

**EVALUACIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE Y DEFORMACIÓN PERMANENTE EN  
MATERIAL ARCILLOSO CON PRESENCIA DE MATERIAL FRICCIONANTE**

**LAURA MARCELA ROJAS QUINTERO**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
BOGOTA D.C.**

**2014**

**EVALUACIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE Y DEFORMACIÓN PERMANENTE EN  
MATERIAL ARCILLOSO CON PRESENCIA DE MATERIAL FRICCIONANTE**

**LAURA MARCELA ROJAS QUINTERO**

**Proyecto de Investigación**

**DIRECTOR**

**HERMES ARIEL VACCA GÁMEZ. I.C. ESP. MIC.**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**BOGOTA D.C.**

**2014**

## NOTA DE ACEPTACION

---

---

---

---

---

Ing. María patricia León  
Directora de carrera  
Carrera ingeniería civil

---

Ing. Hermes Ariel Vacca  
Director trabajo de grado

Bogotá, D.C., 16, Junio, 2014

## DEDICATORIA

A Dios, por tenerme aquí en el momento justo y en el lugar correcto.

Para mis padres, Marco y Beatriz, quienes son mis modelos a seguir. Porque sin ellos nada de este sueño que comenzó hace 5 años sería posible. Porque su amor, su dedicación, su esfuerzo, su trabajo, su apoyo y su comprensión son el motivo para construir día a día el camino.

A mi hermanita, que ha sido mi apoyo incondicional. A mi familia y a las personas que han estado conmigo en cada una de las etapas de mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer al ingeniero Hermes, director del trabajo de grado, por su constante apoyo y guía durante todo el desarrollo del proyecto. Sus recomendaciones y aportes contribuyeron para la realización de este trabajo.

A las personas del laboratorio de pruebas y ensayos, quienes me ayudaron con los trabajos pesados, con el préstamo y facilitación de los equipos necesarios y por su colaboración y disposición durante todo el semestre.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCION</b>	<b>14</b>
1.1	Descripción del problema	15
1.2	Justificación de la investigación	16
1.3	Objetivo general	16
1.4	Objetivos específicos	17
<b>2</b>	<b>MARCO CONCEPTUAL</b>	<b>18</b>
2.1	Diseño de pavimentos actual	18
2.2	Módulo resiliente	22
2.2.1	Definición	23
2.2.2	Determinación del módulo resiliente	25
2.2.3	Factores que afectan el Módulo Resiliente en suelos	28
2.2.3.1	Esfuerzo desviador	28
2.2.3.2	Contenido de humedad	29
2.2.3.3	Masa unitaria seca máxima	30
2.2.3.4	Método de compactación	32
2.2.3.5	Succión	36
2.2.3.6	Tixotropía	37
2.2.3.7	Módulo resiliente en suelos finos	38
2.2.3.8	Módulo resiliente en suelos granulares	39
2.3	Deformación permanente	40
2.3.1	Definición	40
2.3.2	Factores que afectan la Deformación Permanente en suelos	41
2.3.2.1	Número de repeticiones de carga	41
2.3.2.2	Magnitud del esfuerzo aplicado	42
2.3.2.3	Contenido de agua	44
2.3.2.4	Masa unitaria seca máxima	45
2.3.2.5	Granulometría	46
2.3.3	Evaluación de la deformación permanente en el laboratorio	47

<b>3</b>	<b>DESARROLLO EXPERIMENTAL.....</b>	<b>49</b>
3.1	Fuente y características del material.....	49
3.1.1	Caolín .....	49
3.1.2	Arena del guamo .....	49
3.2	Caracterización física.....	50
3.2.1	Contenido de agua del suelo .....	50
3.2.2	Límites de consistencia .....	51
3.2.2.1	Determinación de límite líquido de suelos .....	51
3.2.2.2	Límite plástico e índice de plasticidad de suelos .....	54
3.2.2.3	Factores de contracción del suelo.....	56
3.2.2.3.1	Límite de contracción .....	56
3.2.2.3.2	Relación de contracción .....	58
3.2.2.3.3	Cambio de volumen .....	58
3.2.2.3.4	Contracción lineal.....	60
3.2.3	Análisis granulométrico de la arena.....	61
3.2.4	Clasificación del material .....	62
3.2.5	Determinación de gravedad específica y llenante mineral del suelo .....	63
3.2.6	Análisis granulométrico por medio del hidrómetro .....	64
3.2.7	Valor de azul de metileno en agregados finos.....	66
3.3	Caracterización mecánica .....	69
3.3.1	Relaciones de humedad-masa unitaria seca en los suelos .....	69
3.4	Fabricación de muestras .....	78
3.5	Resistencia monotónica .....	81
3.5.1	Compresión Inconfinada en muestras de suelos .....	81
3.5.2	Determinación de la resistencia al corte .....	85
3.6	Resistencia dinámica .....	88
3.6.1	Módulo resiliente.....	88
3.6.2	Deformación permanente .....	92
<b>4</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>95</b>
4.1	Módulo resiliente en suelos de subrasante .....	95
4.2	Deformación permanente en suelos de subrasante .....	100

<b>5 ENSAYOS COMPLEMETARIOS .....</b>	<b>109</b>
5.1 Succión del material .....	109
<b>6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>110</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>112</b>



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Esfuerzos en un pavimento bajo carga en movimiento.....	18
<b>Figura 2.</b> Deformación permanente en las capas del pavimento.....	20
<b>Figura 3.</b> Relación entre CBR y MR para diferentes métodos de diseño .....	21
<b>Figura 4.</b> Deformación plástica y resiliente en un ciclo de carga.....	23
<b>Figura 5.</b> Ciclos de histéresis presentados en el material .....	24
<b>Figura 6.</b> Montaje cámara triaxial .....	25
<b>Figura 7.</b> Deformación vertical presentada en el pavimento a la aplicación de esfuerzo.....	26
<b>Figura 8.</b> Onda de carga sinusoidal.....	27
<b>Figura 9.</b> Influencia del esfuerzo desviador en el módulo resiliente .....	28
<b>Figura 10.</b> Evolución del módulo resiliente con el esfuerzo.....	29
<b>Figura 11.</b> Valores de MR para variaciones en el contenido de humedad. ....	30
<b>Figura 12.</b> MR en arcillas con contenido de humedad a) superior e b) inferior al óptimo .....	31
<b>Figura 13.</b> Efecto de la saturación en el valor de MR.....	32
<b>Figura 14.</b> Efecto de la resistencia en dos métodos de compactación.....	33
<b>Figura 15.</b> Diferencias desarrolladas por los métodos de compactación.....	35
<b>Figura 16.</b> Efecto del método de compactación en MR.....	36
<b>Figura 17.</b> Evolución del MR respecto a la succión presentada. ....	37
<b>Figura 18.</b> Efecto de la Tixotropía.....	38
<b>Figura 19.</b> Efecto del diámetro de la partícula en la rigidez.....	39
<b>Figura 20.</b> Evolución del MR con el número de ciclos.....	40
<b>Figura 21.</b> Deformación presentada en la subrasante respecto a las demás capas estructurales.....	41
<b>Figura 22.</b> Curva típica de evolución de la deformación permanente.....	42
<b>Figura 23.</b> Influencia del esfuerzo en la deformación alcanzada.....	43
<b>Figura 24.</b> Evolución de la deformación respecto al contenido de agua.....	44
<b>Figura 25.</b> Deformación para material con variación en el contenido de agua.....	45
<b>Figura 26.</b> Variación de la deformación respecto al método y energía de compactación.....	46
<b>Figura 27.</b> Influencia de finos en la deformación permanente.....	47
<b>Figura 28.</b> Materia prima para la experimentación .....	50
<b>Figura 29.</b> Equipo para ensayo límite líquido.....	52
<b>Figura 30.</b> Gráfica Límite Líquido .....	53
<b>Figura 31.</b> Rollitos de suelo para LP.....	54
<b>Figura 32.</b> Valores de los límites de Atterberg para minerales arcilloso.....	55
<b>Figura 33.</b> Correlación entre IP y potencial de expansión .....	56
<b>Figura 34.</b> Sensibilidad de la arcilla respecto al LC.....	57
<b>Figura 35.</b> Estimación de cambios volumétrico .....	59
<b>Figura 36.</b> Correlación entre el IP y la contracción lineal.....	61
<b>Figura 37.</b> Análisis granulométrico para arena del guamo .....	62

