguet hizo con su labor mas que las propias tropas imperiales.

No obstante, el verdadero auge de la construcción de los pavimentos se tuvo con la aparición del automóvil y de los demás vehículos de carga y de transporte, hasta inclusive con la presencia y desarrollo de la aviación, con las características que hoy se conocen.

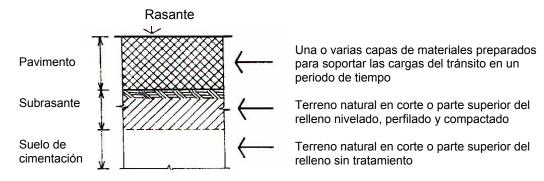
Los pavimentos romanos consistían en grandes bloques de piedra acomodados y directamente apoyados sobre el terreno natural, sorprendentemente bien conservados hasta la actualidad. De la misma manera, los incas y los mayas construyeron sus caminos aglutinando los bloques de piedra con morteros naturales, y afinando su superficie de rodamiento. Tressaguet fue el primero en construir los pavimentos por capas, ordenadas según el tamaño de partículas constitutivas; más tarde estas ideas y conceptos fueron aplicadas en Europa por Telford y Mc Adam, con la particularidad de que esas vías aún están en uso.

Las fuertes cargas actuales, la velocidad del desplazamiento vehicular, el número de repeticiones de carga, etc, han hecho que la construcción de pavimentos haya tenido una rápida evolución, al grado de pretender conocer más a fondo el comportamiento de los materiales constitutivos.

Un pavimento es la capa o conjunto de capas comprendidas entre la subrasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, y cuya finalidad es proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito, al intemperismo producido por los agentes naturales, y a cualquier otro agente perjudicial. Como función estructural, el pavimento tiene que trasmitir de manera adecuada los esfuerzos a la subrasante sin deformarla peligrosamente.

Básicamente existen dos tipos de pavimentos: flexibles y rígidos. Un pavimento es un elemento estructural monocapa o multicapa, apoyado en toda su superficie, diseñado y construido para soportar cargas estáticas y/o móviles durante un período

predeterminado, en el que necesariamente deberá recibir algún tipo de tratamiento tendiente a prolongar su "vida de servicio". Por estar formado por una o varias capas de espesores y calidades diferentes que se colocan sobre el terreno preparado para resistirlo, su función más importante es proporcionar una superficie resistente al desgaste y suave al deslizamiento, así como un cuerpo estable y permanente, bajo la acción de las cargas.



El pavimento como elemento estructural se coloca sobre el terreno preparado para soportarlo

Figura 1.2
Esquema de la estructura del pavimento

Considerando la definición anterior, los pavimentos se pueden clasificar según:

- La calidad de los materiales empleados en su construcción: estabilizados, empedrados y aglomerados, o mezclas asfálticas y de cemento Pórtland
- Su estructura: simples y reforzados
- El tipo de carga que resistirán a lo largo de la vida de servicio o el uso al que estarán destinados: urbanos, industriales, carreteros, aeropistas, etc.
- El período de vida para el que fueron diseñados y construidos; temporales o permanentes
- La forma en que distribuyen las cargas al terreno; rígidos y flexibles

1.2 Recopilación de información

Muchos ensayes se han diseñado para medir las características de los materiales de los pavimentos; algunos con resultados un tanto arbitrarios en cuanto a las comparaciones y correlaciones entre ellos, así como sus propios resultados en relación con las evaluaciones realizadas en campo, resultando que varias de estas metodologías han tenido que llegar a una estandarización, en lo que se refiere a los procedimientos de ensaye.

De cualquier forma, desde los 50s, en un gran esfuerzo se han desarrollado metodologías que incorporan las caracterizaciones en cuanto a la respuesta a las cargas y a las deformaciones de los materiales.

Históricamente, muchas rutinas de ensayes diseñadas para los pavimentos han sido bajo condiciones de carga estática, y con bajas condiciones de esfuerzo.

De una manera general se puede generalizar acerca de una categorización de los diferentes tipos de ensayes comunes:

- a) Pruebas rutinarias
 Carga de la placa
 Pruebas triaxiales
 Prueba de Valor Relativo de Soporte de California (CBR)
 Prueba del estabilómetro
 Prueba del cohesiómetro
 Módulos de ruptura
- Pruebas con parámetros de diseño con las capas
 Prueba a base del módulo de resiliencia
 Prueba del módulo complejo
- c) OtrasPruebas de fatigaPrueba de la deformación permanente

El parámetro "módulo de resiliencia" de los suelos se desarrolló en California (U.S.A.) en la década de los cincuentas gracias a las investigaciones de Francis Hveem en la Universidad de California, en Berkeley, siendo el primero en reconocer la importancia de las propiedades resilientes de las estructuras de pavimento, y efectuar la identificación de estas propiedades con la aparición de grietas sobre la superficie de los pavimentos, siendo éstas por influencia de las cargas repetidas como resultado del tráfico. Una prueba triaxial de carga cíclica o repetida es por efecto de una serie de pulsos de presión axial, separados por un intervalo de descarga, y aplicado a una muestra de suelo compactado con la inclusión de una presión de confinamiento constante. No obstante, desde hace varias décadas han existido ensayes en los que se ha considerado la importancia de las pruebas del tipo triaxial, tal como se mencionará enseguida.

Prueba triaxial de Kansas

Esta prueba se aplica por una máquina con cámara triaxial diseñada en este estado norteamericano es un método de diseño para los pavimentos en ese lugar. La prueba mide el módulo de deformación de los suelos, que se define como la pendiente de la curva "esfuerzo-deformación"; el espécimen utilizado en la cámara triaxial es de 10 cm de diámetro, reproduciéndose las condiciones de humedad

más desfavorables para la vida útil del pavimento. Para considerar correcciones se introduce un factor corrector, que es función de la precipitación pluvial de la zona en donde esté el proyecto.

El módulo de corrección se obtiene de una gráfica "esfuerzo desviadordeformación", y señalando en ésta el esfuerzo desviador que se supone actuará en el pavimento real; por tanto el módulo de deformación será la secante correspondiente a ese punto [4].

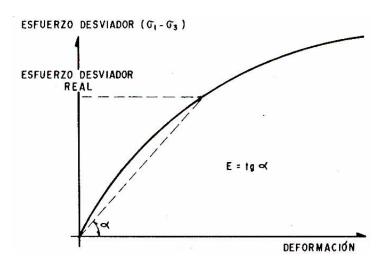


Figura.1.3

Determinación del módulo de deformación en la prueba de Kansas

Prueba triaxial de Texas

En este caso, las autoridades responsables de la construcción de carreteras de Texas han desarrollado un método triaxial cuyo fin es obtener las envolventes de resistencia de los suelos, mismas que se utilizan en un método de diseño de pavimentos que también se desarrolló en Texas. La cámara triaxial es un tubo de acero inoxidable con una membrana interior de hule en la que se introduce aire a presión para comunicar al espécimen un esfuerzo de confinamiento. Las dimensiones de la cámara son 17,20 cm de diámetro interior, por 30,50 cm de altura, con objeto de probar suelos con abundantes tamaños de partículas gruesas.

El material se compacta en cuatro capas por impactos utilizando para ello el compactador automático mecánico, posteriormente el espécimen se seca al horno a 60° C durante ocho horas, dejándose a continuación en contacto con una fuente de agua 10 días como mínimo, o durante un tiempo en días numéricamente igual al índice plástico del suelo; en ese período de absorción el suelo se somete a una sobrecarga de 0,07 kg/cm² (1 lb/plg²) [4].

Prueba del estabilómetro de Hveem

Este es otro dispositivo triaxial que sirve para fundamentar un método específico de diseño de pavimentos flexibles; con él se realiza una prueba que mide el comportamiento mecánico de los materiales bajo combinaciones de esfuerzos en niveles inferiores a los de la falla; para la preparación y compactación de los especímenes, Hveem preparó un compactador mecánico por amasado. De hecho, el estabilómetro es una cámara triaxial formada por un cilindro metálico dentro del cual hay una membrana de hule. El espacio anular entre la membrana y el cilindro metálico se llena de aceite, con objeto de trasmitir la presión lateral al espécimen. Los resultados se interpretan a través del valor de "estabilidad", con la fórmula:

Donde:

R = es el número de estabilidad de Hveem

p_v = presión vertical aplicada

p_h = presión horizontal en las paredes del espécimen medidas en el manómetro.

D =desplazamiento horizontal del espécimen, correspondiente a una a una presión horizontal de 7,00 k/cm² (100 lb/plg²).

El desplazamiento se mide por el número de vueltas que registra el indicador de la manivela de la bomba [4].

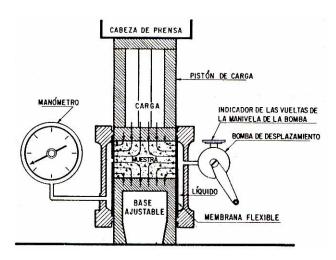


Figura 1.4 Estabilómetro de Hveem, utilizando la variante de la presión de exudación

Prueba desarrollada por el departamento de carreteras de California con objeto de aplicar el método de Hveem. Una vez compactados los especímenes se efectúa la prueba para determinar la presión de exudación, que consiste en medir el esfuerzo de compresión necesario para que el material compactado con una cierta humedad expulse el agua del molde. Utilizándose un dispositivo que consta de una base con siete celdas fotoeléctricas y adaptadas con un registrador, el espécimen dentro del molde se coloca sobre la base y se le aplica una carga incrementada de manera continua, registrándose como presión de exudación la que hace que el agua expulsada cierre el circuito de por lo menos cinco de las celdas perimetrales; la central indica el contacto entre el espécimen y la base del aparato. El departamento de carreteras de California especifica que el valor de estabilidad obtenido en el estabilómetro de Hveem que se utilice para el cálculo del espesor necesario del pavimento, corresponda a un contenido de agua tal del modelo que dé a éste, una presión de exudación de 21,0 kg/cm² (300 lb/plg²).

Prueba de Hveem, utilizando la variante de la presión de expansión

En esta prueba se mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones, un espécimen de suelo al que se permite absorber agua libre; el ensayo se efectúa de tal manera que no se permiten cambios importantes durante el mismo en el peso específico del suelo. El dispositivo consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocida para cada flecha del puente la presión que se ejerce desde la placa circular de 10,10 cm de diámetro (4"); apoyada sobre el espécimen, la presión se trasmite al puente por medio de un vástago.

La presión de expansión se mide saturando al espécimen, tal como se muestra en la Figura 1.5. En el procedimiento de diseño en vigor en California, constituye una condición de diseño que el peso del pavimento ha de ser suficiente para neutralizar la presión de expansión medida [10].

Prueba de Hveem, utilizando la variante del valor del cohesiómetro

El cohesiómetro mide la resistencia a la tensión por flexión de un espécimen de suelo. Se supone que dicho valor se relaciona con la resistencia al esfuerzo cortante que desarrolle la muestra bajo un confinamiento representativo del que tendrá en el pavimento. La prueba se aplica, sobre todo a los materiales que formarán las capas superiores de la estructura.

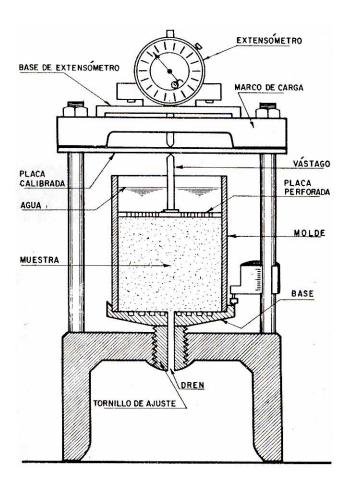


Figura 1.5 Expansiómetro de Hveem

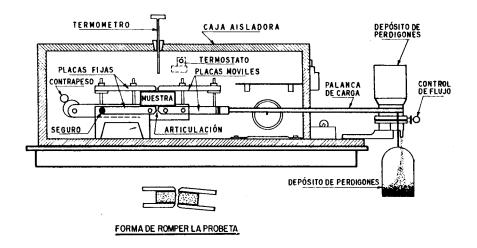


Figura. 1.6 Cohesiómetro de F. Hveem

El espécimen se coloca dentro de dos mordazas articuladas, una móvil y otra fija; la primera está ligada a una barra en cuyo extremo se va ejerciendo una fuerza creciente hasta la falla de la muestra [6].

El valor del cohesiómetro está dado por la fórmula:

$$C = \frac{W}{D (0,20H + 0,044H^2)}$$

Donde:

C = valor del cohesiómetro, en g/pulg²

W = peso de los perdigones en el depósito extremo, en gramos

D = diámetro o ancho del espécimen, en pulgadas

H = altura del espécimen, en pulgadas

Equipo triaxial cíclico

El ensaye consiste en someter a un espécimen de suelo a cargas verticales y de confinamiento lateral, adicionadas con una sobrepresión vertical (esfuerzo desviador), hasta lograr la falla en dos versiones relacionadas con las secuencias de aplicación de las cargas: metodología AASHTO, y la metodología de SHRP (Strategic Highway Research Program), con variación en las frecuencias de aplicación de las cargas [5].

1.3 Concepto de módulo de resiliencia

Los materiales que se utilizan para carreteras, representados por las terracerías o el propio terreno de cimentación de éstas, e inclusive el cuerpo del pavimento se somete a cargas de tipo dinámico de diversas magnitudes. Por lo que para tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales de la estructura del pavimento y de la misma forma del comportamiento no lineal y "resiliente" de los materiales, se han llevado a cabo investigaciones experimentales con el fin de rescatar información valiosa sobre el comportamiento esfuerzodeformación de los materiales. Estas deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea. Denominándose deformaciones plásticas las que permanecen en el pavimento una vez que ha cesado la acción de las cargas; no obstante, al tenerse cargas móviles las deformaciones permanentes se van acumulando, no antes sin denotar que en ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable; es en ese momento en el que se tiene un comportamiento resiliente [19].

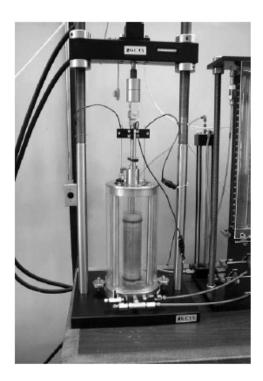


Figura 1.7
Equipo triaxial cíclico

Para 1948, Hveem y Carmany reconocieron que el módulo dinámico de elasticidad para subrasantes es un parámetro de gran importancia que permite entender el agrietamiento por fatiga de la superficie del asfalto, y que la carga monotónica podría no ser la adecuada para su correcta y adecuada determinación.

Mecanismo de deformación de un material, bajo la acción de la carga cíclica

Para el diseño de la estructura de un pavimento previniendo la falla, es necesario conocer de qué manera se presenta la falla, cómo se comporta el suelo, además de saber cuál es el comportamiento de los materiales granulares bajo la acción de carga repetida impuesta por el tránsito, produciéndose dos tipos de deformaciones: la permanente y la resiliente.

Deformación permanente o plástica, y deformación elástica, recuperable o resiliente

Respecto a la primera existen varias metodologías para determinar o estimar los valores de una deformación del tipo total permanente a consecuencia de las condiciones de trabajo de la subrasante, como consecuencia del efecto de cargas repetidas por el tránsito. El uso del análisis elástico de las capas de un pavimento

para estimar la deformación vertical fue inicialmente sugerido para controlar esa deformación.

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea, y suelen denominarse plásticas a las que permanecen en el pavimento aun después de haber cesado la acción de las cargas además de su efecto deformador. Bajo la acción de la carga móvil y repetida, la deformación plástica tiende a hacerse acumulativa, y puede llegar a alcanzar valores inadmisibles. Este proceso suele acompañarse de una apreciable densificación de los materiales, de manera que el pavimento fallado suele ser más resistente que el original.

En la Figura 1.8 se aprecia que el mecanismo por el cual la deformación permanente se va acumulando, y que para los ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta desaparecer en los ciclos finales. El espécimen del suelo llega a un estado tal en el que toda la deformación es recuperable; en este momento se tiene un comportamiento resiliente (en donde el módulo secante es igual al módulo de resiliencia).

La prueba de esta experimentación se basa en una aplicación triaxial de carga repetida a través de una serie de pulsos de presión axial, separados por un intervalo de descarga, la que se aplica a una muestra de suelo compactado en la que a su vez se ejerce también una presión de confinamiento constante; de tal manera que la determinación del máximo esfuerzo desviador repetido (σ_d) y la deformación axial recuperable (\mathcal{E}_r) , se utilizan para la obtención del módulo de resiliencia con la expresión:

$$\mathbf{M}_{r} = \frac{\mathbf{\sigma}_{1} - \mathbf{\sigma}_{3}}{\mathbf{\epsilon}_{r}} = \frac{\mathbf{\sigma}_{d}}{\mathbf{\epsilon}_{r}}$$

y si se tiene que: $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_d$; así que la expresión quedará:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

donde:

M_r = módulo de resiliencia del suelo compactado

 σ_1 = esfuerzo principal mayor

 σ_3 = esfuerzo principal menor, para la prueba viene a ser el esfuerzo de confinamiento

 σ_d = esfuerzo desviador

 ε_r = deformación axial recuperable

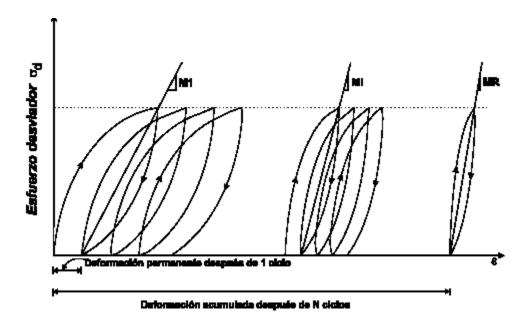


Figura 1.8 Esfuerzo deformación de un material (módulo de resiliencia)

De ahí que el concepto de módulo de resiliencia se define como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable; por tanto, este concepto se liga a un proceso de carga repetido. Entendiéndose por carga cíclica un sistema de cargas que tiene un grado de regularidad en su magnitud y en su frecuencia, incluyendo las repeticiones de cargas experimentadas en carreteras, e incluyendo a las vibraciones de alta frecuencia.

El parámetro "módulo de resiliencia o resiliente" fue introducido en California en la década de los 50's con investigaciones realizadas por F Hveem y H Seed de la Universidad de Berkeley. Hveem reconoció la importancia de las propiedades resilientes de la cimentación en la estructura de un pavimento, asociando estas propiedades con la incidencia de grietas en la superficie asfáltica. Dicho agrietamiento, bajo la influencia de la carga repetida trasmitida por el contacto de las llantas es un fenómeno de fatiga influenciado a la vez por las características del suelo de cimentación de la estructura de pavimento [14].

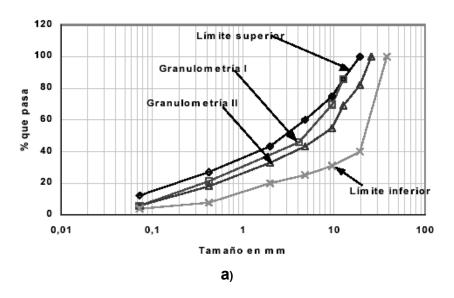
Módulo de resiliencia en suelos granulares

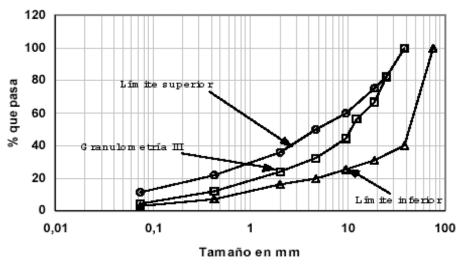
Son varios los factores que afectan el módulo de resiliencia de un material granular; se pueden clasificar en dos grupos: el primero es el tipo de material, y sus características. En el otro grupo es el nivel de esfuerzos aplicado, la duración del pulso de la carga, y el procedimiento de prueba general.

Tipo de material

Este factor influye en la naturaleza de la roca, en su grado de sanidad, su tamaño máximo de las partículas, su angulosidad, su rugosidad y su composición granulométrica.

Algunos investigadores efectuaron un estudio en el que se utilizaron hasta seis tipos de agregados, como fueron: calizas, areniscas, granitos y hasta una riolita; materiales que han servido para la construcción de bases y subbases en los Estados Unidos [19].





b)
Figuras 1.9 a) y b)
Granulometrías de los seis suelos ensayados en el estudio

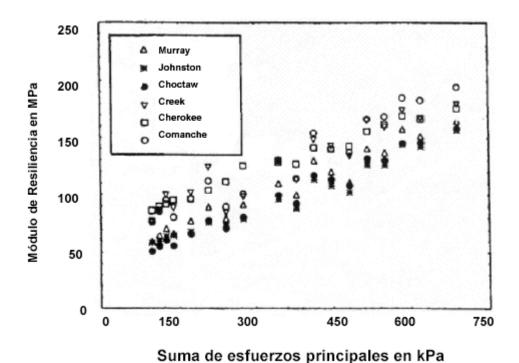


Figura 1.10
Resultados de los módulos resilientes, de los seis suelos ensayados

Los resultados denotaron la variación del módulo de resiliencia con el estado de esfuerzos, así como las diferencias por el tipo de material, cuyos valores estuvieron entre 20 y 50%. Además, para el caso de los suelos granulares, por lo general el módulo de resiliencia aumenta con el nivel de esfuerzos inducidos a los especímenes.

Corro, et al (1985), observaron que una grava arcillosa puede tener módulos de resiliencia del orden de 375 MPa; en tanto que una grava arenosa alcanza valores de 650 MPa. No obstante, Brown y Pappin dan estimaciones de módulos de resiliencia de 100 MPa para bases de buena calidad, y de 40 MPa para bases granulares deficientes.

Tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico, granulometría, esfuerzo aplicado, y contenido de agua

La Tabla 1.1 muestra los resultados de varios ensayos en los que se puede observar el efecto del tamaño del espécimen, el tipo de compactación, el peso específico y la granulometría de siete muestras y sus módulos de resiliencia.

| | | | 1 | Tipo de prueba | s | | |
|-------------------------|----------|----------|------------|----------------|------------|------------|------------|
| | A | В | С | D | E | F | G |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) |
| Procedimiento | T292-91I | T292-91I | T292-91I | T292-91I | T292-91I | T292-91I | T294-92I |
| Compactación | T180-90D | T180-90D | vibratoria | vibratoria | vibratoria | vibratoria | vibratoria |
| Tamaño del espécimen | 10.16 | 15.24 | 10.16 | 15.24 | 15.24 | 15.24 | 15.24 |
| Granulometría | | = | | | | | II |
| Peso específico (a/cm³) | 2 444 | 2.408 | 2.304 | 2.387 | 2.310 | 2.355 | 2.387 |

Tabla 1.1
Características de los materiales utilizados

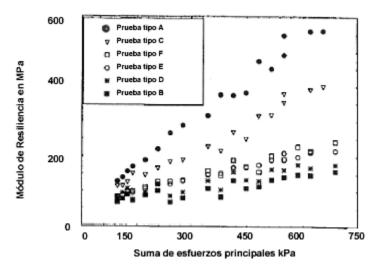


Figura 1.11
Módulos de resiliencia de los materiales ensayados

En la Figura 1.11 se puede observar que para un mismo nivel de esfuerzos dado, el módulo de resiliencia en muestras de 15,24 cm de diámetro (6", para pruebas tipo B y D), fueron más bajos que los obtenidos en los especímenes de 10,16 cm de diámetro (4" para las pruebas tipo A y C). A valores bajos de esfuerzo (menores de 137,8 kPa, o sea 20 psi), las diferencias resultaron pequeñas. Los valores más altos del módulo de resiliencia para especímenes de 10.16 cm pueden atribuirse a la diferencia en granulometrías para los diferentes modelos. Los valores más altos del módulo de resiliencia se incrementaron al utilizar una granulometría tipo I para muestras de 15,24 cm (6" para pruebas tipo E) comparadas con especímenes del mismo tamaño, pero con granulometría tipo II (para prueba tipo D).

Usando el método de compactación vibratoria, se obtuvieron en los especímenes de 10,16 cm, bajos pesos volumétricos, comparados con los especímenes de 15.24 cm para el mismo contenido de agua. No obstante, si la granulometría tipo I para muestras de 15,24 cm fuera usada, el peso específico seco para éstas llega a ser similar a los modelos de 10,16 cm. Por tanto, el peso específico seco fue dominado por la granulometría utilizada, más que por el tamaño del espécimen.

De una comparación de los valores del módulo de resiliencia para las granulometrías II y III (para las pruebas tipo D y F) resulta que la graduación III

produce valores del módulo de resiliencia ligeramente más altos que los de la granulometría tipo II (Figura 1.11). No obstante, el efecto de la granulometría sobre el módulo de resiliencia pareciera tener menos importancia.

Por otro lado, Thompson (citado en Dar-Hao Chen), reportó que para una granulometría dada (material triturado), el tipo o naturaleza del material (caliza, arenisca, granito, etc) generalmente no es un factor significativo en términos del módulo de resiliencia. Thompson y Smith observaron que los módulos de resiliencia de varios agregados son similares y el tipo de agregados utilizados como base de pavimentos carreteros, tienen efectos limitados en el módulo de resiliencia [14].

En relación con la magnitud del esfuerzo aplicado, se hace mención que en los laboratorios del Instituto Mexicano del Transporte se ensayaron muestras de material granular con cuatro granulometrías (GW₁ y GW₂, como gravas bien graduadas; y GP₁ y GP₂, como gravas mal graduadas, estas últimas fuera de especificación de SCT), con las cuales se estudió la influencia del esfuerzo aplicado en el módulo de resiliencia. Resultando que el módulo de resiliencia que alcanza un material granular una vez que la deformación recuperable llega a un valor estable, aumenta de manera proporcional al nivel del esfuerzo aplicado, como efecto de la aplicación de cargas cíclicas de 277, 547 y 1 114 kPa. Por lo que el módulo de resiliencia de un material granular es dependiente del nivel de esfuerzo aplicado, y no se le puede considerar como una propiedad intrínseca del material.

También se aprecia que el módulo de resiliencia se incrementa al aumentar la magnitud del esfuerzo. Así, por ejemplo, para los esfuerzos aplicados de 1 100 kPa (159,4 psi) dieron módulos de resiliencia del orden de los 300 MPa, para materiales bien graduados, y hasta de 240 MPa en materiales mal graduados; de ahí que la investigación mostró cierta influencia de la granulometría para los valores del módulo de resiliencia.

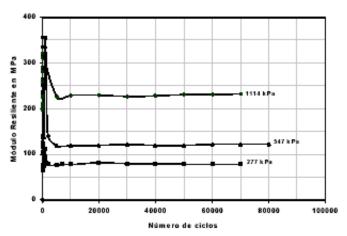


Figura 1.12
Evolución del módulo de resiliencia con el número de ciclos con esfuerzos verticales, de 277, 547 y 1 114 kPa

Con relación al contenido de agua, el investigador Tiam presentó los resultados de dos materiales granulares para subbases y bases, ensayados con tres granulometrías y contenidos de agua diferentes, dando como respuesta que la variación del módulo de resiliencia debida a las diferentes granulometrías fue de 10 a 50% para el material 1, y de 0 a 22% para el material 2. Notándose también que los módulos de resiliencia de materiales de granulometría fina fue mayor, y que el contenido de agua, cuya variación fue de un 2% abajo y de un 2% arriba de la óptima de compactación, resultó que para niveles de esfuerzo muy pequeños, el módulo de resiliencia disminuye en relación con el aumento del contenido de agua. Más adelante, Rada y Witzack, una vez ensayados 270 especímenes observaron que las variables que mas influyeron en el módulo de resiliencia de los materiales granulares, son; el estado del esfuerzo, el grado de saturación y el grado de compactación; añadiendo que para los materiales granulares triturados angulosos, se tiene una reducción del módulo de resiliencia al aumentar el contenido de agua.

Relación entre el módulo de resiliencia y la suma de esfuerzos principales

Para materiales granulares, la siguiente expresión (anteriormente mencionada), es:

$$E = K_1 \theta^{K2}$$

la que expresa la relación entre el módulo de resiliencia y la suma de los esfuerzos principales; en donde $\mathbf{K_1}$ y $\mathbf{K_2}$ son obtenidas de manera experimental y el " θ ", constituye el valor de la suma de los tres esfuerzos normales; σ_x , σ_y , σ_z , o la suma de los tres esfuerzos principales; σ_1 , σ_2 , σ_3 , incluyendo el peso del sistema de capas, con la expresión:

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z + \gamma z (1 + 2K_0)$$

En donde; " γ ", es el peso promedio, y "Z" la profundidad; K_0 es el coeficiente de la presión de tierra en reposo.

" θ " es la suma de los esfuerzos principales, y sus valores se obtienen de la siguiente manera.

Las constantes no lineales elaboradas por Rada y Witzack en 1981, a través de análisis estadísticos, son las que aparecen en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2

Análisis estadísticos de los resultados de las muestras ensayadas

| Tipo de material | No. de datos | K₁ (Mpa) | | - · · · · · · · · · · · · · · · · · · · | | K ₂ (| (Мра) |
|------------------|-----------------|----------|------------------------|---|------------------------|-------------------------|-------|
| | | Media | Desviación estándar | Media | Desviación estándar | | |
| Arena limosa | 8 | 11,17 | 0,54 | 0,62 | 0,13 | | |
| Grava arenosa | 37 | 30,89 | 29,65 | 0,53 | 0,17 | | |
| Arena-grava | 78 | 30,00 | 18,13 | 0,59 | 0,13 | | |
| Roca triturada | 115 | 49,70 | 51,64 | 0,45 | 0,23 | | |

Finn, et al, reportaron en 1986 que el módulo de resiliencia de materiales de base y de subbase en el tramo de prueba AASHO, puede ser representado con la ecuación $\mathbf{E} = \mathbf{k_1} \boldsymbol{\theta^{K2}}$, con el valor de $K_2 = 0.60$ y $K_1 = 3,200$ a 8,000 psi, dependiendo de los contenidos de agua.

TABLA 1.3
Valores de K1 y K2 para materiales granulares no graduados

| Referencias | Material | K₁ (MPa) | K ₂ |
|-------------------------------|--|-------------|----------------|
| Hicks (1970) | Grava parcialmente triturada, roca triturada | 11.03-34.48 | 0.57-0.73 |
| Hicks y Finn (1973) | Base no tratada, tramo de prueba (San Diego) | 14.48-37.23 | 0.61 |
| Allen (1973) | Grava, roca triturada | 12.41-55.16 | 0.32-0.70 |
| Kalcheff y Hicks (1973) | Roca triturada | 27.58-62.06 | 0.46-0.64 |
| Boyce et al (1976) | Caliza triturada bien graduada | 55.16 | 0.67 |
| Monismith y Witczak (1980) | Materiales de base y subbase en servicio | 20.00-53.44 | 0.46-0.65 |

Al no contar con el equipo triaxial cíclico para la obtención del módulo de resiliencia de los suelos, las instituciones, dependencias, agencias y empresas dedicadas al estudio de los pavimentos, tienen la posibilidad de tener correlaciones entre el módulo de resiliencia y el VRS.

Los investigadores Huekelom y Klomp reportaron valores en las correlaciones del valor relativo de soporte y el módulo de resiliencia (usando pruebas de compactación dinámica), mediante la siguiente expresión [14]:

$$Mr (psi) = 1,500 x VRS;$$

esta expresión es válida para suelos finos y un VRS menor de 10; es decir, para una condición saturada.

El Instituto del Asfalto de USA, ha definido otra expresión, que relaciona al valor de resistencia R, con el módulo de resiliencia:

Para la metodología AASHTO se puede utilizar la siguiente correlación en suelos finos, en donde R = 20, o menor.

$$Mr = 1000 + 555 x (valor de R)$$

Para los materiales de base y de subbase se tienen las siguientes correlaciones para convertir el VRS al módulo de resiliencia, o del valor de **R** al del módulo de resiliencia.

TABLA 1.4

Correlación entre el módulo de resiliencia y el esfuerzo "θ" que representa la suma de los esfuerzos principales

| θ (kPa) | Módulo de resiliencia | | | |
|---------|-----------------------|--------------|--|--|
| 690 | 740 X VRS | 1000 + 780 R | | |
| 207 | 440 X VRS | 1100 + 450 R | | |
| 138 | 340 X VRS | 1000 + 350 R | | |
| 69 | 250 X VRS | 1000 + 250 R | | |

Donde el valor de " θ ", es la suma de los esfuerzos principales o invariantes.

Además, Woojin Lee et al, llevaron a cabo estudios para la determinación del módulo de resiliencia en algunos estados de la Unión Americana, con suelos cohesivos y granulares. Los ensayes fueron sometidos a pruebas de compresión no confinada y a pruebas triaxiales repetidas de módulo de resiliencia.

Los resultados indicaron que después de las correlaciones entre las pruebas de compresión sin confinar (teniendo una deformación al 1% por minuto) y el módulo de resiliencia, mostraron una buena correlación entre ambas. Siendo posible utilizar una correlación entre la prueba de compresión sin confinar y el módulo de resiliencia, a fin de estimar éste, como se puede ver en la Figura 1.13.

Materiales granulares

El módulo de resiliencia de los materiales granulares se incrementa, con el desarrollo del primer esfuerzo, tal como se puede apreciar de la ecuación; $E = E_0 (1 + \beta \theta)$ que muestra el efecto de no linealidad de los materiales granulares con esfuerzos verticales y deformaciones (Yang H Huang, 1968), dividiendo la mitad de la capa en siete capas, y aplicando la teoría de Burmister con objeto de calcular los esfuerzos en cada una de las mitades de cada subdivisión de las capas; para esto, una vez que los esfuerzos se obtengan, el módulo de cada capa se determina con la ecuación correspondiente a este párrafo.

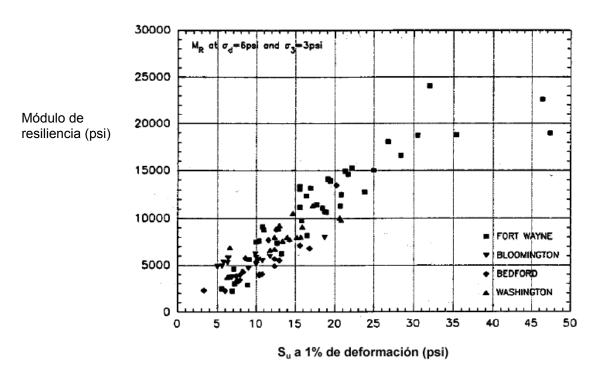


Figura 1.13
Correlación entre el módulo resiliente, y las pruebas de compresión sin confinar

De cualquier forma, la metodología del KENLAYER emplea una más popular relación entre el módulo de resiliencia y el primer esfuerzo invariante obtenido; esto puede expresarse como:

$$E = K_1 \theta^{k2}$$

Los valores de K_1 , y de k_2 , son coeficientes experimentales y el valor de θ , es el esfuerzo invariante, pudiéndose obtener de la suma de los tres esfuerzos normales; σ_x , σ_y , σ_z , obteniéndose con la expresión:

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

Se incluye el peso de un sistema de capas dado:

 $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \gamma_z (1 + 2K_0)$, en la que γ_z es el peso promedio unitario, z es la distancia debajo de la superficie en la que el módulo es determinado y K_0 es el coeficiente de la presión de tierra en reposo.

Dos métodos de análisis

Es bien conocido que la mayor parte de los materiales granulares no pueden tomar ninguna tensión. Desafortunadamente, cuando estos se utilizan como material de base y de subbase sobre una subrasante; los esfuerzos horizontales en el fondo de estos materiales son de tensión. Se han incorporado dos métodos al KENLAYER para el análisis no lineal. El primero, para capas granulares no lineales, se subdivide en un número determinado de capas, con los esfuerzos a la mitad de cada capa, lo cual se utiliza para determinar el módulo. Sí el esfuerzo horizontal, incluyendo al geostático es negativo o de tensión, el conjunto es cero. Esta modificación al esfuerzo es necesaria para evitar un valor negativo de "9".

Para el segundo método todos los materiales granulares se consideran como una cama de lecho simple, un punto usualmente entre la parte superior y el tercio superior del lecho; se selecciona para calcular el módulo, ya que este punto se encuentra sobre la capa.

El empleo del primer método en el que se subdividen las capas no lineales en varias capas resulta mas preciso, pero se requiere mucho más tiempo de cálculo. Para seleccionar un punto apropiado para el cálculo del módulo, el segundo método puede llevar a resultados con sólo una fracción del tiempo del cálculo requerido. De cualquier manera el primer procedimiento, el cual tiene modificaciones al esfuerzo, o el segundo sin modificaciones al esfuerzo, para utilizarse en lechos granulares, dependientes del parámetro EMIN (módulo mínimo), donde si EMIN es cero, el método primero se aplica y no se considera la tensión. Sí el EMIN no es cero, se utiliza el segundo.

Teóricamente, los métodos basados en el elemento finito probarán ser las mejores soluciones para problemas no lineales. Desafortunadamente, el cálculo del elemento finito tiene defectos serios y no puede emplearse para una solución precisa.

Basados en análisis estadísticos de resultados publicados por Rada y Witzack en 1981, se presenta una media y su desviación estándar del módulo resiliente para varios materiales granulares, como se puede apreciar en la Tabla 1.5, en 1986 Fink reportó que el módulo resiliente de agregados de base y de subbase en un camino de prueba se puede obtener por la ecuación: $E = K_1 \, \theta^{k_2}$, donde; $K_2 = 0.60 \, y \, K_1$ varía de 3 200 a 8 000 PSI, dependiendo del contenido de agua del material; en la Tabla 1.6, se muestran otros valores de K_1 y de K_2 .

TABLA 1.5

Tabla de constantes; K₁ y K₂ para materiales granulares

| Tipo de material | No. de datos | K ₁ (MPa) | | K ₂ (MPa) | |
|---------------------|-----------------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|
| | | Media | Desviación estándar | Media | Desviación estándar |
| Arena limosa | 8 | 1620 | 78 | 0,62 | 0,13 |
| Grava arenosa | 37 | 4480 | 4300 | 0,53 | 0,17 |
| Arena con | 78 | 4350 | 2630 | 0,59 | 0,13 |
| material mezclado | | | | | |
| Roca triturada | 115 | 7210 | 7490 | 0,45 | 0,23 |

Valores basados en Rada y Witzack (1981)

TABLA 1.6
Rangos de los coeficientes para materiales granulares sin tratar

| Referencia | Material | K ₁ | K ₂ |
|-------------------------------|---|----------------|----------------|
| Hicks (1981) | Grava parcialmente triturada | 1600 - 5000 | 0,57 – 0,73 |
| Hicks y Fink (1970) | Base sin tratar en un camino de prueba, en San Diego, Cal | 2100 - 5400 | 0,61 |
| Allen (1973) | Grava, roca triturada | 1800 – 8000 | 0,32 – 0,70 |
| Kaldcheff y Hicks | Roca triturada | 4000 – 9000 | 0,46 – 0,64 |
| Boyce , et al (1976) | Piedra caliza triturada bien graduada | 8000 | 0,67 |
| Monismith y Witzack (1980) | Materiales de base y subbase | 2900 - 7750 | 0,46 – 0,65 |

2 Descripción del experimento

2.1 Aspectos de la ciudad de Morelia

Morelia está rodeada de más de 40 colonias, tenencias, rancherías y comunidades dentro de su municipio, que en conjunto con el área metropolitana de la ciudad cuenta con más de un millón de habitantes; por lo demás, el crecimiento de la misma ha sido desordenada, ya que se ha dado en forma impactante durante los últimos veinte años, a pesar de no contar con un vector de tipo industrial.

Existe una urgente necesidad de comunicar de manera racional dichas comunidades e integrarlas a la ciudad, por lo cual el gobierno municipal ha tenido que construir en forma rápida los pavimentos que éstas demandan, pero con el problema de un bajo presupuesto que redunda finalmente en la calidad de las obras, amén de un bajo control de supervisión, tanto de los materiales como de los procedimientos constructivos.

El interés de la administración municipal es la de comunicar eficazmente las comunidades con la capital, ya que además hay la posibilidad de lograr una prolongación de la mayor parte de las calles urbanas a efecto de vincularlas con las comunidades; en algunos casos se ha tenido la participación de la junta estatal de caminos como organismo normativo, pero a pesar de esto existe la condición del bajo presupuesto municipal.

Problemática

Los materiales con los que elaboran las subbases, bases y producto para fabricar carpetas, normalmente son extraídos de los bancos "Cerritos" (un 75%) y "Joyitas", por su cercanía con la capital y por su volumen explotable; para materiales granulares estos bancos son los que normalmente se utilizan para la construcción de caminos, así como para el concreto hidráulico en la ciudad y sus alrededores. Para materiales finos se tienen los bancos "AGA" (un 75%), y el "Torreón nuevo" (en menor cantidad).

El período de lluvias (de mayo a octubre) complica un poco más la situación económica, ya que después de concluido éste habrá que realizar de nuevo la construcción o reparación de las vías dañadas, significando a la larga un presupuesto mayor.

No obstante, existen calles y avenidas que dada su posición, normalmente conectan caminos que dan salida de la ciudad hacia el interior del estado, y que por tanto fue la Junta Estatal de Caminos, la que los construyó y actualmente lleva a cabo su mantenimiento y conservación; de esta forma se aplican las normas y especificaciones que proceden de la SCT.

Los equipos que se utilizan con mayor frecuencia en compactación de caminos, combinan el peso de la máquina con la vibración; sin embargo, se aclara que existen dificultades para lograr las compactaciones necesarias al emplearse solo material granular de dichos bancos, teniéndose que recurrir a material fino, o cementante, en una cantidad establecida por experiencia, de un 15% aproximado, extraído normalmente del banco AGA; tradicionalmente se ha estado recurriendo a esta mezcla para la construcción sobre todo de las bases hidráulicas, aunque también abarca las subbases.

Existen ocasiones en las que las supervisiones por parte de la entidad normativa no se llevan a cabo, repercutiendo en la calidad de estas obras; sucede sobre todo en los caminos vecinales un poco alejados de la capital, aún dentro del municipio llevando a la mala calidad de las vías. Se aclara que esta problemática también involucra a obras de algunos municipios vecinos al mismo.

2.2 Descripción general del procedimiento

En este trabajo se seleccionaron tres bancos representativos del municipio de Morelia, los que se utilizan en la construcción de carpetas asfálticas, bases y subbases hidráulicas.

- a) Estudio general del municipio de Morelia para la selección de los tres bancos que serán tomados como representativos del estudio
- b) Caracterización de los bancos de materiales
- Realización de compactaciones a las muestras, mediante las pruebas AASHTO T99 y T-180 (Próctor estándar y modificada)
- d) Montaje de las muestras en la triaxial cíclica (GCTS)
- e) Realización de los ensayes de deformación permanente y módulo resiliente
- j) Determinación de características físicas, humedad y pesos específicos

Descripción del equipo de prueba

El equipo es una máquina triaxial universal con mando servohidráulico; es de alta capacidad de respuesta ya que trabaja con bastante precisión ante las cargas solicitadas, tomando en cuenta tanto la magnitud como la frecuencia; además es capaz de aplicar tanto carga dinámica como presión de confinamiento de magnitud y duración controlada para simular el estado de esfuerzos producido por un vehículo en movimiento; el equipo se compone de tres unidades: unidad de registro de información; unidad de regulación de presión y unidad de aplicación de carga. La primera se encarga de registrar la información generada durante los ensayes; en esta unidad se encuentran los controles que permiten accionar el equipo

electrónicamente. La computadora facilita al usuario ejecutar varias pruebas de manera automática; de igual manera, la prueba de módulo de resiliencia de acuerdo con las recomendaciones de AASHTO y de SHRP (protocolo P46).