<b>Figura 38.</b> Gravedad específica de minerales .....	64
<b>Figura 39.</b> Curva granulométrica arcilla .....	65
<b>Figura 40.</b> Clasificación de las partículas según la A.S.T.M. ....	65
<b>Figura 41.</b> Pruebas para hallar valor de azul de metileno .....	66
<b>Figura 42.</b> Propiedades de los minerales arcillosos .....	68
<b>Figura 43.</b> Curva de Humedad y masa unitaria, compactación Proctor.....	70
<b>Figura 44.</b> Curva saturación para compactación por Proctor .....	72
<b>Figura 45.</b> Curva relación de vacíos para compactación por Proctor .....	72
<b>Figura 46.</b> Molde de compactación.....	73
<b>Figura 47.</b> Curva humedad y masa unitaria, compactación amasado.....	74
<b>Figura 48.</b> Curva saturación para compactación por carga estática.....	75
<b>Figura 49.</b> Curva relación de vacíos para compactación por carga estática .....	75
<b>Figura 50.</b> Comparación de resultados métodos de compactación .....	76
<b>Figura 51.</b> Curva de compactación y línea Sr 100%.....	77
<b>Figura 52.</b> Influencia del material granular en el material cohesivo.....	79
<b>Figura 53.</b> Resistencia a la compresión-deformación alcanzada.....	82
<b>Figura 54.</b> Curvas esfuerzo – deformación unitaria .....	83
<b>Figura 55.</b> Variación de qu y humedad final probetas .....	84
<b>Figura 56.</b> Forma de falla presentada en suelos cohesivos .....	85
<b>Figura 57.</b> Esfuerzo normal vs. Esfuerzo cortante.....	87
<b>Figura 58.</b> Falla en ensayos de corte directo.....	88
<b>Figura 59.</b> Evolución del MR con la presión de confinamiento .....	91
<b>Figura 60.</b> Evolución de la deformación permanente en los suelos.....	93
<b>Figura 61.</b> Módulo resiliente vs. Esfuerzo desviador .....	95
<b>Figura 62.</b> Evolución del MR en materiales granulares .....	96
<b>Figura 63.</b> MR normalizado vs esfuerzo desviador.....	97
<b>Figura 64.</b> Influencia de la granulometría en el MR.....	98
<b>Figura 65.</b> Variación del MR para 2000 ciclos de carga .....	99
<b>Figura 66.</b> Comportamiento típico de MR con el esfuerzo de confinamiento .....	100
<b>Figura 67.</b> MR y deformación permanente hasta 500 ciclos.....	101
<b>Figura 68.</b> Influencia del agua en la deformación permanente. ....	102
<b>Figura 69.</b> MR y deformación de 500 a 20500 ciclos.....	103
<b>Figura 70.</b> Comportamiento del MR por efecto del endurecimiento.....	104
<b>Figura 71.</b> MR y deformación de 20000 a 100500 ciclos.....	105
<b>Figura 72.</b> Resultado de deformación permanente al variar estados de esfuerzo..	107
<b>Figura 73.</b> Deformación registrada por el equipo triaxial y Deformímetros longitudinales .....	107
<b>Figura 74.</b> MR evaluado a partir de registros del equipo triaxial y deformímetros..	108
<b>Figura 75.</b> Curva característica de succión para los materiales .....	109

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Resultados Contenido de agua .....	50
<b>Tabla 2.</b> Resultado experimentales para LL .....	52
<b>Tabla 3.</b> Valor de Límite Líquido para arcilla.....	53
<b>Tabla 4.</b> Límite Líquido por método Factor Corrector .....	53
<b>Tabla 5.</b> Resultados experimentales para LP .....	54
<b>Tabla 6.</b> Valor de Límite Plástico e índice Plástico para arcilla .....	55
<b>Tabla 7.</b> Valor del límite de contracción .....	57
<b>Tabla 8.</b> Resultado relación de contracción .....	58
<b>Tabla 9.</b> Resultado cambio volumétrico .....	59
<b>Tabla 10.</b> Resultado contracción lineal. ....	60
<b>Tabla 11.</b> Clasificación de los suelos usados en la experimentación.....	62
<b>Tabla 12.</b> Resultados Gravedad específica.....	63
<b>Tabla 13.</b> Resultado valor de azul de metileno .....	67
<b>Tabla 14.</b> Resultados compactación por impacto .....	71
<b>Tabla 15.</b> Resultados de compactación por carga estática.....	73
<b>Tabla 16.</b> Número de muestras por ensayo y dosificación .....	78
<b>Tabla 17.</b> Comparación entre las masas unitarias secas.....	80
<b>Tabla 18.</b> Resultados promedios para la resistencia a la compresión .....	82
<b>Tabla 19.</b> Resultados de resistencia al corte .....	86
<b>Tabla 20.</b> Parámetros de cohesión y ángulo de fricción .....	86
<b>Tabla 21.</b> Valores de deformación permanente .....	93

## LISTA DE ANEXOS

- Anexo 1.** Contenido de agua del suelo
- Anexo 2.** Determinación Límites de consistencia
- Anexo 3.** Factores de Contracción del Suelo
- Anexo 4.** Gravedad específica de los suelos y el llenante natural
- Anexo 5.** Gravedad específica y absorción de agregados finos
- Anexo 6.** Valor de azul de metileno en agregados finos
- Anexo 7.** Análisis granulométrico por tamizado
- Anexo 8.** Análisis granulométrico por medio del hidrómetro
- Anexo 9.** Compactación por método Proctor 100%arcilla
- Anexo 10.** Compactación por método Proctor 85%arcilla 15%arena
- Anexo 11.** Compactación por método Proctor 70%arcilla 30%arena
- Anexo 12.** Compactación por método Proctor 55%arcillas 45%arena
- Anexo 13.** Relaciones de humedad – masa unitaria seca en los suelos 100%arcilla
- Anexo 14.** Relaciones de humedad – masa unitaria seca en los suelos 85%arcilla 15% arena
- Anexo 15.** Relaciones de humedad – masa unitaria seca en los suelos 70%arcilla 30% arena
- Anexo 16.** Relaciones de humedad – masa unitaria seca en los suelos 55%arcillas 45% arena
- Anexo 17.** Compresión inconfiada en las muestras de suelo 100%arcilla
- Anexo 18.** Compresión inconfiada en las muestras de suelo 85%arcilla 15%arena
- Anexo 19.** Compresión inconfiada en las muestras de suelo 70%arcilla 30%arena
- Anexo 20.** Compresión inconfiada en las muestras de suelo 55%arcillas 45%arena
- Anexo 21.** Resistencia al corte método de corte directo 100%arcilla
- Anexo 22.** Resistencia al corte método de corte directo 85%arcilla 15%arena

- Anexo 23.** Resistencia al corte método de corte directo 70%arcilla 30%arena
- Anexo 24.** Resistencia al corte método de corte directo 55%arcillas 45%arena
- Anexo 25.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 100%arcilla -1
- Anexo 26.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 100%arcilla -2
- Anexo 27.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 100%arcilla -2
- Anexo 28.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 85%arcilla 15%arena-1
- Anexo 29.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 85%arcilla 15%arena-2
- Anexo 30.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 85%arcilla 15%arena-3
- Anexo 31.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 70%arcilla 30%arena-1
- Anexo 32.** Módulo resiliente de suelos de subrasante70%arcilla 30%arena-2
- Anexo 33.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 70%arcilla 30%arena-3
- Anexo 34.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 55%arcillas 45%arena-1
- Anexo 35.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 55%arcillas 45%arena-2
- Anexo 36.** Módulo resiliente de suelos de subrasante 55%arcillas 45%arena-3
- Anexo 37.** Deformación permanente en suelos de subrasante 100%arcilla
- Anexo 38.** Deformación permanente en suelos de subrasante85%arcilla 15%arena
- Anexo 39.** Deformación permanente en suelos de subrasante 70%arcilla 30%arena
- Anexo 40.** Deformación permanente en suelos de subrasante 55%arcillas 45%arena
- Anexo 41.** Clasificación arcilla. Método SUCS
- Anexo 42.** Clasificación arena. Método SUCS
- Anexo 43.** Clasificación arcilla. Método AASHTO
- Anexo 44.** Clasificación arena. Método AASHTO

## 1 INTRODUCCION

La estructura de un pavimento está sometida a cargas dinámicas producidas por los vehículos que pueden presentar variación de acuerdo a la intensidad y duración.

Las características físico-mecánicas particulares de los suelos que conforman las diferentes capas, rigen el comportamiento del pavimento durante su vida útil. Dentro de estas y como suelo de cimentación, la subrasante, que generalmente está conformada por materiales fino-granulares presentan diferentes comportamientos bajo cargas monotónicas y cíclicas.

El complejo patrón de cargas dinámicas que resiste un pavimento, genera deformaciones relevantes en los materiales tanto en el rango elástico como en el rango plástico. Estas deformaciones juegan un papel importante en el desempeño de la estructura del pavimento, por lo que es imprescindible controlar las deformaciones y esfuerzos que llegan a la subrasante, mediante la conformación de modelos multicapas que impiden el reflejo de los esfuerzos a la subrasante. La estructura puede llegar a la falla y dejar de cumplir su función en término del índice de servicio, debido al aumento en la deformación de materiales que conforman la estructura y esto de forma segura está relacionado con el desconocimiento de los parámetros mecánicos de los materiales que finalmente terminan alimentando los programas de modelación estructural en las metodologías de diseño hoy utilizadas en el medio.

El presente trabajo de investigación experimental pretender realizar mediante la conformación de diferentes granulometrías de suelos fino-granulares en laboratorio la evaluación de comportamientos mecánicos, que permitan identificar variaciones acordes a la composición granulométrica de los suelos y por defecto disminuir la incertidumbre en los parámetros de entrada en el dimensionamiento estructural de los pavimentos.

## 1.1 Descripción del problema

Los métodos de diseños de pavimento como AASHTO (2002), SHELL (1978), métodos mecanicistas, entre otros, relacionan el módulo resiliente como el principal parámetro para el diseño de la estructura multicapa. El módulo resiliente (MR) proporciona en el diseño una adecuada selección del material que redundará en el dimensionamiento estructural.

Sin embargo, este parámetro no es una constante en los suelos, ya que se encuentra directamente relacionado con factores como: número de aplicaciones de esfuerzo, magnitud del esfuerzo, método de compactación, humedad y tipo de material. Por esta razón no existe un valor único de MR y hay un rango de variación para cada suelo. Un gran número de repeticiones de carga genera una suma de deformaciones que puede llevar al material a la falla creando el colapso de la estructura. En los pavimentos flexibles, se dice que las deformaciones mayores se presentan en la subrasante debido a que es la capa con menor rigidez (Rondón Quintana, et al, 2012). Dicho esto, la deformación plástica alcanzada puede llegar a ser excesiva, por lo que evaluar esta propiedad es importante a la hora de caracterizar los materiales de pavimento.

Los métodos de diseño de pavimento como los mencionados anteriormente, se han basado en formulaciones empíricas y en retroalimentación de estudios ejecutados, que de forma posterior son ajustados a los requerimientos generales para cada proyecto. Estos diseños son alimentados con parámetros generales de caracterización físico-mecánica, producto de estudios de materiales en laboratorio y que finalmente son definidos como ecuaciones generales, tendencias o extrapolaciones de comportamiento teórico de dichos materiales, ya que caracterizar de forma adecuada los materiales que conforman el pavimento se vuelve una tarea dispendiosa, debido a que la determinación de dichas propiedades requiere de equipos que logren simular las condiciones reales, lo que lo hace en algunos casos costoso. (Vidal Valencia & Osorio Mora, 2006a). Debido a esto, son pocas las investigaciones realizadas que caractericen el

comportamiento de estas propiedades dinámicas en materiales cohesivos con presencia de material friccionante.

## 1.2 Justificación de la investigación

Determinar en forma adecuada y certera los parámetros dinámicos como el MR y la deformación permanente para los materiales que conforma la estructura de pavimento, ya sea rígido o flexible, ha sido un estudio de varios años en el cual todavía no se evidencia el comportamiento elastoplástico y más aún si se habla de materiales parcialmente saturados. Los diseños realizados por métodos empíricos y/o mecanicistas se hace necesario extrapolar las condiciones de los materiales y determinar así las condiciones de los suelos que conformen la estructura.

Por estas razones, desarrollar en este trabajo de forma experimental la evaluación de las propiedades mecánicas para suelos de subrasante blandos similares a los materiales propios de Bogotá y permitir compararlo con los parámetros que usan los métodos de diseño empíricos y mecánicos típicos de Colombia, contribuirá de cierta forma a reducir la incertidumbre y realizar diseños más cercanos a las condiciones reales de los materiales y las estructuras de pavimento.

## 1.3 Objetivo general

Evaluar el comportamiento físico y mecánico que tendrá un suelo arcilloso al variar su porcentaje de material friccionante.