La segunda de las unidades (unidad de regulación de presión), consiste en un equipo que aplica la presión necesaria para la realización de las pruebas triaxiales y de permeabilidad. Por ello cuenta con la posibilidad de lograr una presión de hasta 1 000 kPa, (10 kg/cm²).

La tercera unidad, correspondiente a la de aplicación de carga, consiste en un marco de carga con una capacidad de hasta de100 kN (10 t).

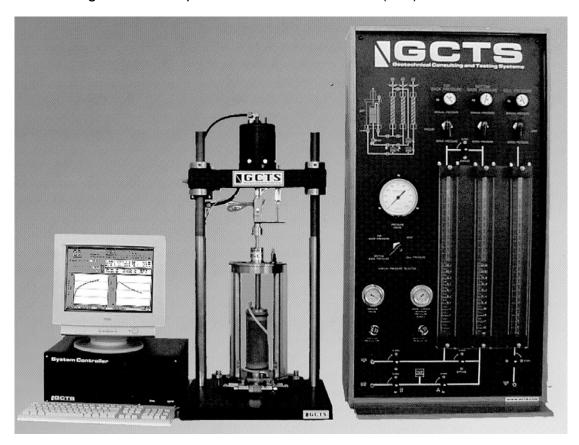


Figura 2.1 Equipo triaxial cíclico

La medida de la deformación se debe al instante dado por la velocidad de circulación de un vehículo sobre la estructura de un pavimento; así, cada pulso de 0,1 s equivale a una velocidad de operación de 80 km/h.

Las dimensiones de la cámara están diseñadas de tal forma que se pueden ensayar muestras de 15 cm de diámetro y de 30 cm de altura. En la parte superior tiene una válvula que sirve para aplicar el aire comprimido que proporciona la presión de

confinamiento a la muestra. En la parte inferior se encuentran cuatro válvulas para drenar la muestra, y para efectuar el llenado y el vaciado de ésta.

El aparato también contiene dispositivos de cambio de volumen para los ensayes de pruebas triaxiales y de medición de flujo en la prueba de permeabilidad.

El equipo triaxial cuenta con un software destinado a generar las formas de la onda de la aplicación de la carga sobre la probeta de ensaye; por medio de un control sincronizado de los tres servocanales, este programa puede simular ondas en forma senoidal, triangular, cuadrada, de manera aleatoria, y las que desee generar el usuario [41].

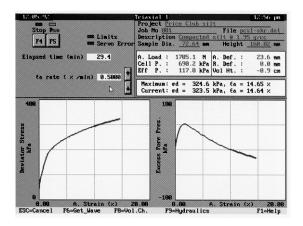


Figura 2.2 Información típica de ensayes de deformación permanente

2.3 Descripción de los bancos de materiales

El objetivo de la investigación ha sido la obtención de resultados del comportamiento de los materiales explotables de los bancos de préstamo que se utilizan en la construcción de pavimentos para el municipio de Morelia, mediante ensayos que correspondan a los procedimientos constructivos de las bases a fin de predecir el comportamiento estructural del cuerpo del pavimento.

Por todo lo anterior, se realizó un muestreo representativo de bancos de material, ubicados en los alrededores de Morelia para proceder a su estudio.

Se localizaron dos bancos de extracción representativos para la construcción de caminos tanto dentro del propio municipio como en el interior del estado y en vecinales cercanos.

De esos bancos, el Cerritos ampara dos frentes de ataque para los materiales granulares, en tanto que el AGA se caracteriza por los materiales que se emplean como cementante.

Banco de materiales, Cerritos

Su ubicación es; al oriente de la ciudad de Morelia, en el municipio de Pátzcuaro. A una distancia aproximada de 13 km.

Está constituido por material basáltico y es un importante suministrador de material de construcción en el municipio de Morelia. De él se extrae material granular tanto para elaborar capas del cuerpo de pavimento, como para carpeta asfáltica y concretos hidráulicos. El producto se extrae mediante trituración y cribado, o bien simplemente del banco.

Se procedió a tomar varias muestras representativas en varios frentes del banco en cuestión, efectuándose el secado del material para el proceso de cribado de acuerdo a las normas vigentes de la SCT en lo que corresponde a su granulometría, clasificación y calidad, así como sus características físicas. Estas pruebas permiten una idea clara de la capacidad para predecir el futuro comportamiento de las diversas capas del pavimento.

Con los resultados obtenidos, y por la experiencia de trabajos realizados es factible identificar el suelo con la finalidad de situarlo en el grupo en el que se encuentran clasificados todos los suelos con iguales propiedades. Es importante añadir que esta es una herramienta importante en el análisis de las características de los suelos, sin embargo, no es la más determinante y significa que aún hay que realizar más ensayes.

Para ello se procedió a tomar una muestra representativa de este material triturado a un tamaño máximo de 1½", con la posibilidad de utilizarlo en la base y subbase en la estructura de pavimento.

Resulta común detectar en el material la presencia de algunos anfíboles; una característica de este material es la de presentar una gran cantidad de vesículas, lo cual lo hace un agregado pétreo muy ligero.

Todo parece indicar que se trata de una andesita basáltica de textura intersectal hialocristalina, ligeramente porfídico-aglomerática; su estructura es fluidal vesicular [18].

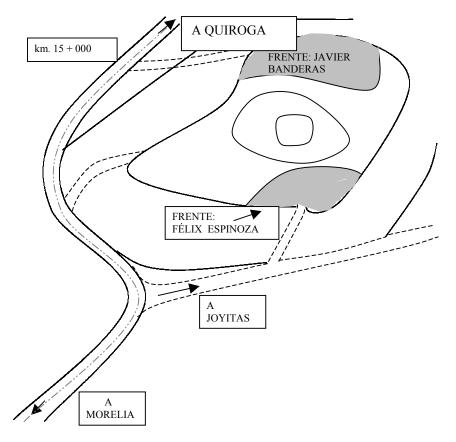


Figura 2.3
Croquis de localización del banco de materiales

Banco de materiales AGA

Corresponde a un material consistente en una toba riolítica, siendo ésta una roca ígnea extrusiva ácida, identificada por su color más bien claro y de peso específico bajo, y estructura piroclástica, ya que se encuentran compuestas de polvo y cenizas volcánicas; por tal motivo, son depositadas a una distancia mayor del respiradero que los aglomerados.

2.4 Ensayes efectuados para la caracterización de los materiales utilizados

La finalidad de analizar el material y hacer los ensayes es conocer las características de los materiales que se emplearán en la construcción; en este caso, de las bases para las carreteras municipales, a fin de verificar si en verdad cumplen con las normas especificadas, por la dependencia normativa, y así estar en condiciones de determinar cual es el uso mas conveniente de acuerdo con los proyectos. A fin de que los resultados sean aplicables en el control de la calidad de los materiales, se deben aplicar los métodos de muestreo que sean adecuados; y por tanto, se aplicaron a los bancos seleccionados las pruebas de laboratorio.

Antes de comenzar con los ensayes, se efectuaron varios muestreos en los bancos representativos con el fin de colectar el tamaño indispensable para llevar a efecto el proceso respectivo para reducir la muestra representativa empleando técnicas que sirven para minimizar las variaciones en las características medidas entre los especímenes de prueba y la muestra original, en apego a la norma ASTM C 702-98.

Para obtener muestras es importante un muestreo realmente representativo, de tal forma que la porción tomada corresponda a una que tipifique el conjunto; de la misma manera se debe tener el suficiente cuidado en el envase y transportación al laboratorio.

Los bancos representativos de este estudio son:

Material granular: banco Cerritos

Material cementante: banco AGA

Los bancos mencionados en este trabajo corresponden a materiales útiles para la construcción de bases hidráulicas, entre otras cosas. Es común que los responsables de la obra tengan problema para dar compactaciones adecuadas a las bases o a las subbases, por lo que no es difícil que incorporen un porcentaje relativamente bajo de material cementante al material granular de referencia, con este fin. Dicha incorporación la hacen "in situ", colocándola en forma de camellón y mezclándola con motoconformadora en pista, en una proporción muy aproximada del 85-15% agregando un 12% de humedad aproximadamente. Las compactaciones se llevan a cabo con rodillo liso vibratorio por lo general, aunque mucho depende del equipamiento de la empresa ejecutante.

En cuanto a los materiales de los bancos Cerritos y AGA se efectuaron a estos las pruebas de calidad para su caracterización física de acuerdo con lo establecido en las normas ASTM correspondientes al libro Suelos y Rocas (4.08).

Todo lo anterior obliga a realizar ensayes triaxiales cíclicos en probetas con las mismas características constructivas a fin de simular de manera efectiva las condiciones de funcionamiento y de trabajo de los suelos que se analizan, en este caso material de base.

Descripción de los procedimientos de ensaye de materiales, tanto granular como cementante

La finalidad de analizar el material y hacer los ensayes, es conocer las características de aquellos que se emplearán en la construcción de carreteras, a fin de verificar si cumplen con las normas especificadas por la dependencia normativa y estar en condiciones de determinar cuál es el uso más conveniente conforme los proyectos. A fin de que los resultados sean aplicables en el control de la calidad de los materiales, se debe recurrir a los métodos de muestreo que sean en verdad

adecuados; por tanto, a los bancos de material seleccionados se les harán las pruebas de laboratorio.

Reducción de muestras de agregados (ASTM C 702-98)

El objetivo de esta prueba es reducir muestras al tamaño de la prueba, mediante técnicas que minimicen las variaciones en las características obtenidas entre las muestras de prueba y la original. Dicha práctica tiene como alcance la aplicación de hasta tres técnicas para reducir las muestras de agregados al tamaño adecuado de prueba.

Su importancia radica en que las especificaciones para los agregados requieren de muestrear porciones de materiales de prueba, siendo otro factor importante que las muestras muy grandes tenderán a ser más representativas de un suministro total. Si no se sigue el procedimiento de esta práctica puede dar como resultado una muestra no representativa.

Composición granulométrica (ASTM C136-01)

Esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas de suelo pasándolo a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas, y en pesar las porciones que se retienen en cada una de ellas; expresando dichos retenidos como porcentajes en peso de la muestra total. Generalmente, la mayor estabilidad de un suelo se alcanza cuando la relación de vacíos es mínima; y para que esta condición pueda lograrse se requiere que el material tenga una sucesión adecuada de tamaños que permita que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores sean ocupados por partículas menores, y que a su vez los vacíos que dejan estas últimas sean ocupados por partículas más finas y así sucesivamente.

Determinación de la densidad, densidad relativa y absorción del agregado grueso y fino (ASTM C127-01, ASTM C128-01)

Una descripción breve del método de prueba de este ensaye es: una muestra de agregado se sumerge en agua por aproximadamente 24 horas, para esencialmente llenar los poros. Después la muestra se retira del agua, secada superficialmente y pesada. Subsecuentemente el volumen de la muestra se determina por el método del desplazamiento de agua, la muestra se seca en el horno y finalmente la masa se determina. Usando las masas obtenidas y las fórmulas de este método de prueba, es posible calcular la densidad, la densidad relativa (gravedad específica), y la absorción. La densidad relativa es la característica generalmente usada para calcular el volumen ocupado por el agregado en varias mezclas que contienen agregados, incluyendo concreto asfáltico, etc, y que son proporcionadas y analizadas con base en el volumen absoluto.

Partículas ligeras planas alargadas o planas, y alargadas de agregado grueso (ASTM D4971-95)

Este método de prueba determina los porcentajes de partículas planas, alargadas o alargadas, y planas de agregado grueso. Una breve descripción de la prueba es: las partículas individuales de agregado de tamaños de malla específico, son medidas para determinar las relaciones de ancho a espesor, largo a ancho, o de largo a espesor.

Determinación de los límites de plasticidad (ASTM D4318-00)

Su objetivo es conocer las características de plasticidad (límite líquido, límite plástico e índice plástico) de la porción del suelo que pasa la malla No. 40 (0,425 mm), cuyos resultados se utilizan principalmente en la identificación y clasificación de suelos.

Es importante señalar que estos métodos se emplean algunas veces para evaluar las características de erosión de materiales, como las lutitas. Cuando se sujetan a ciclos de secado y humedecimiento, el límite líquido de una muestra antes y después de ser secada al horno, puede ser usado como una medición cualitativa del contenido de materia orgánica de un suelo.

Determinación del contenido de agua de suelos y rocas (ASTM D2216-98)

Este método determina el contenido del agua en laboratorio, de un suelo o roca y materiales similares, donde la reducción de la masa por secado se debe a la pérdida de humedad. El contenido de agua de un material es la relación expresada en porcentaje de la masa de agua libre con respecto a la masa del material sólido. El material sólido se define como las partículas minerales de un suelo y roca que no son solubles en agua.

Determinación de la abrasión e impacto en la máquina de los Ángeles (ASTM C 535-96)

Esta prueba tiene por objeto determinar el desgaste de los materiales pétreos que se emplean en la construcción de obras civiles, a fin de estimar el efecto que origina a los materiales su grado de alteración, su baja resistencia estructural, forma de la partícula, etc; consiste en someter las muestras de material pétreo seco y con determinada granulometría, a un proceso de abrasión que se efectúa en la máquina de Los Ángeles, en la que se introduce la muestra junto con esferas metálicas, y mediante una rotación específica de dicha máquina se originan cargas abrasivas y de impacto entre las esferas y el material.

Determinación de la sanidad de agregado por el uso de sulfato de sodio o de magnesio (ASTM C 88-99ª)

El método cubre las pruebas de agregados para estimar su sanidad cuando están sujetos a la acción de intemperismo en concreto u otras aplicaciones. Se realiza por inmersión repetida en solución de sulfato de sodio o de magnesio, seguida por secado al horno hasta que se desintegre parcial o totalmente la sal precipitada en los espacios de los poros permeables. La fuerza interna expansiva, derivada de la rehidratación de la sal durante la reinmersión, simula la expansión del agua durante el congelamiento. Este método proporciona información útil en la evaluación de la sanidad de los agregados cuando no hay información adecuada disponible en los registros de servicio del material expuesto a las condiciones de intemperismo actual.

La prueba es usualmente más severa cuando se emplea sulfato de magnesio, por tanto, los límites para el porcentaje de pérdida permitido cuando se recurre al sulfato de magnesio son normalmente más altos que cuando se usa sulfato de sodio.

Determinación de la cantidad de suelo menor de 0,075 mm (ASTM D 1140-00)

El objetivo de este procedimiento es determinar la cantidad de material más fino que 75 µm (N° 200) por medio de lavado.

Una descripción breve de este ensaye, es: se lava un espécimen de suelo sobre una malla de 75 μ m. Durante la prueba se remueve la arcilla y otras partículas solubles al agua. La pérdida de masa resultante del lavado se estima como el porcentaje de la masa original, y se reporta como el porcentaje de material más fino que 75 μ m.

Determinación de las características de compactación de un suelo (ASTM D 698-00a)

Su objetivo y alcance como ensaye, es determinar las curvas de compactación para un suelo utilizando la prueba Próctor estándar de compactación. Estos métodos de prueba abarcan los procedimientos de compactación de laboratorio usados para definir la relación entre el contenido de agua y el peso específico seco de los suelos (curva de compactación), compactados en un molde con un pisón de dimensiones especificas, para generar una energía de compactación de 12 400 pie-lbf/pie³ (600 kN-m/m³).

La prueba del equivalente de arena. Tiene como propósito determinar el porcentaje de finos o parte de materia orgánica que pueda contener el material, debido a que esto origina cambios volumétricos, mismos que a su vez provocan rupturas en la estructura del pavimento (baches).

Resultados de los ensayes del banco Cerritos, utilizado como material granular

% grava 50.7 % % arena 48.3% % finos 1% TMA 3/4" Cu 7,58 Cc 1,0 GW SUCS **PVSS** 1 238 kg/m³ 1 340 kg/m³ **PVSC**

Densidad 1,89
Absorción 7,22%
% planas 8,89%
% alargadas: 43,45%
Desgaste de Los Ángeles 27.36%
Intemperismo acelerado 12,0%
Equivalente de arena 92%

Resultados de los ensayes del banco AGA

Material más fino que 0.075 mm: 20,43%

LL = 79% LP = 39 Ip = 40

Clasificación SUCS: MH (limo de alta compresibilidad)

Gravedad específica de los sólidos: 2,35

PVSC: 808 kg/m³

Equivalente de arena: 42 %

Conclusiones de los resultados de los ensayes efectuados a los materiales utilizados

Con relación al material granular, el cual es de origen basáltico relacionado con el magmatismo, producto de una falla activa con presencia de piroxenos, anfíboles y plagioclasa cálcica, es un banco frecuentemente utilizado en la construcción de pavimentos en toda la región, además de su uso en concretos hidráulicos.

Son productos piroclásticos constituidos por fragmentos de roca vesicular y vítreos, aparentemente frágiles por su ligereza y constitución; no obstante, demostró tener un buen comportamiento en desgaste de Los Ángeles y en intemperismo acelerado. Su color la delata como una roca oscura o básica, producido por trituración de brecha basáltica denominada también "andesítica", lo cual indica también que se trata de una roca con contenidos más bien altos de hierro y magnesio. Este material posee muy baja densidad y alta porosidad en su composición, lo que seguramente redundará en los parámetros que más adelante se analizarán.

Justificación del procedimiento constructivo de la elaboración de la probeta de ensaye

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes tiene bien claro que la función primordial de la base es reducir el espesor de la carpeta que resulta más costoso y la de proporcionar un elemento resistente a la acción de las cargas del tránsito, a fin de tener capacidad suficiente para trasmitir los esfuerzos resultantes con intensidades adecuadas; todo esto sin dejar de mencionar que la base tiene una importante función drenante capaz de eliminar fácil y rápidamente el agua que llegue a infiltrarse a la carpeta; de la misma manera, también impedirá radicalmente la ascensión capilar del agua que provenga de niveles inferiores. Dicho material deberá ser entonces, friccionante y suficientemente provisto de vacíos. Un material fino cohesivo, de naturaleza arcillosa difícilmente desarrollaría la resistencia apropiada y necesaria para tolerar las cargas del tránsito en aplicación casi directa.

No obstante, según la misma Dependencia, la sola presencia de los materiales friccionantes no garantiza del todo la resistencia y la posibilidad de sufrir deformaciones; es preciso que ese material, cuyas características potenciales por lo general son buenas, las adquiera realmente. Una compactación adecuada es la manera con que esto se logra una vez que el material friccionante adquiera la debida trabazón estructural y compacidad. Por lo demás, a veces el material pétreo se somete a una verdadera fabricación a base de una trituración, produciendo efectos muy favorables en cuanto a resistencia y deformabilidad ya que da lugar a partículas de aristas vivas, dando como resultado el efecto de acomodo estructural.

Otra manipulación frecuente en los materiales es el cribado; a través del cual se llega a satisfacer un requisito granulométrico prefijado; una granulometría adecuada beneficia la resistencia, permite alcanzar mayor compacidad con los procesos de compactación, y es benéfica desde el punto de vista de la ruptura de los granos. Otro manejo es el lavado del material, con la consiguiente función de limitar precisamente a los finos.

Los finos son siempre indeseables en una base pues afectan desfavorablemente su resistencia, y muchas veces aumentan su deformabilidad además de reducir la capacidad drenante tan deseable de las bases hidráulicas. Todo esto es cierto en la manera en que la naturaleza de los finos sean más o menos arcillosos, y por tanto más o menos activos, desde el punto de vista de la plasticidad.

La SCT como instancia normativa, estipula que tanto para subbases como para bases, las granulometrías se ajusten dentro de los límites de una zona granulométrica, a un tamaño máximo del agregado de 2" para materiales naturales en donde no se lleve a cabo algún tratamiento, y de 1½" para los que se tengan que triturar o cribar. Que la relación del porcentaje en peso que pasa la malla 200 al que pasa la malla 40 no sea mayor de 0,65. La misma dependencia estipula también que el límite líquido del material de base sea de 30%, como máximo, un equivalente de arena de 30 mínimo para caminos con menos de 1 000 vehículos pesados al día y 50 para carreteras con un tránsito más intenso. Para los espesores señala valores de 12 y 15 cm, como mínimo.

Finalmente se puede añadir que los materiales naturales o triturados, puramente friccionantes y sin finos, al ser compactados formando la base presentan el problema de que la zona superior de la capa pierde rápidamente su compactación quedando sin ninguna resistencia al desplazamiento lateral de las partículas; una vez que la base se ha terminado, es un hecho generalmente aducido por los constructores que la incorporación de cierto porcentaje de finos en su curva granulométrica, disminuye en mucho los inconvenientes mencionados. Pero a pesar de todo esto, no existe realmente un criterio unificado para desechar la posibilidad de incorporación de material fino a las bases que lo requirieran, con objeto de mejorar su amarre, por ejemplo. La especificación sobre granulometría marca tres zonas en la que se puede "caer", con un material para base hidráulica, concretamente para la incorporación de finos con material que es menor a la malla 200, la dependencia acepta valores de un 5% de material fino como mínimo, y del orden de 18 a 20%, como máximo práctico [Del Castillo Hermilo, 27]. El análisis y reflexión anterior, en función del comentario que se verá enseguida en relación con el proceso constructivo que se lleva a cabo en los caminos vecinales del municipio de Morelia.

Como ya se adelantó, los constructores que utilizan estos materiales granulares para las bases hidráulicas argumentan, y siempre han argumentado, que no se puede efectuar un proceso de compactación adecuado utilizando única y exclusivamente material granular, producto de estos bancos representativos, por lo que con previa autorización, no escrita, por parte de la entidad normativa y supervisora de la obra, se les permite el empleo de hasta un 15% de incorporación de material fino que obra como cementante, producto de la explotación de los bancos.

Torreón Nuevo y AGA, este último representativo del estudio, cuyos materiales también cuentan con la misma composición morfológica y se extraen materiales de uno o del otro de manera indistinta, también se localizan en el municipio con lo que se logra un ahorro de transporte. No obstante en este trabajo únicamente se abordará el material de extracción del banco AGA.