#### 1.4 Objetivos específicos

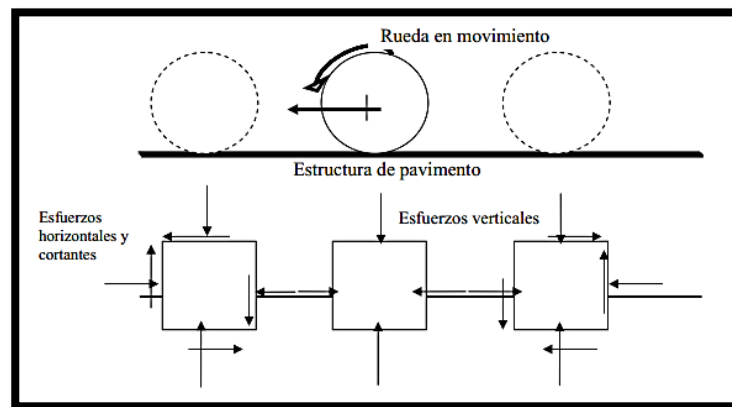
- Determinar las propiedades físicas pertinentes para cada una de las dosificaciones establecidas en relación porcentual de material fino/granular.
- Determinar las propiedades mecánicas pertinentes para cada una de las dosificaciones establecidas en relación porcentual de material fino/granular.
- Evaluar la deformación permanente para cada una de las dosificaciones establecidas en relación porcentual de material fino/granular.
- Interpretar el comportamiento físico-mecánico obtenido para cada una de las dosificaciones establecidas en relación porcentual de material fino/granular.

## 2 MARCO CONCEPTUAL

### 2.1 Diseño de pavimentos actual

Las diferentes solicitaciones de carga que pueden existir en la estructura de pavimento generan estados de esfuerzos, involucrando esfuerzos cortantes y normales. Las condiciones cambiantes de la estructura se deben a las múltiples consideraciones que se presentan por las condiciones de carga estática presentada por la sobrecarga y carga dinámica presentada por el paso vehicular (Garnica Anguas, et al, 2002).

El paso del eje vehicular genera estados de esfuerzo en la subrasante donde los esfuerzos cortantes y normales se presentan en los puntos adyacentes a la carga puntual y un estado de esfuerzos triaxiales bajo la rueda (**Figura 1**).



**Figura 1.** Esfuerzos en un pavimento bajo carga en movimiento.

(Brown, 1996)

Además de las condiciones anteriores, los materiales utilizados, las configuraciones del pavimento y los métodos tanto tradicionales (empíricos y mecanicistas) como los métodos computacionales para el diseño influyen en las características y resistencias del pavimento.

Las deformaciones presentadas por las cargas, interesan desde dos puntos de vista: primero, las deformaciones excesivas pueden provocar estados de fallas y segundo, se sabe, que un pavimento con deformaciones permanentes deja de cumplir su función de servicio, independientemente de que dichas deformaciones no colapsen totalmente la estructura (Moreno Rubio, 2005) (Rico Rodríguez & Del castillo Mejía, 1992).

De esta forma, un pavimento es diseñado para que las deformaciones permanente no sean excesivas y dichas deformaciones se disipen antes de llegar a la subrasante, que es la capa más propensa a deformarse debido a su menor rigidez y su poca capacidad portante debido a que el nivel freático generalmente es encontrado a esa profundidad.

Los métodos de diseño involucran diferentes variables que relacionan el dimensionamiento y el comportamiento estructural de las múltiples capas, siendo las deformaciones elastoplásticas el principal parámetro de diseño en las diferentes metodologías.

La metodología de diseño mecanicista modela el pavimento como una estructura multicapa elástica o visco elástica, donde se puede calcular las deformaciones en cualquier punto. Por el contrario, los métodos empíricos, retroalimentan los modelos con factores obtenidos en campo y en laboratorio, suponiendo solamente que la deformación se produce principalmente en la capa subrasante, dejando a un lado la función estructural que tiene las capas granulares superiores. Factores como condiciones ambientales, tipos de suelos, calidad de los materiales y la magnitud de carga son utilizados para la realización del diseño lo que hace que no se pueda implementar el diseño a otro ya que extrapolar condiciones es costoso además de no ser el procedimiento correcto.

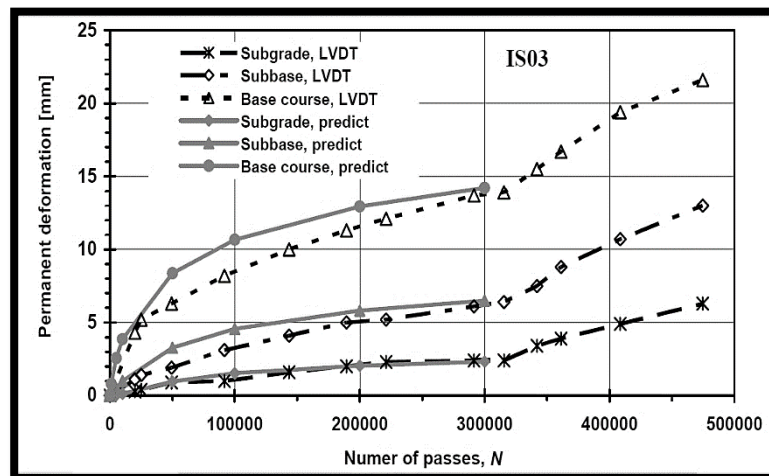
(Erlingsson & Ingason, 2004) en su publicación, realizan estudios para dos diferentes estructuras viales (IS02 y IS03) conformados por materiales granulares en la base y subbase y una arena estándar en la subrasante. Las estructuras

presentan diferentes espesores de capa (aproximadamente 20 cm), se fallaron usando un Simulador de Vehículo Pesado (HVS) y fueron instrumentadas en diversos lugares para medir las deflexiones.

En el estudio, por el contrario de lo supuesto en los métodos de diseño, se evidencia como las capas granulares sí contribuyen a la deformación presentada en los pavimentos.

En la (**Figura 2**) se muestra la deformación permanente en cada una de las capas para la estructura IS03 para los 300000 ciclos de carga.

En ambas metodologías se toma como propiedad fundamental el MR, siendo este una propiedad elástica. No obstante, los diseños toman en consideración los comportamientos no lineales presentados por los materiales y la dependencia que tiene estos con los niveles de esfuerzos presentados por las cargas. Así, deformaciones permanentes excesivas y la fatiga o ahuellamiento son los mecanismos de degradación en el pavimento que se intentará controlar.

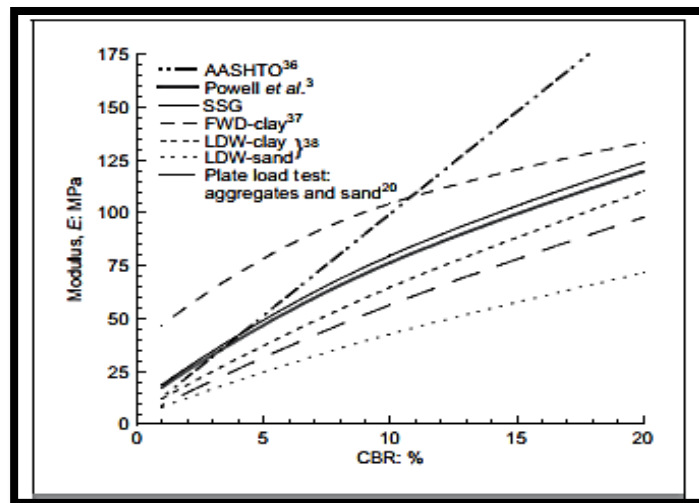


**Figura 2.** Deformación permanente en las capas del pavimento

(Erlingsson & Ingason, 2004)

Sin embargo, la mayoría de los métodos de diseño utilizan ecuaciones elásticas lineales para determinar el comportamiento producido por los materiales tanto granulares como los de subrasante. Las ecuaciones que determina el MR son correlaciones con parámetros como CBR, como se observa en la (**Figura 3**), ensayos de Deflectómetro, clasificación del suelo, entre otros.

Otras correlaciones del MR con otras variables se pueden encontrar en (Garnica Anguas, et al, 2001), (Edil & Sawangsuriya, 2005), (Powell, et al, 1984)



**Figura 3.** Relación entre CBR y MR para diferentes métodos de diseño

(Edil & Sawangsuriya, 2005)

Las ecuaciones lineales elásticas impiden determinar deformaciones elastoplásticas en los materiales granulares y en la subrasante para cualquier nivel de esfuerzo que se genere en el pavimento.

Por otro lado, para diseños que describan adecuadamente el comportamiento real del material y de toda la estructura, se han realizado estudios que desarrollan ecuaciones matemáticas que evalúan la deformación del material y la rigidez de este bajo diversas condiciones de esfuerzos. De esta forma, aparecen las ecuaciones elásticas no lineales que suponen que la deformación permanente es

mucho menor comparada con la deformación elástica (Monzón Chaparro, 2012). Algunas de estas ecuaciones son las reportadas por (Tutumluer & Thompson, 1997), donde, la siguiente ecuación es conocida como el modelo K-  $\Theta$

$$M_R = K_A \left( \frac{\theta}{P_o} \right)^{K_B} \quad (1)$$

Donde:

$\theta =$  esfuerzo

$P_o =$  Presion (1kPa)

$K_A, K_B =$  constante de los materiales obtenidas a traves de ensayos triaxiales

Finalmente, los nuevos métodos de análisis y diseños para pavimentos son estudios a escala micro mecánica, donde se emplean programas de elementos finitos para determinar esfuerzos y deformaciones en las diferentes capas.

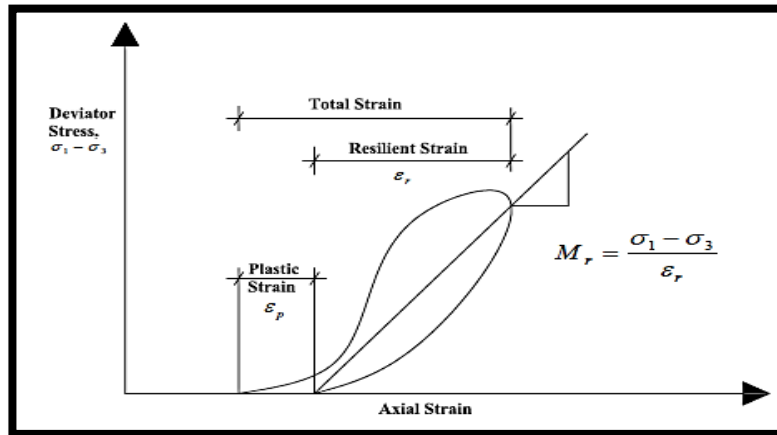
A pesar de los diferentes programas y ecuaciones constitutivas, aún sigue siendo difícil el estudio de las diferentes materiales de la estructura de pavimento, pues hay muchos factores que aún no son completamente controlados.

Por último, los métodos de diseño de pavimentos colombianos como lo es INVIAS (2002), caracteriza dichos parámetros con correlaciones por medio de mediciones tomadas en campo. Al ser éste un método empírico incluye otros factores como las condiciones ambientales y las cargas de tránsito, por lo que la metodología de diseño utilizada actualmente, contiene incertidumbres grandes al incluir variables como estas.

## 2.2 Módulo resiliente

### 2.2.1 Definición

Como se sabe, los suelos tanto de fundación como los que conforman la estructura del pavimento presentan comportamiento elastoplástico. Así, los pulsos de carga que generan los vehículos producen deformaciones en las diferentes capas que no son recuperadas a la totalidad.



**Figura 4.** Deformación plástica y resiliente en un ciclo de carga

(Khasawneh, 2005)

Una vez terminada la carga dinámica existen deformaciones de recuperación instantánea o resiliente y deformaciones que continúan en el material (**Figura 4**). Sin embargo, bajo cierto número de ciclos de carga y descarga el comportamiento presentado se dice que es “elástico” ya que las deformaciones tienden a recuperarse a la totalidad y las deformaciones permanentes son muy bajas en comparación con las resilientes.

La energía provocada por los ciclos de carga se disipa, generando menor histéresis en la relación esfuerzo- deformación del material para cierto número de ciclos; aproximadamente después de 200 ciclos (Drumm, et al, 1990) el módulo elástico se vuelve constante suponiendo así respuestas lineales (**Figura 5**).

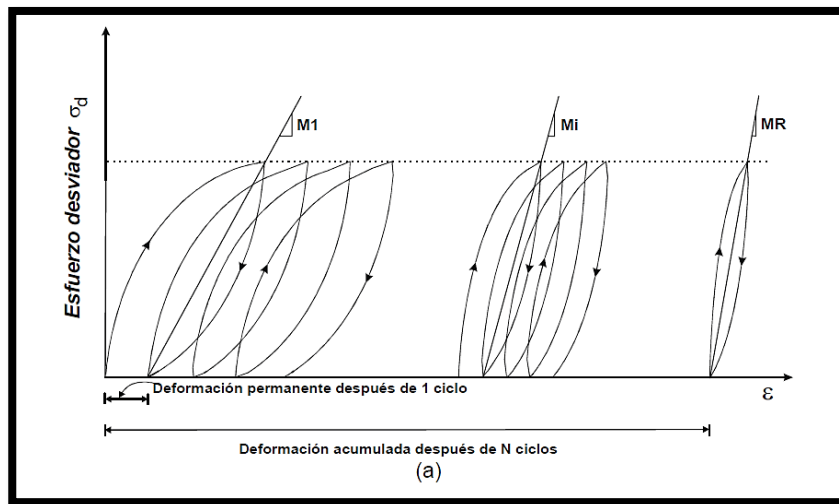
Este estado es llamado estado de resiliencia del material. A partir de esto surgió el concepto de MR, el cual matemáticamente se define como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable (Garnica Anguas et al., 2001)

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{axial}} \quad (2)$$

Donde:

$\sigma_d$  = *esfuerzo desviador*

$\varepsilon_{axial}$  = *deformación recuperable*



**Figura 5.** Ciclos de histéresis presentados en el material  
(Garnica Anguas et al., 2001)

En el momento en el que la toda la deformación presentada en el suelo es recuperable, se puede determinar el módulo resiliente del material.

De esta forma, el MR está estrechamente ligado a un proceso de carga y descarga.



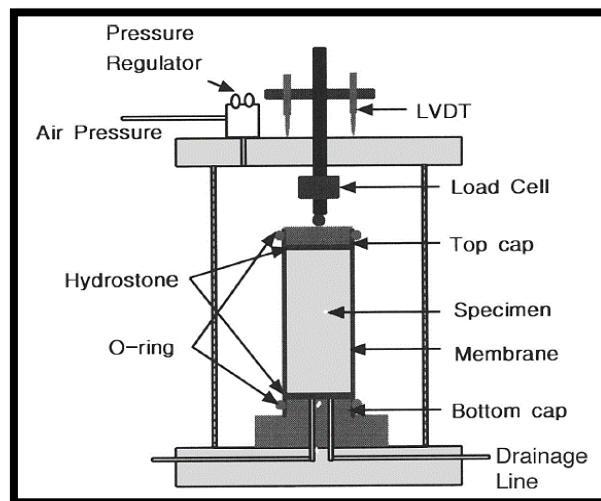
## 2.2.2 Determinación del módulo resiliente

Este parámetro, es determinado generalmente a través de ensayos de laboratorio por medio de ensayos triaxiales cíclicos (**Figura 6**), en los cuales se simulan diferentes estados de esfuerzos variando la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador, lo que simula las cargas variantes que genera el paso de los vehículos.