Estas consideraciones permitirán desarrollar el diseño de las probetas de prueba y los procesos de la fabricación de dichos especímenes, a fin de hacerlas más fidedignas y representativas con los procesos de compactación que se le ha dado a estas bases en el campo.

2.5 Diseño de las probetas para el ensaye triaxial cíclico

La probetas correspondientes a los especímenes a ensayar son de15,24 cm de diámetro por 30,48 cm de altura, siendo el molde de aluminio y construido con dos medias cañas que se sujetan para su unión entre sí con una abrazadera. Se elaboran y colocan en el interior del molde, buscando representatividad entre el procedimiento constructivo en campo con el que se propone en el laboratorio; esto es, para el análisis del material de base se propone la conformación de una mezcla del 85% de material granular correspondiente al banco Cerritos mezclándolo con material cementante del banco AGA, en proporción del 15% y con rangos variables de contenidos de agua de 0, 13, 15, 17 y 19%. La energía de compactación que se les dará a las probetas, será conformando siete capas cada una con 56 golpes de pisón de 2,50 kg de peso, para una energía total de 5,50 kg-cm/cm³.

Para proporcionar la energía de compactación a la muestra de ensaye en laboratorio, se prefirió compactar dicha muestra con un pisón de 2,5 kg, y caída de 30,5 cm sobre el molde de media caña o bipartido de la máquina triaxial, toda vez que fue realmente imposible adecuar algún procedimiento de compactación del tipo de carga estática, combinada con vibración (mesa vibratoria) que sería la que se podría semejar más al equipo de compactación utilizado en obra. No fue posible adaptar un procedimiento que vibrara el espécimen sobre un molde de las características correspondientes al molde de la máquina triaxial. Una importante razón de esto fue que existe un error de escala representativo con el cual no fue posible dar una densidad mayor de 1,2, entre el procedimiento de la mesa vibratoria y el método que se aprobó para este trabajo.

Una razón fundamental del error anteriormente comentado fue en relación al tamaño de los moldes respectivos, ya que mientras para la mesa vibratoria es de 28 cm de diámetro por 28 cm de profundidad para el tamaño máximo de agregado que se está considerando, en tanto que las dimensiones del molde bipartido son de 15,24 cm de diámetro por 30,48 cm de profundidad para el mismo tamaño de agregado grueso. Por último, la razón de elaborar los especímenes con siete capas

fue en relación a las gráficas representativas del número de golpes con las masas de cada capa, y con la forma de dar la energía de compactación.

Una vez definido el diseño del procedimiento constructivo y de la metodología de compactación en laboratorio, se efectuó toda una serie de ensayos en los que se hicieron variar tanto el número de capas en el interior del molde, como el número de golpes con el pisón, variando a la vez en cada caso golpes de pisón acumulativos en cada capa, golpes de pisón en los que se descontaban los golpes ya dados, con el objeto de determinar el mejor procedimiento para la elaboración de la probeta.

2.6 Descripción del procedimiento para la realización de la prueba del módulo de resiliencia

Procedimiento de preparación de los especímenes para determinar las curvas de compactación.

Preparación de las muestras, previo el ensaye triaxial cíclico:

- a) Se obtiene material producto del muestreo de los bancos descritos. Se cuartea para contar con suficiente material representativo, con el volumen aproximado que se requiere. El cuarteo se realiza con un cuarteador.
- b) De acuerdo con el volumen del molde que se tiene para el ensaye en la máquina triaxial, el volumen de la probeta se somete a un cuarteo, se pesa suficiente material granular para llenar el molde del equipo triaxial, lo mismo se hace con el material que se utilizará como cementante (del banco AGA), todo esto para preparar la mezcla en una proporción 85-15%, que es la representativa en obra.
- c) Se calcula la cantidad de agua en mililitros para tener una humedad representativa, y que de acuerdo con los ensayes a realizar tendrá la muestra una variación desde el 12% hasta el 19%, una vez homogeneizados los dos materiales. El propósito de esto es representar los cambios físicos que experimenta el material ante las variaciones ambientales; se trata de simular las condiciones que se dan en el campo.
- d) Se deja la mezcla una vez humedecida por lo menos durante 16 horas, en bolsas de plástico, para la realización de la prueba cíclica.
- e) Se coloca una membrana grande de látex que servirá para cubrir la muestra de suelo durante el ensaye y para que dicha muestra se encuentre suficientemente estable durante la prueba (sobre todo al momento de retirar las dos medias cañas del molde de ensaye). La membrana deberá sujetarse firmemente con los orings por la parte inferior con la placa inferior de la base, con piedra porosa de la mesa de sujeción del molde. Se hace la aclaración de que al tener la

sospecha de entrada de aire hacia el interior de la muestra se recomienda colocar orings de menor diámetro para garantizar toda posibilidad de fuga o salida de presión desde el interior y hacia el interior de la muestra, y así evitar un mal resultado del ensaye del módulo resiliente. Se colocan ambas medias cañas de aluminio del molde acoplándolas al cabezal inferior, y sujetándolas con una abrazadera de unión. A continuación se restira la membrana de látex sobre la boca superior del molde hasta sacar una bastilla de la membrana, evitando que se retuerza. Después se extrae de aire con una bomba de vacío. Al tener el vacío implementado, la membrana de látex se "pegará" al molde, eliminándose las arrugas de la membrana y facilitándose su colocación. Ya colocada la membrana se procede a depositar la mezcla dentro del molde de ensaye, para su compactación.

- f) Con el propósito de simular la compactación en campo, con la del laboratorio, se diseñó el procedimiento considerando una energía de compactación de 5,50 kgcm/cm³, es decir integrando siete capas con 56 golpes con pisón de 2,50 kg de peso en cada una, y altura de caída del mismo de 30,5 cm (12"), de acuerdo con lo descrito anteriormente, cuidando una adecuada distribución de las capas para evitar al máximo segregaciones o capas no uniformes.
- g) Una vez que se han colocado las siete capas de material compactado se procede a enrasar cuidadosamente la cara superior de la probeta de suelo, se toman las medidas de diámetro y altura del espécimen, se pesa el material sobrante de ensaye, para obtener el peso de la muestra por diferencia con el total. Se le coloca papel filtro, y sobre la capa superior de la muestra se coloca el cabezal superior con piedra porosa, doblándose la bastilla de la membrana de látex de manera cuidadosa sobre el cabezal superior, se sujeta la membrana de látex con dos orings adicionales para garantizar su hermeticidad.
- h) En un tubo recortado a 30 cm de altura, de PVC de 6" de diámetro, y preparad con dispositivos de inserción para efectuar el vacío sobre las paredes interiores del tubo a fin de lograr que la segunda membrana se fije de manera firme al PVC y estar en condiciones de sobreponer la segunda membrana a la primera de tal manera que envuelva totalmente a la muestra representativa, se procede a compactar la muestra aplicando 56 golpes en cada una de las siete capas de material.
- i) Se retira el molde de dos medias cañas. Se colocan los tres postes que van atornillados a la mesa de apoyo del molde de ensaye, se coloca la base superior con el vástago de carga del equipo triaxial, atornillando con cuidado el vástago con el cabezal superior colocado previamente sobre la muestra, se atornillan los tres postes a la base del vástago de carga, para que estén en contacto. Se coloca la cubierta de lucita, que dará mayor hermeticidad a todo el espécimen de prueba, y sobre de ésta se coloca el arillo atornillado, cuidando que el anillo de hule no se corra ni se muerda al colocarse; con todo esto se sellará la cámara y se evitará que se escape la presión confinante. Se monta la placa base conteniendo a la muestra debidamente sellada en el marco de carga del

equipo triaxial. Se le conecta la manguera que proporciona el aire comprimido para la presión de confinamiento a la probeta, se colocan los LVDT'S y se hace coincidir el vástago de la celda de carga con el de la cámara; esto se hace con un cople roscado que tiene el vástago de carga.

- j) Una vez montada la probeta con base y cubierta de lucita en el marco de carga de la máquina triaxial, la probeta se somete al ensaye del módulo de resiliencia de acuerdo con la secuencia propuesta por SHRP, en el que se aplican 100 ciclos por cada una de las 16 secuencias. Durante este ensaye se tiene una fase de acondicionamiento de 100 ciclos, cuyo objetivo es eliminar toda la deformación permanente que pueda sufrir la muestra de suelo, a fin de estar en condiciones de determinar el módulo resiliente.
- k) Una vez ejecutada la prueba del módulo resiliente, se desmonta la probeta y se obtienen testigos de humedad en el centro y en las bases de la probeta con objeto de determinar los pesos específicos de la muestra y los contenidos de agua de la compactación, calentando las muestras a 110° C \pm 5° C.

Descripción del procedimiento del ensaye del módulo resiliente

Estos ensayes se apegan a los procedimientos de AASHTO y de SHRP. Para el diseño de pavimentos los rangos de la deformación se encuentran de pequeñas a medianas deformaciones, motivo por el cual las alteraciones mayores causarán agrietamientos y fallas en los pavimentos.

El primer método para determinar el módulo de resiliencia fue propuesto por la AASHTO según ensaye AASHTO T-274, sin embargo, la SHRP (programa estratégico de investigación de carreteras) llevaron a cabo un estudio del comportamiento del pavimento, en el que se obtuvieron una gran cantidad de resultados de pavimentos en USA; después de la concentración de todos estos resultados salió el protocolo P-46, mismo que fue un procedimiento para el ensaye y la evaluación del módulo de resiliencia en laboratorio, para suelos finos y suelos granulares, constituyéndose en una modificación de la prueba AASHTO T274-82.

La prueba estándar para suelos granulares TIPO 1, requiere 1 500 repeticiones para obtener el módulo de resiliencia mediante 5 niveles de presión de confinamiento: 21, 35, 69, 105, y 138 kPa. Se necesitan 15 niveles de esfuerzo desviador, a saber: 21; 41,4; 62,1; 34,5; 69; 103,5;, 138; 207; y 276 kPa; cada esfuerzo desviador por secuencia se repite 100 ciclos para cada esfuerzo de confinamiento aplicado. En ambos procedimientos, la presión de confinamiento se mantiene constante; únicamente variándose el esfuerzo desviador. Por otra parte, los dos procedimientos utilizan la misma cantidad de secuencias [40].

Los suelos TIPO 1, son caracterizados como suelos sin confinamiento para material de subbase y base; suelos de terracería sin tratar, del cual menos del 70% pasa la malla 10, y que un máximo del 20% pase la 200; de hecho y según la clasificación

AASHTO, son los suelos A-1 en los que pueden incluirse a los A-1b; A-2 y A-3. De manera que para este caso, las probetas tendrán suelos tipo 1.

3 Análisis e interpretación de resultados

3.1 Análisis de resultados

La investigación tuvo como principal objetivo conocer el comportamiento del material de base hidráulica que comúnmente se utiliza en la construcción de pavimentos para los caminos vecinales e intermunicipales de Morelia, y en algunos casos también del interior del estado; esto significa verificar la relación entre el módulo resiliente del material de base con respecto a la variación del contenido de agua en el peso volumétrico de dicho material de base, sin dejar de comprobar la relación de los esfuerzos y el módulo resiliente.

Las muestras ensayadas se diseñaron con una variación del contenido de agua en un rango que permitiera detectar su relación con el estado general esfuerzos del material de base, porque en campo dicha variación de humedad tiene lugar; con ello se garantiza su reproducción al mantener las propiedades de sus pesos volumétricos y sus contenidos de agua.

La variación propuesta fue desde un 13% hasta un 19% del contenido de agua, buscando una similitud entre los procedimientos constructivos desarrollados tradicionalmente en campo.

Para la prueba del módulo resiliente, veintiséis (26) probetas (Tabla A.1 en el anexo) se construyeron y ensayaron con una mezcla del 85% de material granular, clasificado como GW procedente del banco Cerritos, y un 15% de material cementante, clasificado como limo de alta compresibilidad, MH, procedente del banco AGA. Adicionalmente se realizaron cuatro (4) probetas más, en las que únicamente se incorporó material granular del banco Cerritos, y 0% de humedad.

La Tabla A.1 (anexo) contiene las características de los especímenes ensayados, asimismo, los resultados de las compactaciones a las muestras colocadas en los moldes bipartidos de la triaxial cíclica, previas al ensaye del módulo resiliente.

Análisis de resultados del módulo resiliente

El efecto de las deformaciones en el cuerpo de un pavimento tiene verdadera importancia debido a que causan las llamadas deformaciones permanentes, causantes de las roderas, que pueden significar un daño por los esfuerzos en las diferentes capas del pavimento. De igual manera, es importante medir una de las propiedades básicas de los materiales; el llamado módulo resiliente, ya que el conocimiento de éste ayudará a determinar el estado de esfuerzos al interior del pavimento.

Los procedimientos para la cuantificación del módulo respectivo proporcionan información acerca del comportamiento resiliente del material, sin embargo, el efecto de la carga de acondicionamiento efectuada previamente a la del módulo resiliente, trata de suministrar alguna información a este respecto.

En la Tabla A.1 (anexo), se aprecia que el rango de variación de los pesos volumétricos secos máximos alcanzados fue de 1,356 a 1,479 g/cm³, obteniéndose una media de 1,437 g/cm³ y una desviación estándar de 0,0365; esto último indica que por ser un valor muy pequeño, los datos se concentran más alrededor de la media muestral siendo menos frecuentes las grandes desviaciones respecto al valor promedio, según la Figura 5.1.

Las humedades obtenidas de testigos una vez finalizada la prueba, con objeto de corroborar las cantidades propuestas en función al diseño de las probetas a ensayar, tuvieron la siguiente variación; del 11 al 18,2%, este último valor correspondió al 19% de humedad propuesto según diseño de probeta. Cabe hacer mención que las probetas ensayadas con el 17 y 19% de humedad tuvieron drenaje del agua, pues el material de mezcla es muy permeable, durante la evolución de la prueba del módulo resiliente, de tal manera que sólo una probeta conservó la cantidad original del agua (2mr03-12-17).

El proceso de compactación consistió en colocar siete capas de 1270 á 1280 g cada una, con 56 golpes con pisón de 2,50 kg y caída de 30,5 cm. La energía de compactación fue prácticamente la misma (variando de 5,48 á 5,73 kg-cm/cm³). Este fue el procedimiento de compactación utilizado en la elaboración de las probetas por la imposibilidad de realizar la compactación en laboratorio por vibración.

De la Figura 3.1 se puede observar que de acuerdo con el procedimiento de compactación en cada una de las probetas, los valores con los máximos pesos volumétricos fueron los que tenían el 15% de humedad, lo cual coincide con lo que se obtiene en campo.

Por otra parte, también se señala que de los resultados de las probetas obtenidas, se determinó que entre mayor peso específico en la probeta, es mayor la resistencia a la falla (Tabla 3.1). Los cuatro primeros casos en comparación con el último, referente al ensaye 1mr100, esta probeta fue del 100% de material granular.

La prueba consistió en una carga de acondicionamiento por mil ciclos y 15 secuencias de 100 ciclos cada una, con variaciones del confinamiento, los puntos seleccionados para la integración de las gráficas corresponden a los últimos cinco ciclos de cada confinamiento.

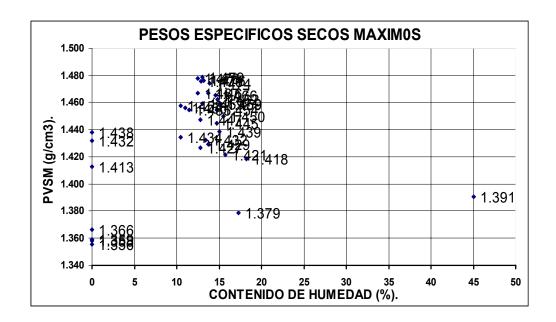


Figura 3.1
Pesos específicos secos máximos, de los ensayes efectuados

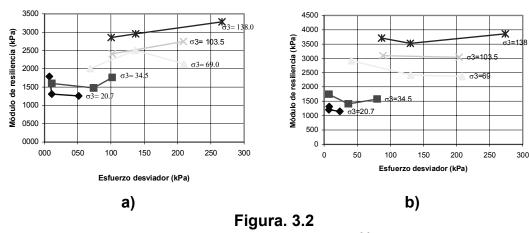
TABLA 3.1 Módulos resilientes utilizando diferentes modelos

| Clave | w | PVSM | Valores | Módulos resilientes, según modelo utilizado | | |
|-------------|------|-------------------|---------|--|---------------------|---------------------------------------|
| Probeta | (%) | g/cm ³ | de θ | Modelo lineal | Modelo potencial | Modelo del Dr. Juárez- Badillo* |
| | | | | kPa | kPa | kPa |
| 2mr08-12-15 | 13,9 | 1,474 | 100 | 1265,2 | 1217,0 | 1545,73 |
| | | | 200 | 1743,3 | 1809,4 | 1957,54 |
| | | | 300 | 2221,3 | 2281,9 | 2296.94 |
| | | | 400 | 2699,3 | 2690,2 | 2627,06 |
| | | | 500 | 3177,4 | 3056,6 | 2984.33 |
| | | | 600 | 3655,4 | 3392,7 | 3413,24 |
| 3mr05-12-19 | 13,0 | 1,479 | 100 | 1258,9 | 1256,02 | 1545,73 |
| | | | 200 | 1684,62 | 1757,06 | 1957,54 |
| | | | 300 | 2110,34 | 2138,30 | 2296,94 |
| | | | 400 | 2536,06 | 2457,97 | 2627.06 |
| | | | 500 | 2961,78 | 2738,48 | 2984,33 |
| | | | 600 | 3387,5 | 2991,28 | 3413,24 |
| 3mr03-12-19 | 12,9 | 1,476 | 100 | 1398,01 | 1442,79 | 1545,73 |
| | | | 200 | 1804,79 | 1847,73 | 1957,54 |
| | | | 300 | 2211,57 | 2135,44 | 2296,94 |
| | | | 400 | 2618,35 | 2366,34 | 2627,06 |
| | | | 500 | 3025,13 | 2562,50 | 2984,33 |

| | | | 600 | 3431,91 | 2734,79 | 3413,24 |
|-------------|------|-------|-----|----------|---------|---------|
| 2mr11-12-13 | 12,5 | 1,467 | 100 | 1861,37 | 1929,06 | 1545,73 |
| | | | 200 | 2203,54 | 2313,70 | 1957,54 |
| | | | 300 | 2545,71 | 2573,33 | 2296,94 |
| | | | 400 | 2887,88 | 2775,03 | 2627,06 |
| | | | 500 | 3230,05 | 2942,30 | 2984,33 |
| | | | 600 | 3572,22 | 3086,42 | 3413,24 |
| 1mr100 | 0 | 1,356 | 100 | 1825,827 | 1907,41 | 1545,73 |
| | | | 200 | 2109,254 | 2203,83 | 1957,54 |
| | | | 300 | 2392,681 | 2398,15 | 2296,94 |
| | | | 400 | 2676,108 | 2546,32 | 2627,06 |
| | | | 500 | 2959,535 | 2667,53 | 2984,33 |
| | | | 600 | 3242,962 | 2770,84 | 3413,24 |

^{*}Nota: Más adelante se presenta el modelo del Dr Juárez Badillo, con sus resultados; no obstante, en la última columna de la tabla anterior también se ha incluido dicho modelo con el afán de tener las reflexiones correspondientes.

Se puede ver en la Figura 3.2 a), que los resultados del ensaye resiliente, denotan un ligero incremento del valor del módulo resiliente con relación al desarrollo del esfuerzo desviador, pero esto se da más bien después de los 20,7 kPa del valor del confinamiento; además, los máximos valores alcanzados para el módulo resiliente fueron de 3 000 a 4 000 kPa respectivamente; en la Figura 3.2 b), se puede observar prácticamente el mismo comportamiento del material aclarándose que esta figura corresponde al ensaye con un contenido de agua del 13%.



Mezcla de material 85-15%, a) corresponde a una humedad de w= 0% b) corresponde a una humedad de w = 13%

Las dos figuras que siguen son los resultados de los ensayes practicados a muestras con contenidos de agua del 15 y del 17% respectivamente. En ellas se ve, que como en el caso anterior, los valores del módulo resiliente tienen un ligero incremento con respecto al desarrollo del esfuerzo desviador, detectándose que

comienzan los módulos para confinamientos superiores a los 20,7 kPa; también para este caso, las curvas de resultados muestran cierto paralelismo.

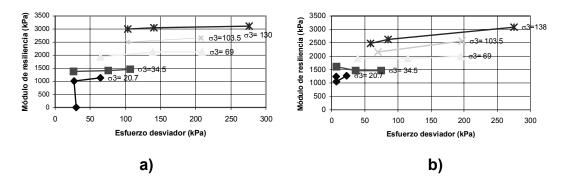


Figura 3.3
Ensayes con material de mezcla 85-15%,
a) corresponde a un valor de w = 15%
b) corresponde a un contenido de agua w= 17%

Las figuras muestran claramente como aumenta el módulo de resiliencia al incrementar el valor del esfuerzo desviador.

La Figura 3.4 corresponde a la muestra de mezcla 85-15%, con un 19% de contenido de agua. En dicha gráfica el primer valor del confinamiento (207 kPa) muestra un repentino incremento, aunque después disminuye, el módulo resiliente; observándose que también como en casos anteriores existe poca influencia del valor del esfuerzo desviador con relación a valor de módulo, ya que éste únicamente aumenta una cantidad pequeña; así como que para la secuencia final con el último confinamiento (138 kPa),; de un desviador de 100 kPa a 250 kPa, únicamente se incrementó el módulo resiliente 500 kPa.