Uno de los procedimientos más conocidos para la determinación de este es el propuesto por la AASHTO T 307-99 “Determining the resilient modulus of soils and aggregate materials”.

En Colombia, dicho procedimiento se realiza bajo parámetros descritos por la norma propuesta por el Instituto Nacional de Vías, INV – E 156, el cual presenta un método similar al planteado por la American Association of State Highway and Transportation Officials.

El ensayo realizado a través del equipo triaxial, aplica un esfuerzo desviador repetido, de magnitud, duración y frecuencia fija en la muestra, la cual es sometida a tres presiones de confinamiento diferentes de 41.4, 27.6, y 13.8 kPa sugeridas por la norma.

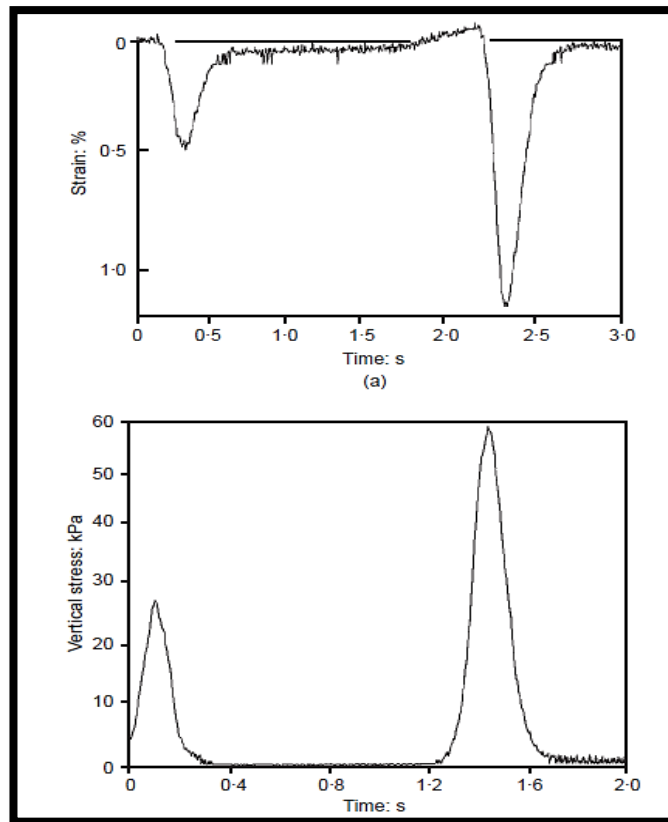


**Figura 6.** Montaje cámara triaxial

(D.-S. Kim, Kweon, & Lee, 2001)

Los ciclos de carga aplicados a la muestra, se realizan a través de una onda sinusoidal, que tiene un tiempo de aplicación de 0.1 segundos y un tiempo de descanso de 0.9 segundos entre ciclos, completando así los 2000 ciclos propuestos por INV E-156 (incluyendo los 500 ciclos realizados por acomodamiento de la muestra).

(Brown, 1996), observo, como la deformación máxima se presenta donde el esfuerzo aplicado tiene mayor magnitud (**Figura 7**). La magnitud y la duración de esfuerzo que genera el paso del vehículo en el pavimento, depende tanto de la velocidad como del tránsito promedio diario que circula en la vía. Dichos parámetros permitieron establecer el ciclo de 0.1 segundos para la aplicación de esfuerzos en el equipo triaxial.



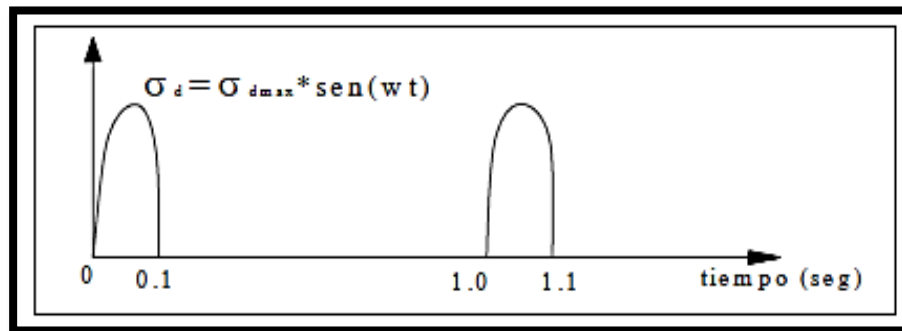
**Figura 7.** Deformación vertical presentada en el pavimento a la aplicación de esfuerzo.

(Brown, 1996)

Al encontrar que la deformación vertical de la estructura aumenta con la profundidad y en cambio la magnitud de carga disminuye, varios autores, Barksdale (1971), Grainger y Lister (1962), McLean (1974), estudiaron el comportamiento de varios tipos de onda, como lo son las ondas triangulares y las ondas cuadradas.

Las investigaciones con diferentes tipos de ondas, a diferentes velocidades y profundidades, estandarizaron a la onda sinusoidal (Huang, 1993), pues los parámetros anteriores no son constantes y los tiempos de pulsación representados por las ondas triangulares y cuadradas son mayor y menor respectivamente comparada con la onda sinusoidal para diferentes velocidades de estudio.

La (**Figura 8**) muestra la onda de carga sinusoidal con tiempo de aplicación de carga de 0.1 segundos y 0.9 segundos de descanso.



**Figura 8.** Onda de carga sinusoidal

*(Lymaimanta Mendoza & Gutiérrez Lázares, 2003)*

Además del ensayo dinámico realizado en el equipo triaxial para la determinación del MR, existen ensayos no destructivos como lo es el ensayo de Deflectómetro de impacto que permite correlacionar sus resultados con parámetros característicos del suelo. Sin embargo, el uso de correlaciones presenta desventajas, pues cada vez que se añade una correlación nueva, el error en la magnitud encontrada para el módulo aumenta.

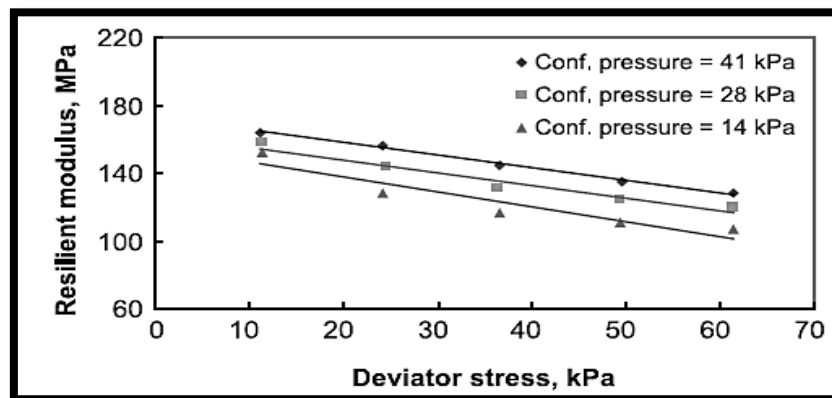
El diferente comportamiento mecánico del material y las diferentes sollicitaciones del pavimento hace que el MR varíe. A continuación se describen algunos parámetros influyentes en la evaluación de este.