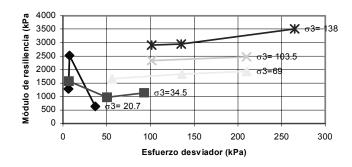


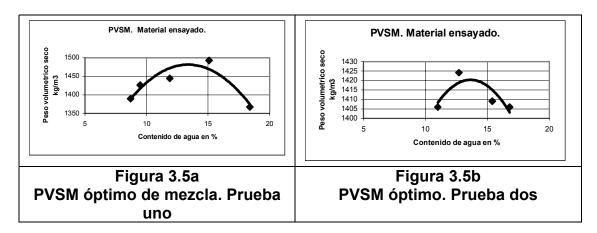
Figura 3.4
Ensaye con material de mezcla 85-15%, correspondiente
a una humedad w = 19%

Sólo que se hubiera tratado de suelos plásticos, la influencia del esfuerzo desviador puede llegar a ser relevante (Seed 1962).

Para los suelos relativos a esta mezcla granular-cementante, en donde la influencia del material granular es mayor la presión del esfuerzo de confinamiento es importante, ya que todo parece indicar su incidencia sobre el incremento del módulo resiliente.

Tratándose de materiales granulares (TIPO I), es mejor realizar la prueba de acuerdo con la norma AASHTO T294-92, protocolo P46, que señala una carga de acondicionamiento con un confinamiento de 103,5 kPa, y un desviador de 103,5 kPa durante 1 000 ciclos, para a continuación realizar la secuencia que establece el protocolo.

Por otra parte, al realizar las compactaciones de la mezcla 85-15% que se ensaya, se tuvieron resultados como los de las siguientes dos pruebas.



Como se puede apreciar, los máximos pesos volumétricos obtenidos tienen un contenido de agua entre el 13 y el 15%, lo que corresponde al que le proporcionan en el campo, para mejorar las condiciones de compactación. Por esta razón se diseñaron las probetas de ensaye con contenidos de agua con un rango en donde quedaran debidamente incluidas en el 13 y el 15%.

3.2 Modelo de regresión lineal

Para determinar los módulos de resiliencia se utilizaron modelos lineales; los valores tienen una disminución de su valor que se vuelve significativa en cuanto aumenta el contenido de agua; esto es, para las muestras ensayadas con material de mezcla y 19% de humedad; el módulo baja.

El modelo corresponde a una gráfica del tipo lineal, lográndose a partir de los datos obtenidos del equipo triaxial cíclico.

En el anexo se presentan las gráficas correspondientes a los resultados de los ensayos triaxiales, cuya mezcla fue de 85-15%; granular cementante, con los contenidos de agua de acuerdo con la siguiente variación; 0%, 13%, 15%, 17% y 19%, tratando de abarcar la variación que se dió en campo durante la construcción

de los caminos. Los resultados obtenidos de 26 ensayes del módulo resiliente, con mezcla de granular-cementante,; 85-15% y variación de contenido de agua, fueron clasificados y agrupados en función del contenido de agua: 0%, 13%, 15%, 17% y 19%.

Interpretación de resultados del modelo de regresión lineal

De las gráficas correspondientes a este modelo lineal, y con las diferentes variaciones del contenido de agua se pudo establecer la poca influencia y la escasa sensibilidad del valor del módulo resiliente con las humedades del material. Las rectas de regresión tienen prácticamente los mismos valores de **Mr**.

Para el modelo lineal, los valores del módulo tienen una disminución que se vuelve significativa en cuanto aumenta la humedad; esto es, para las muestras ensayadas con material de mezcla del 17 y 19% de humedad el módulo resiliente baja, además de disminuir también el PVSM.

3.3 Regresión del modelo potencial con la expresión: $Mr = K_1 \theta^{K_2}$

Cálculo del módulo resiliente con la ecuación $Mr = K_1 \theta^{K2}$. Este es un modelo potencial, donde el coeficiente y el exponente de la ecuación presentado en cada gráfica, corresponde a los valores de " K_1 " y de " K_2 ".

Para este caso de modelo potencial, los valores de los coeficientes y del mismo módulo resiliente no presentan variación importante entre sí, aun con la variación del contenido de aqua de cada probeta.

De los ensayes realizados para determinar el módulo resiliente, se observa que de las gráficas con el modelo potencial se seleccionaron los coeficientes K_1 y K_2 en tres grupos de resultados; un primer grupo, incluye a todos los ensayes (con variación de humedad, las muestras con el 100% granular, y la muestra saturada). En un segundo grupo, se incluyen únicamente los ensayes de mezcla con todas las humedades ensayadas, y en el tercer grupo sólo las muestras representativas del global (todas las muestras con los diferentes contenidos de agua), y las del global 100% (todas las muestras con el 100% del material granular) como se pueden apreciar en las Tablas 3.2 y 3.3, con las medias y las desviaciones respectivas.

De la Tabla 3.2 se tienen para el primer grupo los siguientes valores de K_1 y de K_2 , presentándose una media de 303,63 para K_1 y de 0,4439 para K_2 .

La media para el coeficiente K_1 fue de 303,63 y su desviación estándar de 102,998, lo que de acuerdo con la estadística, entre más chico es este último valor, mayor es la concentración de resultados en torno al valor medio y menos frecuentes serán las desviaciones. Lo mismo se puede decir acerca del valor de

 K_2 , para este primer caso. Algo que es importante observar es que para el material saturado en la celda de carga, el valor de K_1 es bastante diferente al del resto del grupo; y de acuerdo con la Tabla A.1 que el peso específico seco máximo de esta probeta fue de 1,391 g/cm³, un valor bastante bajo. Se puede añadir que el efecto drenante del material ante el excedente de agua en su masa provoca baja densidad y baja resistencia a los esfuerzos.

Del segundo grupo de valores de K_1 y K_2 , que se muestran a continuación, se puede decir que el valor de K_1 para este caso no es muy diferente del anterior; y con relación a la media y a la desviación estándar, lo mismo se puede añadir al respecto. Pasa lo mismo con el coeficiente de K_2 . Al final de los comentarios correspondientes a este punto se hará una comparativa con valores presentes en la literatura.

Tabla 3.2
Valores de todas las muestras
Del primer grupo de resultados de K₁ y K₂

| Material | Coeficiente K₁ | Coeficiente K ₂ |
|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|
| Material de base w = 0 % | 268,23 | 0,3724 |
| Material de base w = 13 % | 358,15 | 0,3409 |
| Material de base w = 15 % | 297,95 | 0,5063 |
| Material de base w = 17 % | 338,55 | 0,3334 |
| Material de base w = 19 % | 204,92 | 0,4041 |
| Material de base global | 302,59 | 0,5574 |
| Material de base global 100 % | 499,19 | 0,5775 |
| Material de base saturado | 159,43 | 0,4589 |
| Media | 303,6263 | 0,4439 |
| Desviación estándar | 102,9975 | 0,0959 |

Tabla 3.3 Mezcla 85-15 %, todas las humedades

| Material | Coeficiente K ₁ | Coeficiente K ₂ |
|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Material de base w = 0 % | 268,23 | 0,3724 |
| Material de base w = 13 % | 358,15 | 0,3409 |
| Material de base w = 15 % | 297,95 | 0,5063 |
| Material de base w = 17 % | 338,55 | 0,3334 |
| Material de base w = 19 % | 204,92 | 0,4041 |
| Media | 293,5600 | 0,3914 |
| Desviación estándar | 60,6504 | 0,0701 |

Los valores de la Tabla 3.4 corresponden a las probetas ensayadas con material de mezcla 85-15%, y material 100% granular.

Tabla 3.4 Mezclas al 85-15%; incluye global y global 100 %

| Material | Coeficiente K ₁ | Coeficiente K₂ |
|-------------------------------|-------------------------------|-------------------|
| Material de base global | 302,59 | 0,5574 |
| Material de base global 100 % | 499,19 | 0,5575 |
| Media | 400,8900 | 0,5675 |
| Desviación estándar | 139,0172 | 0,0142 |

Es importante señalar que las probetas de material 100% granular presentaron los valores máximos para K_1 y K_2 .

Basados en análisis estadísticos de datos, Rada y Witzack presentaron en 1981 la desviación estándar promedio del módulo de resiliencia para varios materiales granulares (Tabla 3.5). Por otra parte, Finn reportó que el módulo de resiliencia de materiales para bases en el tramo de prueba de AASHO con valores de K_1 = 0.60 y de K_2 = 22 080 á 52 200 kPa, es dependiente de los contenidos de agua.

Tabla 3.5
Parámetros K₁ y K₂ para diferentes materiales granulares

| | | | K ₁ | K ₂ | | |
|---------------------|-----------------|--------------|---------------------|----------------|------------------------|--|
| Tipo de material | No. de datos | Media Mpa | Desviación estándar | Media Mpa | Desviación estándar | |
| Arena Iimosa | 8 | 11,17 | 0,54 | 0,62 | 0,13 | |
| Grava arenosa | 37 | 30,89 | 29,65 | 0,53 | 0,17 | |
| Arena- grava | 78 | 30,00 | 18,13 | 0,59 | 0,13 | |
| Roca triturada | 115 | 49,70 | 51,64 | 0,45 | 0,23 | |

Los valores que proporciona la literatura al respecto, representan diferencias importantes con los obtenidos de los ensayes triaxiales cíclicos al material de mezcla granular-cementante 85-15%. Obviamente, influye de manera importante en el parámetro del módulo resiliente.

Tabla 3.6
Otros valores de K₁ v de K₂, que se encuentran en la literatura

| Material | K₁ (Mpa) | K ₂ |
|---|---------------|----------------|
| Grava parcialmente triturada, roca triturada | 11,03 - 34,48 | 0,57 - 0,73 |
| Base no tratada (tramo de prueba San Diego Cal, USA) | 14,48 - 37,23 | 0,61 |
| Grava, roca triturada | 12,41 - 55,16 | 0,32 - 0,70 |
| Roca triturada | 27,58 - 62,06 | 0,46 - 0,64 |
| Caliza triturada bien graduada | 55,16 | 0,67 |
| Materiales de base en servicio | 20,0 - 53,44 | 0,46 - 0,65 |

3.4 Gráfica global con los valores de Mr para todos los ensayes

Para este punto se integró la totalidad de los resultados de los ensayes según mezcla 85-15%, con objeto de observar el comportamiento del módulo resiliente general, presentándose los modelos lineal y potencial con sus dispersiones correspondientes. Los resultados se pueden observar en el anexo; el valor de la dispersión según el modelo lineal, fue de 25,44%.

3.5 Comparación entre los valores del módulo resiliente obtenidos, y los consignados en la literatura

El Instituto Americano del Asfalto da la siguiente relación de valores del módulo resiliente, de acuerdo con el material, deducidos de una relación del valor de **R** (estabilómetro):

| MATERIAL VALOR DEL Mr. | | | DEL Mr. |
|------------------------|------------|---|-------------|
| Arena | 34 500 psi | Ó | 238 050 kPa |
| Sedimentos | 33 900 psi | Ó | 233 910 kPa |
| Arena arcillosa | 8 200 psi | Ó | 56 580 kPa |

Existe otra relación de valores para dos CBR distintos, y que están relacionados con los valores R del estabilómetro y con la metodología del sistema de clasificación del estado de Texas.

| | | CBR = 30 |) | CBR = 80 | | | |
|-------------|----|------------------|--------|----------|------------------|--------|--|
| Material | R | Clasif. Texas | Mr | R | Clasif. Texas | Mr | |
| Base | 65 | 3,2 | 20 000 | 83 | 2,1 | 29 000 | |
| Subbase | 61 | 3,4 | 14 700 | 85 | 2,3 | 20 000 | |
| Terracerías | 64 | 3.2 | 10 000 | 83 | 2.1 | 30 000 | |

TABLA 3.7
Módulos resilientes utilizando el valor R del estabilómetro y el CBR

En cuanto a las correlaciones entre el CBR y R el sistema de clasificación de Texas muestra que son prácticamente las mismas sin importar el clima, o si el material es utilizado en base, subbase o terracerías. Lo cual, esto no es cierto para el módulo resiliente.

Los valores del módulo obtenidos en esta investigación reflejan cantidades muy bajas, teniendo variaciones de 1 200 a 3 500 kPa. Todo esto se correlaciona con los bajos PVSM alcanzados, así como los ensayes del VRS. La ejecución de ensayes con la muestra completamente saturada fue para observar el comportamiento del material de base en estas condiciones. Se apreciaron básicamente los mismos resultados que para las otras consideraciones.

3.6 Valores del módulo resiliente en material para base sin finos, material 100% granular

Estos ensayes tuvieron la finalidad de investigar, en combinación con las otras opciones analizadas, si procede preparar la mezcla con el cementante; investigar si tiene alguna función estructural en el cuerpo de la base, o bien si únicamente es suficiente el material granular del banco Cerritos; lográndose con esto último un ahorro sustancial. Para este propósito se realizaron cuatro (4) ensayes que se denominaron 1Mr100, 2Mr100, 3Mr100 y 4Mr100, bajo condiciones del 15% de humedad, que es la que representativamente resultó como la óptima, según las pruebas de compactación que se aplicaron a la mezcla de referencia.

3.7 Regresión con el modelo del Dr Juárez-Badillo

Juárez-Badillo propuso hace varios años un modelo, bautizado por él como de proporcionalidad natural; se trata de un principio unificado que da origen a varias ecuaciones generales que permiten predecir el comportamiento mecánico de diversos materiales.

Dicho principio de proporcionalidad natural establece que todos los fenómenos físicos son simples y ordenados, armónicos y simétricos. El problema radica en establecer las variables propias de las funciones que permitan describir el

fenómeno establecido en un dominio completo. Es decir, las variables propias son las variables más simples y naturales que se utilizan para caracterizar el fenómeno que se está analizando, donde una de ellas varía en dominio completo; mientras que la otra tiene un dominio incompleto. La relación matemática entre ellas puede obtenerse a través de funciones propias con dominios completos, las más simples.

Las ecuaciones que se propongan para resolver el problema pueden dar origen a diversas funciones, en las que una de ellas será la que se ajuste de la mejor manera, dichas funciones pueden ser: normal, sensitiva, invertida, y de ductilidad; la elección de una de ellas dependerá de la forma de la curva o de los resultados graficados de los ensayes correspondientes al problema que se estudia.

Esta teoría considera únicamente dos variables y para todos los casos; una de las variables tiene un dominio completo de 0 a ∞ . La variable para medir cierta categoría o comportamiento de los geomateriales tiende a ser una variable propia o natural, más simple para definir tal categoría.

En este caso se discutirá el parámetro del módulo resiliente de materiales granulares (base hidráulica) con el empleo de este modelo, y con la idea conceptual y brillante del Dr Juárez-Badillo.

Se trata de la relación; $\mathbf{Mr} = \sigma_d \ / \ \theta$, lo que representa el módulo resiliente; cuya interpretación es el cociente del esfuerzo desviador entre el valor de " θ " (esfuerzo total), donde; " σ_d ", es el esfuerzo desviador y " θ " es el esfuerzo total o también conocido como el esfuerzo invariante que corresponde a ($\sigma_{1+}\sigma_{2+}\sigma_{3}$), o bien ($\sigma_d + 3\sigma_{conf}$).

La aplicación de este modelo trata acerca de la forma en que la curva de la gráfica se desarrolla si tiene un pico y luego un descenso, o si presenta un ascenso continuado aunque sea leve. A cada una estas regiones el Dr Juárez Badillo les llamó región de pre-pico, región de pico (en la cima o el valor máximo); región de pos-pico (al descenso de la curva); y región de ductilidad, influyendo esto en el tipo de función aplicable, lo que dará lugar a que pueda tratarse de una función normal; una función sensitiva; o una función invertida. Existe una gráfica (Figura 3.6), que Juárez-Badillo utiliza para auxiliarse con la forma que adopta la curva y así definir el tipo de función a utilizar; finalmente está la calibración del modelo con ajuste con el valor de "v", al que el Dr Juárez-Badillo le llamó "exponente cortante".

Para este caso, y siendo la relación Mr vs. θ , se desea modelar para encontrar el valor del parámetro **Mr** y su posible correlación con los resultados de los otros dos modelos. Se aclara que se trata de una función lineal sencilla, de acuerdo con la propuesta original del Dr Juárez-Badillo, por lo que se obtendrá la función propia más simple para proceder a su análisis. La modelación se hará a dos muestras ensayadas en la máquina triaxial cíclica: del material global: mezcla 85-15% y del material 100% granular.

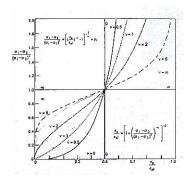


Figura 3.6
Gráfica de apoyo del Dr Juárez-Badillo

Antes de intentar realizar la conexión, el croquis de la Figura 3.7 ayudará a observar y completar los dominios de las funciones que se proponen en este modelo.

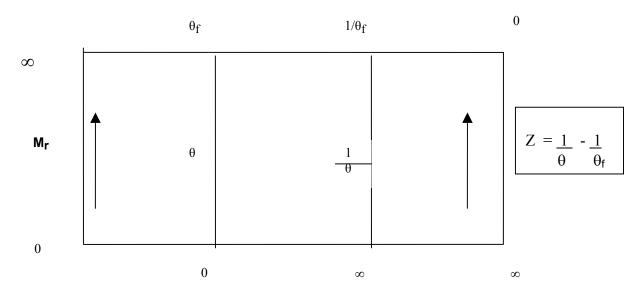


Figura 3.7
Diagrama funcional para la aplicación del modelo del Dr Juárez Badillo

De las Figuras A.12 y A.14, (anexo), se establece que para las dos gráficas de las pruebas triaxiales, la recta que ajusta a los puntos de cada uno de los ensayes tiene una tendencia ascendente en la cual se observa que el valor "pico" es la intercepción de la misma con el eje de las ordenadas, ajustando con el máximo valor de " θ ", que se tiene en las abscisas. Por tanto el comportamiento de dicha gráfica sugiere que se trata de un comportamiento pre-pico, o sea antes del "pico" o máximo valor del Mr vs. θ esto último ayudará a decidir sobre si la función es sensitiva, invertida, normal o dúctil.

De acuerdo con la Figura 3.7 se puede considerar **Mr** variando de cero a ∞ y θ de 0 (cero) a un valor final denominado θ_f . Una función recíproca y sencilla será 1 / θ y si sustituimos el 0 (cero) por 1/ θ , el valor inicial de esta función será el de ∞ . Sin embargo, tendrá un valor cualquiera de 1/ θ_f a ∞ . La función propia de θ es:

 $Z = [1/\theta - 1/\theta_f]$, de tal manera que por el principio de proporcionalidad natural, el cual permite establecer la siguiente ecuación diferencial, se tendrá:

$$\frac{dz}{z} \approx \frac{-vdMr}{Mr.} ,$$

o más bien quedará la función así:

$$\frac{dz}{z} = \frac{-vdMr}{Mr}; \qquad \int_{z_1}^{z} \frac{dz}{z} = -v \int_{Mr_1}^{Mr} \frac{Mr}{Mr}$$

Integrándose la ecuación diferencial entre los límites Z_1 , Z y Mr_1 y Mr_2 , donde el valor de 1 (uno) es cualquier punto en el espacio de las gráficas, se tiene:

$$\ln Z\Big|_{z_1}^z = \ln (Mr)^{-\frac{1}{\nu}}$$
, entre los límites de z, z1 y Mr, Mr1

Resolviendo la ecuación resulta:

$$\ln = \frac{z}{z_1} = -\nu \ln \frac{Mr}{Mr_1}$$

Obteniendo, los logaritmos se tiene:

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{Mr}{Mr_1}\right)^{-\nu}$$
, por lo demás:

Resulta también que:

 $Z = \frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_f}$, sustituyendo esta ecuación en la anterior se llega a:

$$\frac{\frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta f}}{\frac{1}{\theta_1} - \frac{1}{\theta f}} = \left(\frac{Mr}{Mr_1}\right)^{-\upsilon}; \text{ además, se tiene que: } \frac{\frac{\theta_f}{\theta} - 1}{\frac{\theta_f}{\theta_1} - 1} = \left(\frac{Mr}{Mr_1}\right)^{-\upsilon}$$

Haciendo operaciones algebraicas resulta:

$$\frac{\theta_{\rm f}}{\theta} = 1 + \left(\frac{\theta_{\rm f}}{\theta_{\rm l}} - 1\right) \left(\frac{Mr}{Mr_{\rm l}}\right)^{-\nu}$$

Si se sustituye el valor de θ . Toda vez que se trata de una función invertida, por lo visto anteriormente, y si se define que el esfuerzo θ sea tal que θ sea igual a θ_f =1/2, porque en este punto, a la mitad la función es una constante de acuerdo con la Figura 3.6, donde se representa la función de ductilidad según el Dr Juárez-Badillo, la ecuación anterior se puede escribir:

 $Mr\left(\frac{\theta_f}{\theta_1}-1\right)^{-\frac{1}{v}}=constante=Mr*$, llamado por el Dr Juárez-Badillo como el valor del módulo característico, y que resulta constante en ese punto.

$$Mr^* = \left(\frac{\theta_f}{\theta_1} - 1\right)^{-\frac{1}{\nu}} = \frac{Mr}{1} \text{ y Mr}^* = Mr$$

$$\mathsf{Mr}^* = \frac{Mr}{\left(\frac{\theta_f}{\theta_1} - 1\right)^{-\frac{1}{\nu}}} \; ; \qquad \mathsf{Mr}^* \left(\frac{\theta_f}{\theta} - 1\right)^{-\frac{1}{\nu}} = Mr$$

Y entonces, será:
$$\left(\frac{\theta_f}{\theta} - 1\right)^{-\frac{1}{\nu}} = \frac{Mr}{Mr^*}$$
,

resultando también como:

$$\theta = \frac{\theta_{\rm f}}{1 + \left(\frac{Mr}{Mr_{\rm l}}\right)^{-\nu}}$$

Calibración del modelo

Se escogen tres puntos de la curva del ensaye, cuyo trazo es en escala aritmética: uno inicial, otro intermedio, y otro final; por ejemplo, en uno de los dos casos que se analizaron el valor de τ tuvo los límites de, θ = 100 kPa, θ = 300 kPa y θ = 1 000 kPa.

Se propone un valor de \mathbf{Mr} característico igual a 3 300 y un valor del exponente cortante "v" al cual se le asignan diferentes valores, determinándose aquél que mejor se ajuste la función con la curva; mas adelante se presentan los valores propuestos para cada una de las gráficas que se modelaron.

Valores tabulados del modelo propuesto por el Dr Juárez-Badillo

El modelo del Dr Juárez-Badillo se tabuló con valores crecientes de "v" después de estudiar la forma de la gráfica para los diferentes valores de "v", donde se define si la gráfica cumple con la función pre-pico (función invertida) después de ser observados los resultados en las gráficas del módulo resiliente.

Se muestran en la Tabla 3.8 los valores producto de la aplicación del modelo ajustado y basado en la teoría sugerida por él.

Al graficar los valores obtenidos con el modelo, contra los resultados de los ensayes en la máquina triaxial, se puede observar la buena correlación existente.

En las Figuras 3.8 a) y b), se presentan las gráficas con las curvas trazadas, y que corresponden a las gráficas del módulo según mezcla 85-15%, y la otra al ensaye con muestras de 100% material granular.

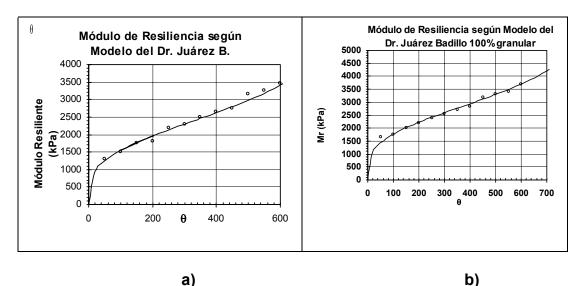


Figura 3.8 a) y b)

Modelo según el Juárez-Badillo,
a) valores tabulados (ensaye global) mezcla 85-15%
b) valores tabulados con 100% de material granular

Ambas gráficas muestran un comportamiento similar, no obstante que la 3.8 b), corresponde al material sin finos.

En cada caso de los dos ensayes que se emplearon para modelar esta función, se recurrió al modelo de la función invertida, que es la que mejor se ajustó a los datos graficados, utilizándose los valores semilla de:

Para el modelo de Mr 100 (material 100% granular) v = 0.35

Mr = 3 300 kPa θ f= 1 000 kPa θ tuvo incrementos de 20 en 20

Para el material global, mezcla 85-15% v = 0.35 Mr = 2 800 kPa $\theta f = 900$ kPa $\theta f = 900$ kPa

3.8 Deformación permanente

Este punto tuvo por objeto estudiar el comportamiento del material de base en condición de carga cíclica, y complementar la información que se busca integrar conjuntamente con las respuestas resilientes del material. Para todo esto se aplicó una onda de tipo senoidal con frecuencia de un ciclo por segundo en la máquina triaxial cíclica a fin de simular las condiciones de carga a que se sujetan los materiales de base, en este caso en estudio.

En el capítulo 1 de este trabajo se habló del tema; no obstante, se aclara que la deformación permanente es la deformación plástica definida como la deflexión que se presenta bajo una carga dada y que no se recupera cuando ésta se retira. En el caso de los pavimentos se manifiestan por las famosas "roderas" que dejan las ruedas de los vehículos, y que pueden afectar a todo el pavimento. También se comentó sobre las tres etapas (instantánea, de transición y de deformación estable) en las que se presenta la deformación permanente

El diseño de la probeta se muestra en la Tabla A1 (anexo). El peso volumétrico obtenido fue de 1,456 g/cm³. La deformación permanente acumulada tuvo una variación entre la máxima y la mínima de 0,2038% y 0,18794%, respectivamente. Las dimensiones de la probeta fueron 20,48 cm de alto por 15,24 cm de diámetro, siendo la misma que para los ensayes del módulo resiliente y de las triaxiales a compresión a la falla, debido a las características de representatividad de todas las muestras y por el tamaño del agregado, con apego a las normas.

El objetivo de esta prueba es estudiar el comportamiento del material que se analiza, y de la deformación diferida en el tiempo, lo cual puede aportar información adicional a la del módulo resiliente, redundando en la comprensión de las características esfuerzo-deformación y, por tanto, en la determinación de las alternativas de solución a los diseños de los cuerpos de pavimentos, mediante los módulos respectivos como parámetros de ingreso al diseño.

El único ensaye efectuado para la obtención de la deformación permanente es el denominado **4defperm**, al cual corresponden los siguientes resultados (anexo).

Denominación del ensaye: 4defperm

N° de ciclos: 20 000 N° de capas: 7

N° de golpes por capa: 56

Energía de compactación de la probeta: 5,50 k-cm/cm³

Contenido de humedad, w en porcentaje: 15% (propuesto para la prueba)

Contenido de humedad obtenido después del ensaye: 11%

Deformación permanente acumulada: 0,203764 %

PVSM: 1.456 g/cm³

Esfuerzo de confinamiento: 104 kPa, (15 psi).

Esfuerzo desviador: 276 kPa, (40 psi)

Los esfuerzos aplicados fueron, para el confinamiento de 104 kPa y para el esfuerzo desviador de 276 kPa, provocando en la muestra una deformación permanente acumulada de 0.2038 %.

Durante los primeros dos ciclos de carga, se produce una deformación de 0,043477 %, para los siguientes 11 ciclos de carga; la deformación acumulada es de 0,081946 %; para los siguientes 101 ciclos de carga, se tiene una deformación de 0,13604 %, en este punto se observa que se ha llegado a la etapa de la deformación instantánea, correspondiéndole el 55,56% del total.

Para la etapa de transición, la deformación llega al valor de 0,13604 correspondiéndole un 11,21% adicional de deformación acumulada.

Para la última etapa (rango estable) se manifiesta en la probeta ensayada que la curva no se torna asintótica, sin embargo, la mayor parte de la deformación ya se ha desarrollado y el resto, de acuerdo con la tendencia de esta curva, deberá ser un porcentaje adicional pero bastante pequeño, tal vez no tan representativo. No obstante, sería conveniente que el número de ciclos para esta mezcla de material se incremente, a valores superiores a los 20 000, con le fin de observar su comportamiento.

La diferencia entre la deformación plástica y la deformación elástica es la deformación recuperable, que en este caso para los 20 000 ciclos es del 0,015828%.

Es importante aclarar que es relevante el valor del esfuerzo desviador en su aplicación, ya que valores altos pueden precipitar la falla a la muestra, tal como se comentó en el capítulo 1.

También se observa en la gráfica (A.19) que después de la aplicación de cada ciclo de carga, parte de la deformación se recupera (deformación elástica) y parte no lo hace (deformación permanente). Después de suministrar varios cientos de ciclos se llega al instante en que prácticamente toda la deformación que se produce en la muestra de suelo es recuperable; en ese momento el espécimen se

encuentra en estado resiliente, el cual puede determinarse con el cociente del esfuerzo desviador entre la deformación elástica.

El comportamiento de esta muestra ensayada corresponde a un porcentaje de deformación acumulada mas bien alto, sin embargo, aún así las deformaciones que pueda tener el material de base bajo la acción de las cargas, serán bajas en función del procedimiento de compactación de campo a que normalmente se le somete a esta mezcla de material; un procedimiento vibratorio y de presión le densificará lo suficiente. Se puede calcular el valor del módulo:

$$σ_d$$
 103 kPa Mr. = ----- = 6 607,46 kPa $ε_r$ 0.15828 %

Cantidad que no es demasiado distante de las obtenidas con el procedimiento tradicional del módulo resiliente, cuyos valores comparativos se presentan en la Tabla 3.8con los valores comparativos y relativos a los cálculos para cada uno de los tres modelos que se analizan.

Para ambos casos se estimó con valores similares del esfuerzo total " θ ", con objeto de poder realizar una mejor comparación entre los tres modelos.

3.9 Pruebas triaxiales de compresión a la falla

Los factores que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares son de dos clases; uno, correspondiente a la manera en que afecta la resistencia la esfuerzo cortante del suelo; por ejemplo, la compacidad relativa inicial, el esfuerzo de confinamiento, y la velocidad de aplicación de la carga. La otra, es la manera en que un suelo sea diferente a otro; por ejemplo, la forma de la partícula, su textura, su distribución granulométrica, el grado de sanidad, y la dureza.

Obtener las envolventes de falla resulta fundamental para calcular el valor del esfuerzo cortante. La manera de obtener la línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr, es por medio de las pruebas de compresión triaxial.

Prueba de la compresión triaxial a la falla

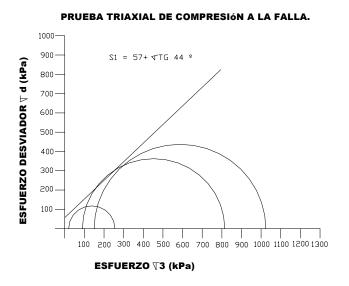
De los tres ensayes realizados para calcular los valores del ángulo de fricción interna y de la cohesión, resultaron 44° y 57 kPa respectivamente, en su correspondiente envolvente de falla. De acuerdo con la naturaleza de este material, los cálculos de la deformación con relación a los esfuerzos aplicados compaginan adecuadamente y ratifican los anteriores resultados, ya comentados, pudiéndose consultar las gráficas y tablas correspondientes en el anexo.

El esfuerzo cortante, obtenido con la proyección de una horizontal, desde el punto de tangencia del punto de contacto de la envolvente de falla con los círculos de Mohr hasta el eje de las ordenadas, fue de 350 kPa.

Se requiere que las pruebas de módulo resiliente y de compresión triaxial a la falla, se realicen sobre los mismos especímenes para estar en condiciones de establecer alguna medida de correlación entre ambas.

Por la dificultad de lograr una compactación adecuada si el porcentaje de finos es menor al 15%, se recomienda utilizar equipo de peso, y vibratorio.

Se aconseja dar suficiente confinamiento con la carpeta.



Los resultados obtenidos en estas pruebas a los tres especímenes ensayados, se pueden consultar en el anexo, en donde se muestran también las gráficas correspondientes. El objetivo de esta prueba fue establecer una posible correlación entre el módulo de resiliencia y la resistencia en compresión simple, efectuándose a un 1% de deformación por minuto.

Con los resultados de la prueba de compresión triaxial a la falla, se procedió a calcular la envolvente de Mohr de esfuerzos, obtenida con la determinación del esfuerzo desviador y el esfuerzo de confinamiento aplicado a cada uno de los tres especímenes (1Tx, 2Tx y 3Tx).

Posteriormente se procedió a obtener el valor del esfuerzo cortante a la falla para este material de mezcla para base hidráulica y con un contenido del 15% de humedad, simplemente trazando una línea horizontal desde el punto de contacto entre la envolvente y los círculos de Mohr con el eje de las ordenadas, dando un valor de 350 kPa.

Dicho valor puede ser representativo del comportamiento del material, pero debe de considerarse con bastante reserva.

TABLA 3.8 Módulos resilientes con los modelos utilizados, mezcla 85-15 global

| Valores | Modelo lineal | Modelo potencial | Modelo Dr Juárez-Badillo | | |
|---------------|---------------|---------------------|-----------------------------|--|--|
| de θ ,kPa). | Modero micai | potoriolar | Función Invertida | | |
| uo o jiii uji | Mr (kPa) | Mr (kPa) | Mr (kPa) | | |
| 100 | 1519.47 | 1551.15 | 1545.73 | | |
| 160 1750.69 | | 1832.72 | 1807.70 | | |
| 200 | 1904.84 | 1983.76 | 1957.54 | | |
| 220 | 1981.91 | 2052.01 | 2028.31 | | |
| 240 | 2058.99 | 2116.37 | 2097.17 | | |
| 260 | 2136.06 | 2177.35 | 2164.64 | | |
| 280 | 2213.14 | 2235.38 | 2231.10 | | |
| 300 | 2290.21 | 2290.79 | 2296.94 | | |
| 320 | 2367.28 | 2343.86 | 2362.46 | | |
| 340 | 2444.36 | 2394.84 | 2427.96 | | |
| 360 | 2521.43 | 2443.92 | 2493.71 | | |
| 380 | 2598.51 | 2491.26 | 2559.99 | | |
| 400 | 2675.58 | 2537.03 | 2627.06 | | |
| 420 | 2752.65 | 2581.34 | 2695.19 | | |
| 440 | 2829.73 | 2624.31 | 2764.66 | | |
| 460 | 2906.80 | 2666.04 | 2835.79 | | |
| 480 | 2983.88 | 2706.62 | 2908.89 | | |
| 500 | 3060.95 | 2746.12 | 2984.33 | | |
| 520 3138.02 | | 2784.61 | 3062.51 | | |
| 540 3215.10 | | 2822.16 | 3143.91 | | |
| 560 3292.17 | | 2858.82 | 3229.05 | | |
| 580 3369.25 | | 2894.64 | 3318.58 | | |
| 600 | 3446.32 | 2929.68 | 3413.24 | | |
| 620 | 3523.39 | 2963.97 | 3513.96 | | |
| 640 | 3600.47 | 2997.56 | 3621.86 | | |
| 660 | 3677.54 | 3030.48 | 3738.36 | | |
| 680 | 3754.62 | 3062.75 | 3865.30 | | |
| 700 | 3831.69 | 3094.42 | 4005.03 | | |
| 720 | 3908.76 | 3125.52 | 4160.78 | | |
| 740 | 3985.84 | 3156.06 | 4337.01 | | |
| 760 | 4062.91 | 3186.07 | 4540.13 | | |
| 780 | 4139.99 | 3215.58 | 4779.90 | | |
| 800 | 4217.06 | 3244.60 | 5072.05 | | |
| 820 | 4294.13 | 3273.16 | 5444.23 | | |
| 840 | 4371.21 | 3301.27 | 5951.46 | | |
| 860 | 4448.28 | 3328.96 | 6727.52 | | |
| 880 | 4525.36 | 3356.23 | 8254.98 | | |
| 900 | 4602.43 | 3383.10 | | | |
| 920 | 4679.50 | 3409.60 | | | |
| 940 | 4756.58 | 3435.72 | | | |
| 960 | 4833.65 | 3461.49 | | | |
| 980 | 4910.73 | 3486.91 | | | |
| 1000 | 4987.80 | 3512.00 | | | |

Conclusiones

Dada la importancia estratégica y su impacto económico que tiene la construcción de carreteras en el país, se tiene la urgente necesidad de lograr significativos ahorros en la construcción, operación y mantenimiento de los caminos, especialmente en la elaboración de los cuerpos de pavimentos como son subbases, bases y carpetas. De ahí la necesidad de escoger las metodologías más acordes para este fin.

El módulo de resiliencia seguramente será el que rija en los próximos años, en virtud de ser la propiedad básica de los materiales, consolidándose como la medida de las propiedades elásticas de los suelos, pero también reconociendo la existencia de características no lineales en su comportamiento, tendiendo a la sustitución de la metodología del valor relativo de soporte (VRS).

El material ensayado presenta valores de módulo resiliente bajos, correspondiendo significativamente con los valores obtenidos en forma paralela, con la prueba del VRS y con los valores deducidos de las compactaciones respectivas.

Además, la aplicación de esta metodología permitirá tener un conocimiento más formal del comportamiento elástico de los materiales, pero sin dejar de tomar en cuenta las características no lineales de los elementos integrantes de los pavimentos.

Este material de base se estudió como mezcla; granular-cementante, en proporción 85-15%, clasificándose como SW al material granular, y MH al cementante.

El peso de las muestras tuvo una variación relativamente pequeña, estando entre los 7 365 a los 9 090 g, agregándose las cantidades de agua según cálculos hechos para la obtención de la humedad en estudio, y dejándose saturar por 24 horas previas a la prueba.

La compactación se realizó en el molde bipartido de la máquina triaxial, con la colocación de dos membranas; la exterior a manera de "sobre membrana", para posteriormente someterse al ensaye respectivo en el marco de carga de la máquina triaxial. Para el módulo resiliente el ensaye se realizó de acuerdo con el protocolo P46 de SHRP, para materiales TIPO I (granulares). Respecto al ensaye de la deformación permanente, se llevó cabo conforme a los procedimientos de AASHTO. En cuanto al ensaye triaxial de compresión a la falla, fue por procedimientos de AASHTO. Las principales observaciones de este trabajo son:

• El comportamiento esfuerzo-deformación de este suelo es no lineal

- Con relación a los resultados obtenidos del módulo resiliente, se puede observar que el material ensayado es poco sensible al cambio del contenido de aqua
- Para el material granular, no obstante los valores obtenidos de la prueba de desgaste en la máquina de Los Ángeles está dentro de las normas
- Aunque se realizó el ensaye del módulo resiliente en una probeta bajo la condición saturada dentro de la cámara triaxial se concluye que también para estas condiciones, no se tiene variación apreciable de dicho valor
- Se concluye que el contenido de finos ayuda más bien, en el acomodo o deslizamiento del material granular durante el proceso de la compactación, mejorando el procedimiento del mismo
- La compactación en laboratorio del material 100% granular fue en extremo deficiente, al no poderse densificar en forma adecuada las partículas granulares respectivas
- De manera semejante, pero en menor cuantía, al momento de la compactación en laboratorio del material mezcla 85-15% con 0% de contenido de humedad, el material tuvo problemas para densificarse en forma adecuada
- El material de mezcla 85-15%, con contenido de humedad del 19%, presentó drenaje de agua al momento de la compactación y de la prueba triaxial, perdiéndose entre un 4 a un 5% de humedad, según se puede ver en la Tabla A1 (anexo), durante este proceso
- Al agregar finos al material para base, lo que se provoca es disminuir su módulo de rigidez sustancialmente
- Esta mezcla de material (con finos) se hace más susceptible a los cambios de humedad
- Para valores mayores al 17% de contenido de agua, se tiene una disminución del módulo de resiliencia

Conclusiones de resultados de los diferentes modelos

Con relación a los resultados de los ensayos en la máquina triaxial cíclica y con cuyos valores se incorporaron a los tres modelos, se tiene lo siguiente.

Modelo lineal

- Para este modelo, las variaciones de los resultados no parecen ser significativas, aún para la muestra ensayada en condición saturada (Mr. saturada)
- Algo que pareció sorprendente, de manera similar al modelo potencial, es que las muestras ensayadas con el 100% de material granular parecen tener el mejor resultado del módulo resiliente
- Para las muestras ensayadas con contenidos del 19% de humedad, los resultados del módulo resiliente son relativamente bajos; por lo demás, durante la prueba respectiva la muestra drenaba bastante agua

Modelo potencial o de expresión; $Mr = K_1 \theta^{K2}$

- Para este modelo, las variaciones de los resultados no parecen ser significativas; aunque en la condición de la muestra ensayada en condición saturada (Mr saturada), los valores del módulo son bajos
- Lo mismo se puede decir con relación a las muestras ensayadas con el 100% de material granular que parecen tener mejor resultado en módulo resiliente
- Para muestras ensayadas con contenidos del 19% de humedad, los resultados del módulo resiliente son relativamente bajos; por lo demás, durante la prueba respectiva, la muestra drenaba bastante agua

Modelo del Dr Juárez Badillo

Con relación al modelo del Dr Juárez Badillo, el cual se basa en el principio de la proporcionalidad natural y de la belleza, se puede decir:

- Presenta resultados que corresponden y tienen bastante parecido a los obtenidos con los otros tres modelos presentados (lineal y potencial) en este estudio, indicando la similitud del modelo a las respuestas cíclicas de los materiales
- Se puede observar en la Tabla A2, que para este modelo, para valores mayores del registrado como máximo de " θ ", los resultados del Mr son exageradamente grandes. Por ejemplo, en el caso que se analiza, un valor de θ = 750 kPa, da como resultado un Mr = 8 255 kPa., significativamente

mucho mayor a los valores obtenidos con los otros dos modelos. Si θ se incrementa a 1 000, el Mr tiene un valor muy alto

 Se recomienda al aplicar este modelo, observar cuidadosamente la curva de la gráfica que se quiera modelar para asignarle la función, sensitiva, invertida o normal que le corresponda; además de calibrar cuidadosamente el valor del exponente cortante "v"

Conclusiones de la prueba de la deformación permanente

El comportamiento del material ensayado a la deformación permanente, bajo carga cíclica (esfuerzo de confinamiento de 104 kPa, y esfuerzo desviador de 276 kPa), presentó una evolución de la deformación total acumulada y permanente para los esfuerzos proporcionados de acuerdo a la norma AASHTO, en la gráfica correspondiente A19

- Se puede apreciar que durante los primeros ciclos ocurre una deformación instantánea, observándose que durante los siguientes 500 á 1000 ciclos se presenta la etapa de transición; la deformación sigue aumentando progresivamente, de tal forma que para los 10 000 ciclos la deformación habrá aumentado un 16% adicional; finalmente, a los 20 000 ciclos la deformación se sigue dando en escala ascendente
- Es importante resaltar que a los 1 000 ciclos se ha alcanzado un 55,5% del total registrado para esta prueba
- Se recomienda que para este tipo de material de mezcla con valores obtenidos de módulos resilientes bajos, la prueba de deformación permanente se realice con una mayor amplitud del orden de los 25 000 aá 30 000 ciclos con el objeto de observar su comportamiento y poder detectar si se hace asintótica la curva
- Se aconseja que para este tipo de materiales de módulos resilientes bajos, el ensaye del módulo elástico se haga posteriormente al de la deformación permanente, y más aún sobre el mismo ejemplar ensayado en las dos pruebas anteriormente mencionadas, realizar la prueba de compresión triaxial a la falla

Prueba de la compresión triaxial a la falla

De los tres ensayes efectuados al calcularse los valores del ángulo de fricción interna y de cohesión; estos dieron 44° y 57 kPa respectivamente, en su correspondiente envolvente de falla. De acuerdo con la naturaleza de este

material, los valores de la deformación con relación a los esfuerzos aplicados, compaginan adecuadamente y ratifican los resultados ya comentados

Las conclusiones son:

- El esfuerzo cortante, obtenido con la proyección de una horizontal, desde el punto de tangencia del punto de contacto de la envolvente de falla con los círculos de Mohr hasta el eje de las ordenadas, fue de 350 kPa
- Se requiere que las pruebas de módulo resiliente y de compresión triaxial a la falla se realicen sobre los mismos especímenes para estar en condiciones de establecer alguna medida de correlación entre ambas
- Por la dificultad de lograr una compactación adecuada si el porcentaje de finos es menor al 15%, se recomienda utilizar equipo de peso y vibratorio
- Se recomienda dar suficiente confinamiento con la carpeta

Referencias

Bibliografía consultada en capítulo 1

- 1. Wright P. H. y Paquette R.J. Ingeniería de Carreteras. Limusa, 5a edición.
- 2. Valle Rodas R. Carreteras, calles y aeropistas. Principios de la Mecánica de Suelos aplicada a la pavimentación y métodos para el cálculo de pavimentos flexibles, 2ª reimpresión. El Ateneo. Caracas (1980).
- 3. Vivar Romero G. Diseño y construcción de pavimentos Libro 6. Colección del Ingeniero Civil. Consejo Departamental de Lima, Perú (1996).
- 4. Yoder E. J., Witzack. M. Principles of Pavement Design. John Wiley and Sons (1990).
- AASHTO. Design of Pavement Structures. Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide for Design of Pavement Structures (1993).
- 6. Huang Yang H. Pavement Analysis and Design. Kentucky University. Prentice Hall (1999).
- 7. Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos, Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos, 3ª edición, Editorial Limusa, (México, 1976).
- 8. Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. 3ª edición, Editorial Limusa, (México, 1976).
- 9. Lambe T William y Whitman R V. Mecánica de Suelos. Instituto Tecnológico de Massachussets, 7ª reimpresión de la 2ª edición, Editorial Limusa (México, 1995).
- 10. Rico Rodríguez A y Del Castillo Mejía H. La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol 1, Estabilidad de taludes, 1ª edición, Editorial Limusa, (México, 1974).
- 11. Rico Rodríguez A y Del Castillo Mejía H. La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. 2, Temas especiales,. 1ª edición. Editorial Limusa, (México, 1974).
- 12. Humaya Aybor G. Mecánica de Suelos y Aplicaciones. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 13. Crespo Villalaz C. Vías de Comunicación, caminos, ferrocarriles, puentes y puertos. Limusa 3ª edición, México.