### 2.2.3 Factores que afectan el Módulo Resiliente en suelos

#### 2.2.3.1 Esfuerzo desviador

El estudio por más de 40 años que se ha realizado de este parámetro, demuestra el efecto directo que tiene el esfuerzo desviador con el módulo. A medida que se incrementa este en el ensayo cíclico, el módulo tiende a disminuir hasta un valor constante (**Figura 9**).

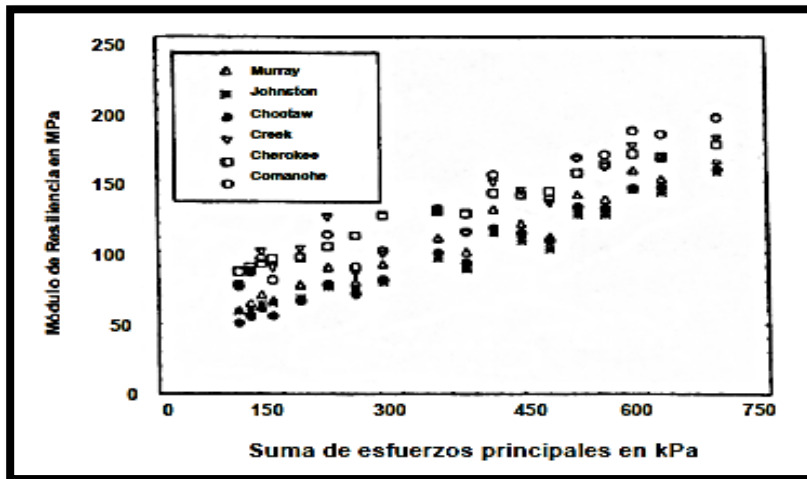
El esfuerzo de confinamiento es una variable de gran influencia sobre el módulo de materiales finos, sobre todo en las arcillas, sin embargo, el efecto producido por el esfuerzo desviador es de mayor consideración. El estado de esfuerzos del suelo depende también del número de ciclos de carga.



**Figura 9.** Influencia del esfuerzo desviador en el módulo resiliente

(Rahim & George, 2005)

Lo contrario sucede en materiales granulares, para los cuales, el MR aumenta con el incremento de esfuerzos. Como se observa en la (**Figura 10**), en el estudio realizado por (Zaman, et al, 1994) en seis diferentes materiales (calizas, arenisca, granito y riolita).



**Figura 10.** Evolución del módulo resiliente con el esfuerzo.

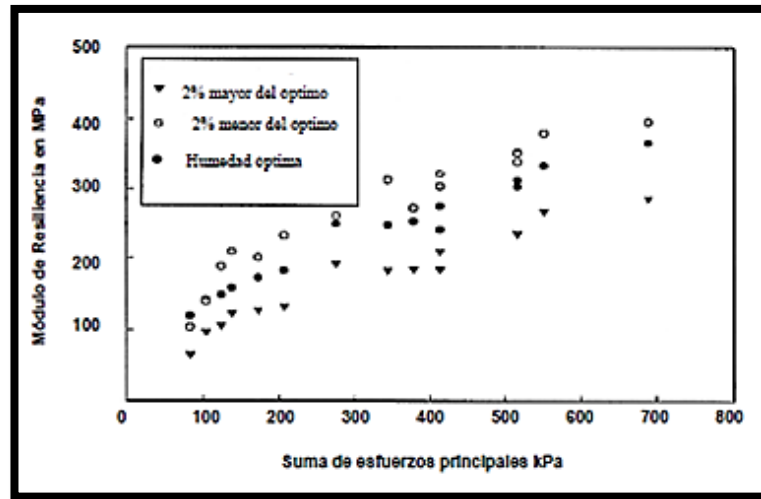
(Zaman et al., 1994)

### 2.2.3.2 Contenido de humedad

Al aplicar ciclos de carga en materiales de baja permeabilidad, como lo son los suelos finos, se genera presión de poro que disminuye los esfuerzos efectivos del suelo, por lo que la deformación permanente aumenta, haciendo así, que a mayor contenido de agua, el MR disminuya. (Khoury & Zaman, 2004)

El contenido de agua, afecta directamente la masa unitaria seca máxima. Éste permite al material estar en su estado húmedo o seco, estados en los cuales la variación en las deformaciones resilientes presentadas en los materiales es considerable.

(Andrei et al, 2009), encontraron que a variaciones de humedad entre el 3-5% se produce una reducción de módulo entre el 50-70%. Incluso en materiales granulares, sucede el mismo efecto, tal como lo reporta (Tiam, 1998) el cual utilizo materiales granulares de Oklahoma y en una granulometría vario el contenido de agua a 2% por debajo y por encima de la óptima de compactación, encontrando la disminución del módulo al aumento de la humedad (**Figura 11**).



**Figura 11.** Valores de MR para variaciones en el contenido de humedad.

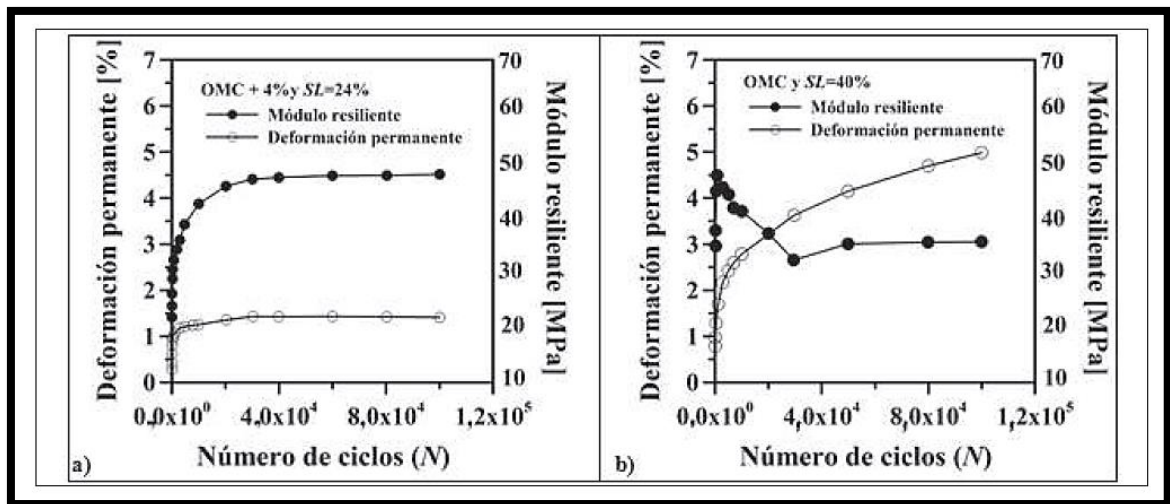
(Leal Noriega, 2010)

### 2.2.3.3 Masa unitaria seca máxima

Al determinar la masa unitaria seca máxima, por medio de la compactación del material, se generará mayor rigidez en este, es decir mayor MR. El volumen de agua en la estructura de pavimento, puede variar en el tiempo lo que producirá que el suelo se encuentre ya sea en su rama seca o rama húmeda de compactación, así, la determinación de esta propiedad está estrechamente relacionada con el contenido de agua óptimo.

La variación de la masa unitaria seca en cualquiera de los dos estados afectará significativamente el MR.