- 14. Garnica Anguas P, Pérez García N, y Gómez López J A. Módulos de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No 142, (2000).
- 15. Corro Caballero S. Comportamiento de bases granulares para carreteras. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 16. Timoshenko S. y J M Lessels. Applieed Elasticity, Westinghouse Technical Night School Press, Pitsburgh, Pe.
- 17. Yoder, E. J. Basic Principles of Concrete Pavement Design. South African National Congress on Concrete Pavements, (1970).
- 18. Portland Cement Association. Maintenance Practices for Concrete Pavements.
- 19. Aplicación del principio de la proporcionalidad natural para describir el comportamiento esfuerzo-deformación en arenas sometidas a ensayos de compresión triaxial, drenados y no drenados. Tesis de Maestría en Mecánica de Suelos. Ing. Felipe de Jesús Jerónimo Rodríguez.
- 20. Hewes L I. y Oglesby, Clarkson H. Highway Engineering. New Cork, (1960).

Bibliografía consultada en capítulo 2

- Aguilera Herrera N. Tratado de edafología de México. Tomo I, Laboratorio de Investigación de Edafología. Departamento de Biología. Facultad de Ciencias. Universidad Autónoma de México. 1ª edición, (1989).
- 2. Blyth F G H. y De Freitas M .H. Geología para Ingenieros. 3ª reimpresión, Editorial CECSA, (1997).
- 3. Wright P H y. Paquette R J. Ingeniería de Carreteras. Editorial Limusa 5ª edición.
- 4. Leet and Judson. "Fundamentos de Geología Física", 4ª reimpresión, Editorial Limusa, (1982).
- 5. Longwel R Ch y Flint R. Physical Geology. Prentice Hall Inc. (1989).
- 6. Conelius H. Dana's Manual of Mineralogy John Wiley and Sons Inc. (1970).
- 7. Trefethen J. Geología para Ingenieros. Editorial CECSA. (1987).
- 8. Valle Rodas. Carreteras, calles y aeropistas. Principios de la Mecánica de Suelos aplicada a la pavimentación y métodos para el cálculo de pavimentos flexibles, 2ª reimpresión. El Ateneo. Caracas (1980).

- 9. Vivar Romero G. Diseño y construcción de pavimentos. Libro 6. Colección del Ingeniero Civil. Consejo Departamental de Lima Perú. (1996).
- 10. Blyth F G H. y De Freitas M H. Geología para ingenieros, Tercera reimpresión, Editorial CECSA, (1997).
- 11. Yoder E J y. Witzack M. Principles of Pavement Design. John Wiley and Sons, (1990)
- 12. AASHTO. Design of Pavement Structures. Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide for Design of Pavement Structures (1993).
- 13. Huang Yang H. Pavement Analysis and Design. Universidad de Kentucky. Prentice Hall.(1993).
- 14. Bowles J E. Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil, Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S A.
- 15. Carrillo Gil A, Carrillo delgado E, y Cárdenas Pomareda J. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones Vol 1, Propiedades ingenieriles de suelos regionales: volcánicos, residuales, granulares y arcillosos blandos. Properties of the Peruvian Tropical Soils. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A C. Guadalajara, México. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (1995).
- 16. Egües Guido Radelat. Metodología de la investigación para ingenieros en vías. Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Publicación Técnica Nº 12. Querétaro (1992).
- 17. Israde Alcántara I. Petrografia aplicada. Instituto de Investigaciones Metalúrgicas. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Morelia (Junio de 1998).
- 18. Diccionario Everest Cúpula. Editorial Everest. León, España (1969).
- 19. Booth A R. Collapse Setlement in Compacted Soils. CSIR Research Report 324, NITRR Bulletin 13. National Institute for Transport and Road Research. Pretoria, South Africa (1977).
- 20. Garnica Anguas P, Pérez García N, y Gómez López J A. Instituto Mexicano del Transporte. Módulos de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares. Publicación Técnica No. 142, (2000).
- 21. Garnica Anguas P. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A C. XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Puebla, (1998).
- 22. Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos. 3ª edición, Editorial Limusa (1976).

- 23. Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. 3ª edición, Editorial Limusa (1976).
- 24. Lambe P C. Landslides. Investigation and Mitigation. Special report 247. Capítulo 19. Suelos residuales, Transportation Research Board. National Research Council. (1996).
- 25. Lambe T. W y Whitman R V. Mecánica de Suelos Instituto Tecnológico de Massachussets, 7ª reimpresión de la 2ª edición. Editorial Limusa, (México, 1995).
- 26. Ortiz V. Tratado de Edafología de México. Tomo II. Colegio de Postgraduados en Ciencias Agrícolas. Montecillo, Estado de México, Universidad Autónoma Chapingo. 7ª edición en español, (1990).
- 27. Rico Rodríguez A, y Del Castillo Mejía H. La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. 1 Estabilidad de taludes. 1ª edición. Editorial Limusa, (México, 1974).
- 28. Rico Rodríguez A y Del Castillo Mejía H. La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. 2 Temas especiales. 1ª edición. Editorial Limusa, (México, 1974).
- 29. Huang C K. Pavement Analysis and Design. John Wiley and Sons.
- 30. Rogers C D F. Types and Distribution of Collapsible Soils (1995).
- 31. Cheng Liu, y Evett J. Soils and Foundations. Prentice Hall (1998).
- 32. Humaya Aybor. G. Mecánica de Suelos y aplicaciones. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 33. Crespo Villalaz C. Vías de Comunicación, caminos, ferrocarriles, puentes y puertos. Editorial Limusa.
- 34. Head K H. Soil Laboratory Testing. Vol. I, Vol II, y Vol III. John Wiley and Sons.2^a edición.
- 35. Benny P I. Mecánica de Suelos. Editorial Mc Graw Hill. 7ª Edición.
- 36. Módulo resiliente (AASHTO T29492-I SHRP, P-46).
- 37. Ciclic Triaxial Test System Operating Instruction. Goetechnical Consulting and Testing Systems, (GCTS, 1979).
- 38. Martínez Romero E. Morelia, Patrimonio Cultural de la Humanidad.
- 39. Historia de las Juntas de Caminos, publicación del IMT.

Anexo

Tabla A.1 Resultados obtenidos en probetas ensayadas

TABLA DE PESOS VOLUMETRICOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS

| N° | Clave Probeta | Diám. | Altura, "h" | VOLUMEN | Wm (peso muestra) | PV | w (de lab.) | PVSM | OBSERV. | | |
|----|---------------|-------|-------------|---------|-------------------|-------|-------------|-------|-----------|--------------|--------------------|
| | | cm | cm | cm3 | gramos | g/cm3 | % | g/cm3 | | | |
| 1 | 1mr26-11-15 | 15.11 | 29.9 | 5361.56 | 8870 | 1.654 | 15 | 1.439 | * | | |
| 2 | 1mr27-11-13 | 15.11 | 30.2 | 5415.35 | 8800 | 1.625 | 13.7 | 1.429 | | | |
| 3 | 2mr27-11-13 | 15.11 | 30.1 | 5397.42 | 8812 | 1.633 | 12.8 | 1.447 | cancelada | | |
| 4 | 1mr28-11-13 | 15.11 | 30.05 | 5388.46 | 9005 | 1.671 | 13.2 | 1.476 | * | | |
| 5 | 1mr01-12-13 | 15.11 | 30.2 | 5415.35 | 9002 | 1.662 | 12.5 | 1.478 | * | | |
| 6 | 1mr02-12-15 | 15.11 | 30 | 5379.49 | 9010 | 1.675 | 15.5 | 1.450 | * | | |
| 7 | 1mr03-12-17 | 15.11 | 30.2 | 5415.35 | 9079 | 1.677 | 18.2 | 1.418 | * | | 1.500 ¬ |
| 8 | 2mr02-12-17 | 15.11 | 30.1 | 5397.42 | 8877 | 1.645 | 15.7 | 1.421 | * | | |
| 9 | 2mr03-12-17 | 15.11 | 30.1 | 5397.42 | 8730 | 1.617 | 17.3 | 1.379 | * | | 1.480 \downarrow |
| 10 | 3mr03-12-19 | 15.11 | 30.1 | 5397.42 | 8993 | 1.666 | 12.9 | 1.476 | * | | |
| 11 | 1mr04-12-13 | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 8825 | 1.624 | 13.4 | 1.432 | * | | 1.460 |
| 12 | 2mr04-12-13 | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 8745 | 1.610 | 12.8 | 1.427 | * | | 1.460 |
| 13 | 2mr05-12-19 | 15.11 | 30 | 5379.49 | 9035 | 1.680 | 14.6 | 1.466 | | 3 | |
| 14 | 1mr05-12-19 | 15.11 | 30.2 | 5415.35 | 9090 | 1.679 | 14.8 | 1.462 | * | E | 1.440 📥 |
| 15 | 3mr05-12-19 | 15.11 | 30 | 5379.49 | 8990 | 1.671 | 13 | 1.479 | * | ၂ | † |
| 16 | 2mr08-12-15 | 15.11 | 29.9 | 5361.56 | 9002 | 1.679 | 13.9 | 1.474 | * | <u> </u> | 1.420 + |
| 17 | 2mr08-12-15 | 15.11 | 29.9 | 5361.56 | 9003 | 1.679 | 15.1 | 1.459 | * | 5 | • |
| 18 | 3mr08-12-15 | 15.11 | 29.8 | 5343.63 | 8914 | 1.668 | 13.7 | 1.467 | * | S | 1.400 \downarrow |
| 19 | 1mr09-12-17 | 15.11 | 29.8 | 5343.63 | 8914 | 1.668 | 14.7 | 1.454 | * | PVSM (g/cm3) | 1.400 |
| 20 | 2mr09-12-17 | 15.11 | 29.9 | 5361.56 | 8885 | 1.657 | 14.7 | 1.445 | * | | |
| 21 | 3mr09-12-17 | 15.11 | 29.9 | 5361.56 | 9005 | 1.680 | 15.1 | 1.459 | * | | 1.380 + |
| 22 | 3mr04-12-00 | 15.11 | 30.4 | 5451.22 | 7805 | 1.432 | 0 | 1.432 | * | | • |
| 23 | 1mr11-12-13 | 15.11 | 30.4 | 5451.22 | 8990 | 1.649 | 13 | 1.459 | cancelada | | 1.360 🛓 |
| 24 | 2mr11-12-13 | 15.11 | 30.4 | 5451.22 | 8995 | 1.650 | 12.5 | 1.467 | * | | Ĭ |
| 25 | 2mr10-12-00 | 15.11 | 30.4 | 5451.22 | 7700 | 1.413 | 0 | 1.413 | * | | 1.340 + |
| 26 | 1mr10-12-00 | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 7813 | 1.438 | 0 | 1.438 | * | | |
| 27 | 1mr100 | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 7365 | 1.356 | 0 | 1.356 | * | | 0 |
| 28 | 2mr100 | 15.11 | 30.27 | 5427.91 | 7415 | 1.366 | 0 | 1.366 | * | | |
| 29 | 3mr100 | 15.11 | 30.29 | 5431.49 | 7382 | 1.359 | 0 | 1.359 | * | | |
| 30 | 4mr100 | 15.11 | 30.4 | 5451.22 | 7402 | 1.358 | 0 | 1.358 | * | | |
| 31 | 1mrsat | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 10,955 | 2.016 | 45 | 1.391 | * | | |
| 32 | Tx20 | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 8,753 | 1.611 | 10.5 | 1.458 | * | | |
| 33 | Tx90 | 15.11 | 30.25 | 5424.32 | 8,597 | 1.585 | 10.5 | 1.434 | * | | |
| 34 | Tx150 | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 8,812 | 1.622 | 11.5 | 1.455 | * | | |
| 35 | 4Defeperm | 15.11 | 30.3 | 5433.28 | 8,782 | 1.616 | 11 | 1.456 | * | | |

Gráficas de los ensayes del módulo resiliente. Modelo lineal

A continuación se muestra la gráfica, correspondiente al modelo de regresión lineal y cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes efectuados con contenido de agua del 0%.

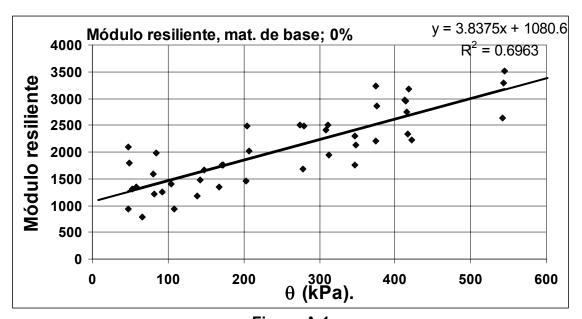


Figura A.1
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 0%

En la Figura A.1 se puede apreciar que los interceptos de la línea del ajuste lineal se proyectan en los valores de 1 080,6 y 3 300, la ecuación de la recta es; y = 3,8375x + 1080,6.

La Figura A.2 corresponde al modelo de regresión lineal y cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua del 13%.

La figura corresponde al resultado del ensaye con un contenido de agua del 13%. Los interceptos de la recta son 1 298,1 y 3 530, la ecuación es; y = 3,9109x + 1 298,1.

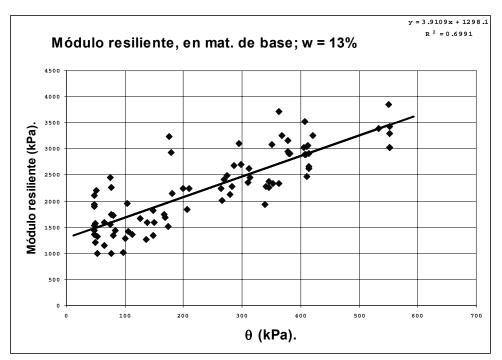


Figura A.2
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 13%

A continuación se muestra la gráfica correspondiente al modelo de regresión lineal, cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua 15%.

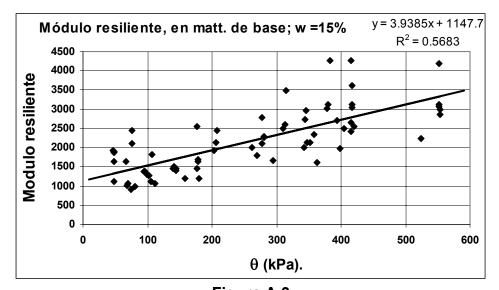


Figura A.3
Resultado de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 15%

La figura anterior proporciona los resultados del ensaye con un contenido de agua del 15%. Los interceptos de la recta son 1 147,7 y 3 500, la ecuación es; y = 3,9385x + 1 147,7.

A continuación se muestra la gráfica cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua del 17%.

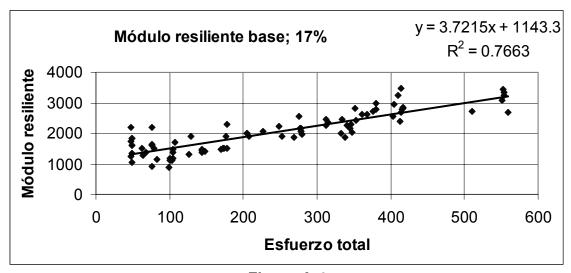


Figura A.4
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de humedad del 17%

La figura anterior proporciona los resultados del ensaye con un contenido de humedad del 17%. Los interceptos de la recta son 1 14,.3 y 3 600.

A continuación se muestra la gráfica cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua del 19%.

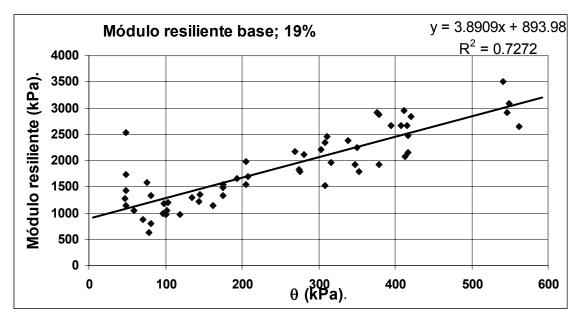


Figura A.5
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 19%

La figura proporciona los resultados del ensaye con una humedad del 17%.

De la misma manera se construyó una gráfica global, de regresión lineal, con todos los resultados obtenidos en los ensayes incluyendo todos los contenidos de agua que se usaron, a esta gráfica se le denominó como gráfica global del módulo resiliente y en ella se calculó la variación estándar que señala el error estimado.

La Figura A.6 permite determinar el error de estima (los ensayes que salen de los límites establecidos de acuerdo a la variación estándar) fue de 25,74%.

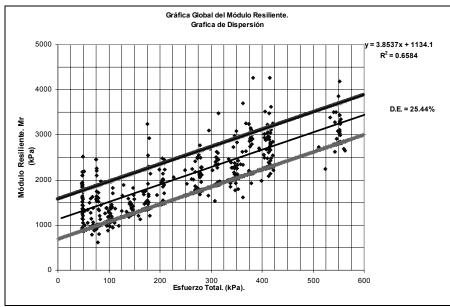


Figura A.6 Gráfica global de dispersión

Gráficas correspondientes al modelo potencial

A continuación se muestra la gráfica correspondiente al modelo de potencia y cuyos valores incorporan los resultados de todas las pruebas ensayadas con un contenido de agua del 0%.

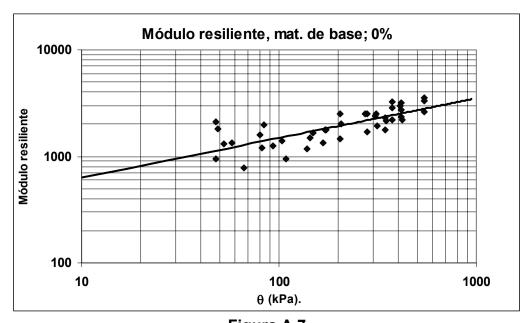


Figura A.7
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 0%

Con el modelo potencial le corresponde una ecuación $y = 268,230^{0,5961}$, en la que se observan los valores de k_1 y de k_2

A continuación se muestra la gráfica cuyos valores incorporan a todos los resultados de los ensayes con un contenido de agua del 13%.

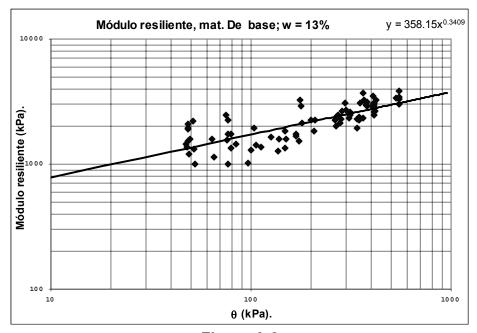


Figura A.8
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 13%

En esta gráfica se obtuvo una ecuación y = $385,15\theta^{0,3409}$, en la que se observan los valores de k_1 y de k_2 .

A continuación se muestra la gráfica cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua del 15%.

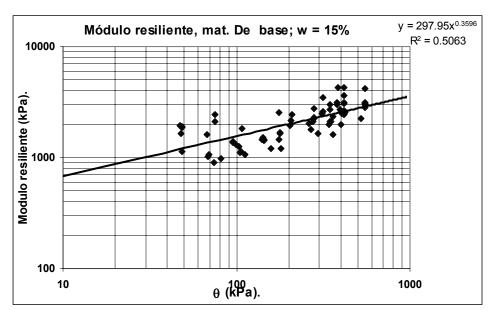


Figura A.9
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 15%

En esta gráfica se obtuvo una ecuación y = $297,95\theta^{0,5063}$, en la que se observan los valores de k_1 y de k_2 .

A continuación se muestra la gráfica cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua del 17%.

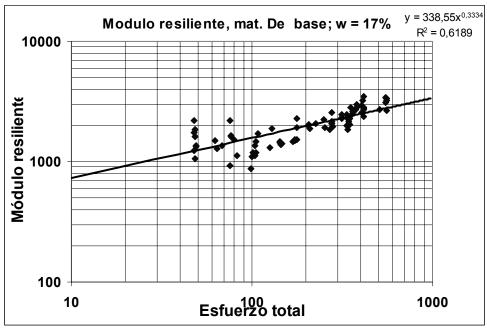


Figura A.10
Resultado de los ensayes todas las muestras, mezcla 85-15%, con contenido de agua del 17%

En esta gráfica se obtuvo una ecuación y = $338,55\theta^{0,3334}$, en la que se observan los valores de k_1 y de k_2 .

A continuación se muestra la gráfica cuyos valores incorporan los resultados de todos los ensayes con un contenido de agua del 19%.

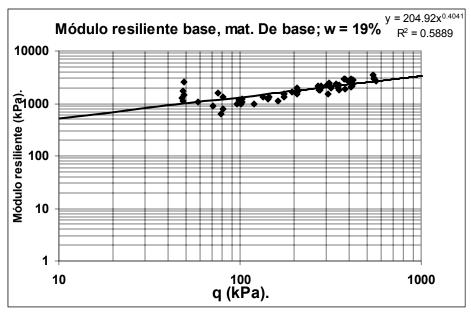


Figura A.11
Resultados de los ensayes cíclicos a todas las muestras, mezcla 85-15% con contenido de agua del 19%

En esta gráfica se obtuvo una ecuación y = $204,920^{0,4041}$, en la que se observan los valores de k_1 y de k_2 .

Gráfica Global según modelo lineal

Gráfica que muestra el agrupamiento de valores de todos los ensayes, mezcla 85-15%.

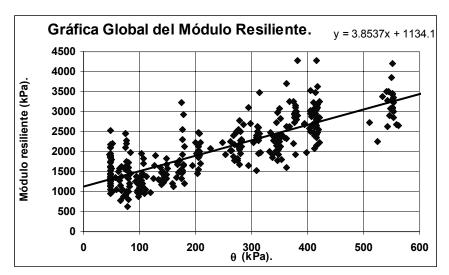


Figura A.12
Resultados de los todos los ensayes cíclicos a las muestras, mezcla 85-15%, según modelo lineal

Gráfica según modelo lineal, La Figura A.13 muestra la dispersión para este caso global

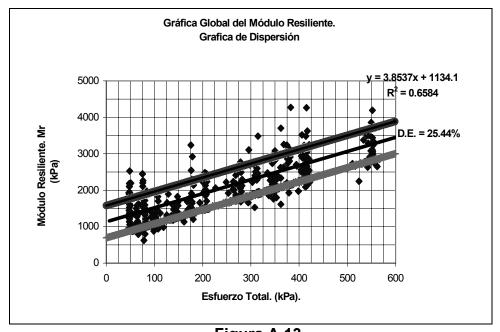


Figura A.13 Área de dispersión de los valores correspondientes a todos los ensayes cíclicos, mezcla 85-15% según modelo lineal

Gráfica Global según modelo potencial, ecuación: $Mr = K_1 \theta^{K2}$

Esta gráfica incorpora todos los valores obtenidos según mezcla 85-15%, sin importar los contenidos de agua.

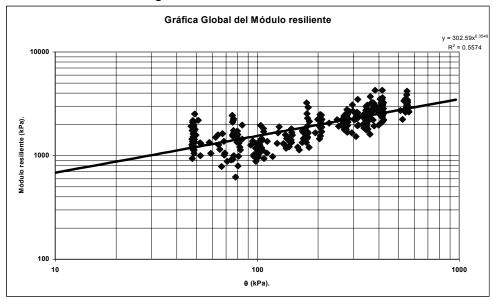


Figura A.14
Resultados de los todos los ensayes cíclicos a las muestras, mezcla 85-15% según modelo potencial

Gráfica según modelo potencial, que muestra la dispersión de valores del módulo resiliente, según ecuación: $Mr = K_1 \theta^{K_2}$

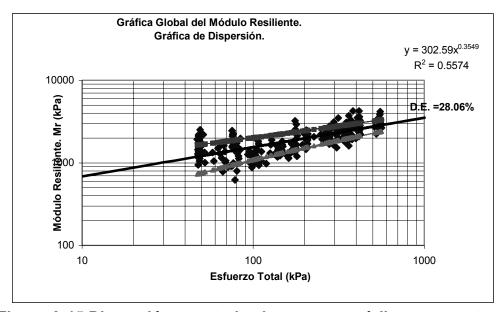


Figura A.15 Dispersión para todos los ensayes cíclicos a muestras, mezcla 85-15% según modelo potencial

Gráficas correspondientes al ensaye saturado

Para cada una de las pruebas ensayadas se graficaron las figuras que se muestran de forma sucesiva para este ensaye en condición saturada.

La primera figura que se presenta corresponde a la relación; esfuerzo desviadordeformación, la segunda corresponde a la relación; esfuerzo total-módulo resiliente, según modelo lineal y la última que se muestra corresponde a la relación; esfuerzo total-módulo resiliente, según el modelo potencial.

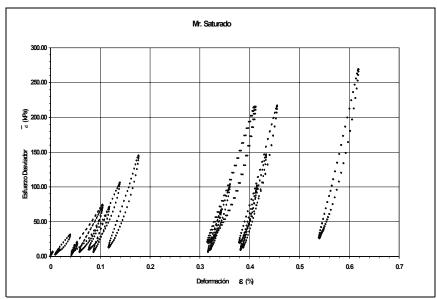


Figura A.16
Deformación-esfuerzo desviador, en muestra saturada y mezcla 85-15%

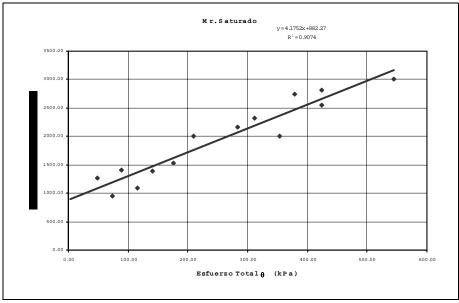


Figura A.17

Ensayes cíclicos en condición saturada a la muestra, mezcla 85-15%

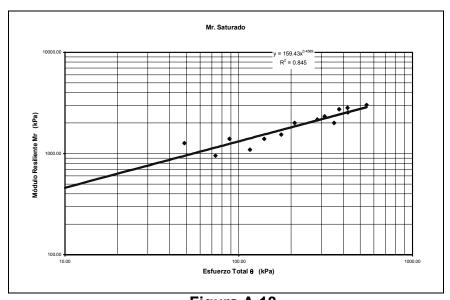


Figura A.18
Resultados del ensaye cíclico a la muestra en condición saturada,
mezcla 85-15% según modelo potencial

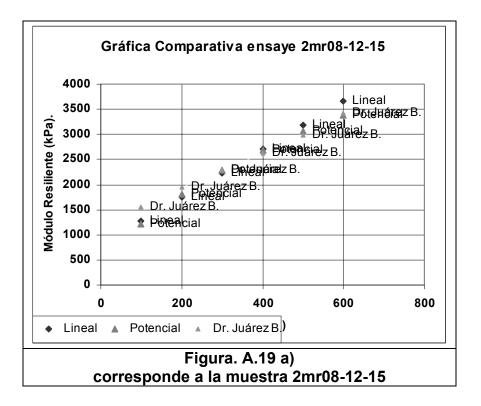
Gráficas con los valores tabulados del modelo del Dr Juárez-Badillo. Con la función invertida, (pre-pico)

Tal como se indicó anteriormente, el modelo se ajustó mejor con la función invertida. Se logra lo anterior realizando un delicado control del valor del coeficiente de proporcionalidad " ν ", que interviene en la nueva variable "Z", la cual ya tiene un dominio completo. Para que ajuste con los datos que se tabulan con la ecuación del modelo sugerido de acuerdo con las hipótesis del Dr Juárez-Badillo, de la misma manera se alimenta el modelo con los demás datos, el Mr., θ , y la variación que se le debe dar a " θ ", para que se puedan generar los demás resultados hasta θ _{final}. Los datos generados por los tres modelos que se presentan, muestran la buena correlación que existe entre los tres.

Las gráficas que se presentan se generaron con los tres modelos, en escala aritmética tal como lo sugiere el propio Dr Juárez-Badillo, aprovechando los resultados de cinco pruebas individuales tomadas de forma aleatoria, en ellas se puede observar una buena correlación entre los valores calculados del módulo resiliente, según los tres modelos considerados.

Estas muestras incluyen a cuatro resultados con diferentes contenidos de agua, adicionalmente se incluye una muestra, de las ensayadas sin finos (100% de material granular).

Las Figuras A.19 a), b), c) y d), muestran los resultados de los ensayes ya mencionados.



En la figura anterior, A.19 a), se muestra el ensaye 3mr08-12-15. En las siguientes figuras, se observa que en cada uno de ellos se muestra una buena correlación entre los valores del módulo resiliente.

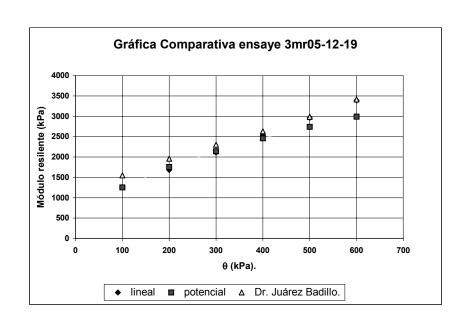
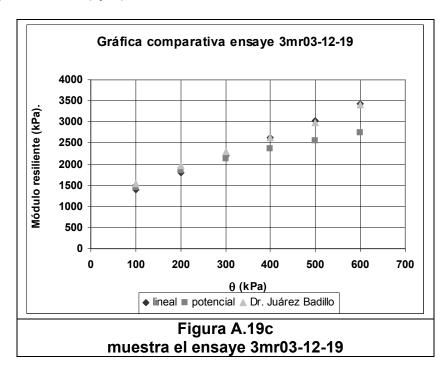
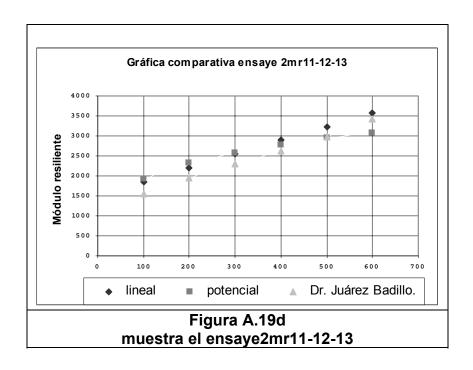


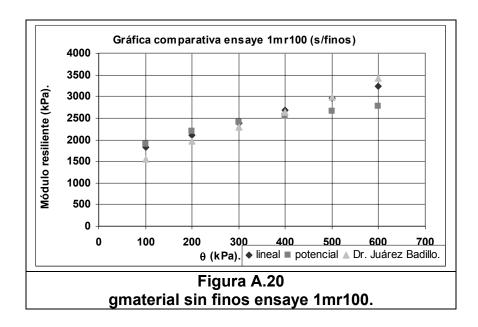
Figura A.19 b) muestra el ensaye 3mr05-12-19

En las Figuras, A 19 c) y d)





Por último la Figura A.20, que corresponde a la muestra 1mr100 (s / finos), como en los casos anteriores los tres modelos muestran una buena correlación entre sí.



Gráfica de la deformación acumulada total.

Los valores obtenidos y tabulados del ensaye de deformación permanente y editados por el equipo triaxial, son los que se presentan en la siguiente tabla, resumen:

TABLA A.2

| | Def. acum. Total % | | | |
|---------------------|--------------------|------------|--|--|
| Ciclo N° (segundos) | Máx | Mín | | |
| 1 | 0.02183884 | 0 | | |
| 2 | 0.04347735 | 0.0220392 | | |
| 10 | 0.06130907 | 0.04347735 | | |
| 11 | 0.08194577 | 0.06170978 | | |
| 100 | 0.09617106 | 0.08214613 | | |
| 101 | 0.11320136 | 0.09617106 | | |
| 1000 | 0.12602424 | 0.11320136 | | |
| 1001 | 0.13604209 | 0.12622459 | | |
| 10000 | 0.15187067 | 0.13624245 | | |
| 10001 | 0.16850108 | 0.15187067 | | |
| 19999 | 0.18773539 | 0.16870144 | | |
| 20000 | 0.20376399 | 0.18793575 | | |

En la tabla de referencia se aprecian los valores de la deformación tanto permanente como elástica, obtenidos secuencialmente y distribuidos a tiempos representativos de la ejecución de la prueba.

Con los valores tabulados anteriores se elaboró la gráfica que se presenta a continuación y en la cual se muestran los valores de las diferentes fases del proceso de la deformación total y acumulada debidas a las cargas cíclicas.

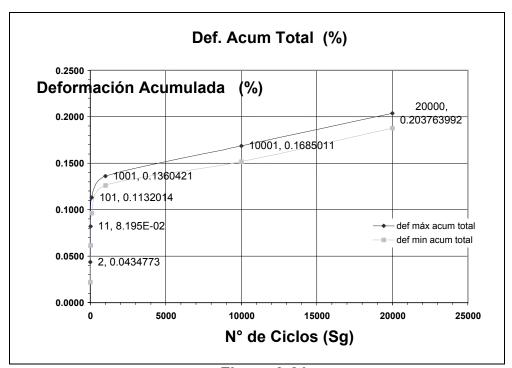


Figura A.21
Gráfica de la deformación permanente

Gráficas de las pruebas triaxiales de compresión a la falla

A continuación se muestran los valores tabulados y las curvas correspondientes a de sensayes de compresión triaxial. El primer ensaye triaxial de compresión, es el denominado como el **1Tx20.**

TABLA A.3 (Ensaye 1Tx20)

| 20kPa | | |
|------------------|----------------|--|
| ε _{máx} | σ ₁ | |
| (%) | (kPa) | |
| 2.119310 | 255.63400 | |
| ε _{1%} | σ_1 | |
| (%) | (kPa) | |
| 1.011830 | 207.06200 | |
| €2% | σ_1 | |
| (%) | (kPa) | |
| 2.002080 | 252.64400 | |

La Tabla A.3 muestra los valores del confinamiento para este ensaye de (20kPa) con respecto a los desviadores de: 207.062, 252.644 Y 255.634 kPa. Asimismo los valores de la deformación máxima para cada uno de estos valores.

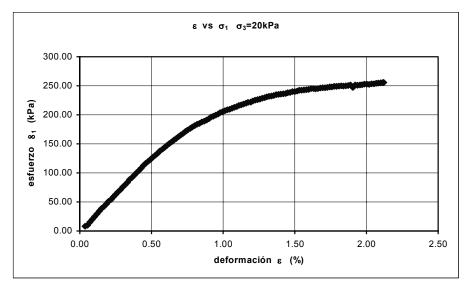


Figura A.22 Curva de deformación, para el ensaye 1Tx20

A continuación se muestran los valores tabulados y la curva correspondiente al segundo ensaye de compresión triaxial denominado como **1Tx90**.

TABLA A.4 (Ensaye 1Tx90)

| 90kPa | | |
|------------------|------------|--|
| ε _{máx} | σ_1 | |
| (%) | (kPa) | |
| 3.535870 | 814.85600 | |
| ε _{1%} | σ_1 | |
| (%) | (kPa) | |
| 1.006000 | 453.66000 | |
| €2% | σ_1 | |
| (%) | (kPa) | |
| 2.012000 | 694.48900 | |

La Tabla A.4. Muestra los valores del confinamiento para este ensaye (90 kPa) con respecto a los desviadores de: 453.660, 694.489 y 814.856 kPa. Asimismo los valores de la deformación máxima para cada uno de estos valores.

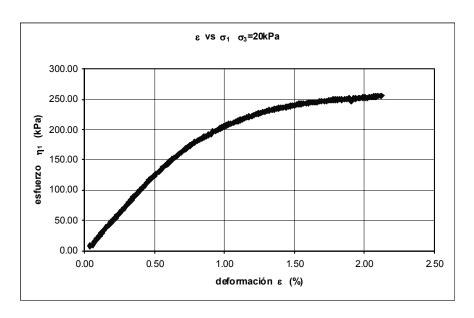


Figura A.23 Curva de deformación, para el ensaye 1Tx90

A continuación se muestran los valores tabulados y la curva correspondiente al tercer ensaye de compresión triaxial denominado como 1Tx150.

TABLA A.5 (Ensave 1Tx150)

| 150kPa | | | |
|------------------|-----------------------|--|--|
| ε _{máx} | σ ₁ | | |
| (%) | (kPa) | | |
| 4.587360 | 1023.72000 | | |
| ε _{1%} | σ_1 | | |
| (%) | (kPa) | | |
| 1.003670 | 455.99700 | | |
| €2% | σ_1 | | |
| (%) | (kPa) | | |
| 2.009080 | 782.82300 | | |

La Tabla A.5. Muestra los valores del confinamiento para este ensaye (150 kPa) con respecto a los desviadores de: 455.997, 782.823 y 1023.720 kPa.

Asimismo los valores de la deformación máxima para cada uno de estos valores.

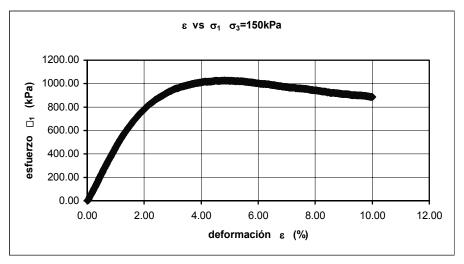


Figura A.24

Muestra la curva de deformación, para el ensaye 1Tx150

La envolvente de los esfuerzos cortante y normal, obtenida del resultado de los tres ensayes de compresión triaxial se muestra en la figura E.26. a la falla es.

De la figura se puede observar que los valores que pueden ser graficados para detectar su posible correlación con las pruebas de obtención del módulo de resiliencia, son

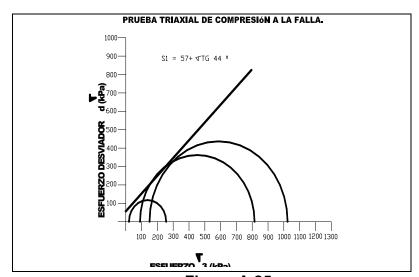


Figura A.25
Envolvente de los círculos de falla

Gráficas correspondientes a los ensayes con material granular sin finos

Estas gráficas son los ensayes: 1Mr100, 2Mr100, 3Mr100 y 4Mr100, en los que se agruparon todos los resultados.

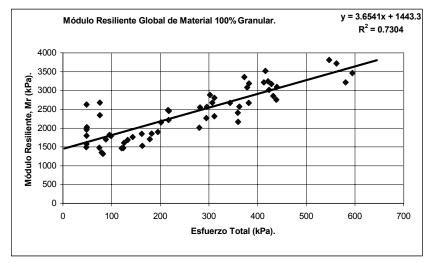


Figura A.26 Módulo resiliente según modelo lineal

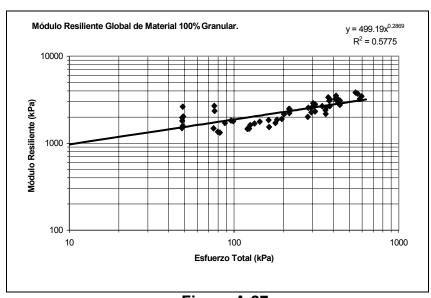


Figura A.27
Resultados de todos los ensayes correspondientes al material 100% granular, según modelo potencial

A continuación las gráficas de los ensayes citados y la gráfica de dispersión, donde se muestra la desviación estándar. La gráfica siguiente corresponde al modelo lineal.

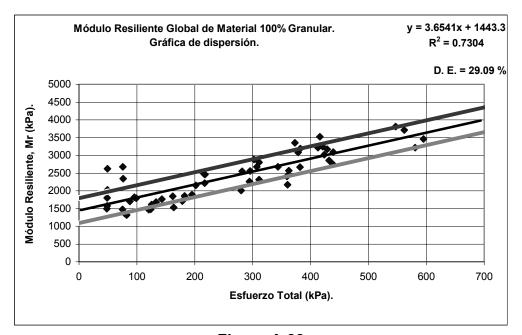


Figura A.28
Se muestra la desviación estándar, global del módulo resiliente a todos los ensayes con el 100% del material granular, según modelo lineal

La siguiente figura corresponde al modelo potencial, donde se muestra su desviación estándar (32.14%)

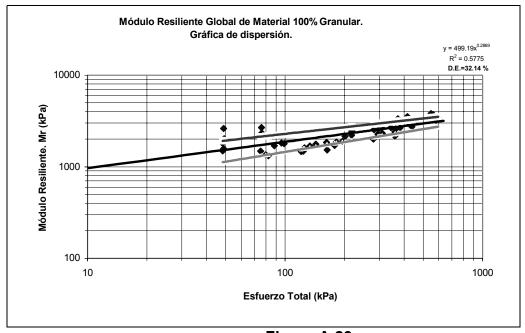


Figura A.29
Se muestra la desviación estándar, global del módulo resiliente a todos los ensayes con el 100% del material granular, modelo potencial



‡ Certificación ISO 9001:2000 según documento No 03-007-MX, vigente hasta el 24 de octubre de 2006 (www.imt.mx)

§ Laboratorios acreditados por EMA para los ensayos descritos en los documentos MM-054-010/03 y C-045-003/03, vigentes hasta el 9 de abril de 2007 (www.imt.mx)

CIUDAD DE MÉXICO

Av Patriotismo 683 Col San Juan Mixcoac 03730, México, D F tel (55) 5598-5610 fax (55) 55 98 64 57

SANFANDILA

km. 12+000, Carretera Querétaro-Galindo 76700, Sanfandila, Qro tel (442) 216-9777 fax (442) 216-9671

www.imt.mx publicaciones@imt.mx