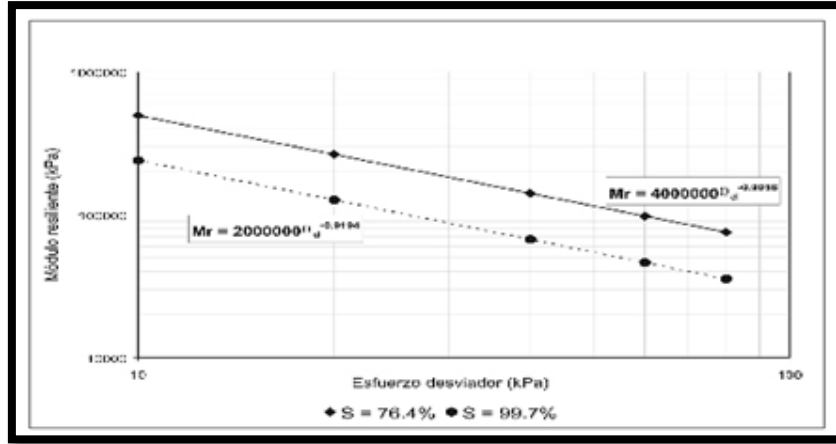
Los valores de MR para muestras de suelo compactadas por debajo del contenido óptimo de agua, serán mayores. Además las deformaciones resilientes presentadas en este estado son relativamente pequeñas. (Seed et al, 1963) (Li & Selig, 1994). Para condiciones de humedad mayores al óptimo, la tendencia del módulo es a disminuir como muestra la (**Figura 12**).



**Figura 12.** MR en arcillas con contenido de humedad a) superior e b) inferior al óptimo

(Rondón Quintana et al, 2012)

El grado de saturación, refleja el efecto que produce el contenido de agua y la masa unitaria seca en la muestra. El grado de saturación del material, aumentará con el contenido de agua por lo que el módulo tendrá un efecto de disminución (**Figura 13**).



**Figura 13.** Efecto de la saturación en el valor de MR.

(Vidal Valencia & Osorio Mora, 2006)

#### 2.2.3.4 Método de compactación

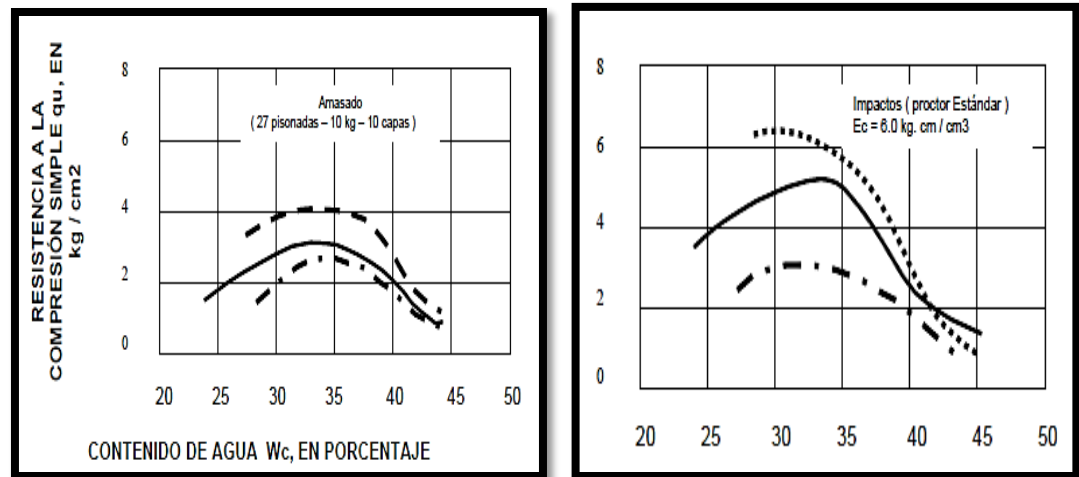
Compactar significa, romper la estructura original del suelo y modificarlo para generar suelos más densos. El método de compactación depende de la naturaleza propia del suelo.

El arreglo que tomen las partículas al ser compactadas depende en cierto modo del grado de saturación. Por ejemplo, para bajos grados de saturación, las partículas de los suelos finos, se acomodan al azar formando lo que se llama una estructura floculada, en cambio, para altos de grados de saturación, las partículas tienden a acomodarse en forma paralela generando lo que se conoce como una estructura dispersa.

La estructura de los suelos compactados, depende de factores intrínsecos del material, como lo son la mineralogía, forma y tamaño del grano, así como de la energía usada para la compactación y del método. (Rico Rodríguez & Del castillo Mejía, 1992)



Si se compacta el material, independientemente del método, pero con contenido de agua inferior al óptimo, el resultado obtenido de resistencia a la compresión no es variablemente significativo, sin embargo, no sucede lo mismo cuando se compacta por el lado húmedo de la curva de compactación, como se observa en la (**Figura 14**).



**Figura 14.** Efecto de la resistencia en dos métodos de compactación

(Rico Rodríguez & Del castillo Mejía, 1992)

En el laboratorio, las condiciones de compactación se pueden reproducir a través de los siguientes métodos:

#### **IMPACTO:**

Este método de compactación, se realiza en laboratorio por el ensayo de Proctor modificado o estándar que se rigen por normas estadounidenses. Son poco recomendado para suelos no cohesivos, debido a que los resultados son pesos unitarios superiores y humedades menores que las presentadas en campo. Este tipo de compactación se usa para suelos mixtos (es decir, suelos que no son puramente limpios o cohesivos).

**AMASADO:**

Método ideal para la compactación de suelos arcilloso porque producen mayores esfuerzos de cizallamiento en toda la masa de la capa de suelos por compactar, concentrando grandes presiones en ciertos puntos. Los diferentes métodos de compactación por amasado son apropiados para suelos finos (cohesivos) ya que se producen tensiones tangenciales que ayudan a la recolocación de las partículas del material. Se usa en subrasantes compactadas con humedades mayores del 80% de la humedad de saturación.

**ESTATICA:**

Este método se utiliza en suelos bien gradados que tengan aproximadamente el 20% de finos y para suelos con material mayor de 3/8" a los cuales no se les puede hacer prueba por impacto o Proctor. Se realiza a través de la prueba Porteer Sop en el laboratorio. Se hace compactación por impacto en subrasantes compactadas con el contenido de agua menor que el 80% de la humedad de saturación y que permanecen en esa condición.

**VIBRACION:**

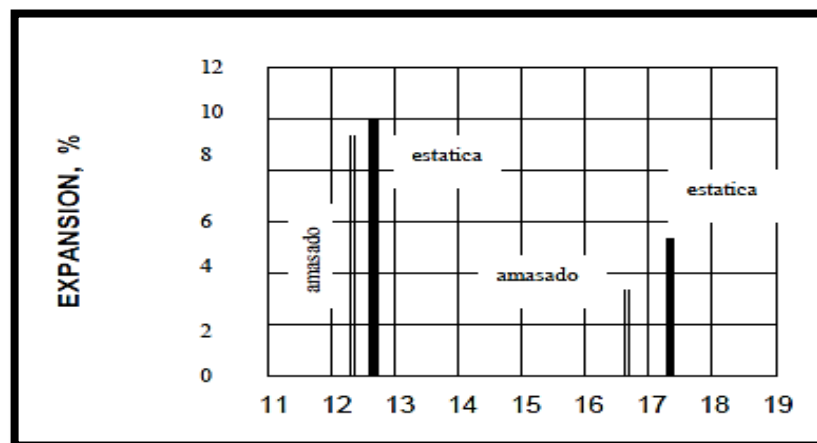
La vibración reduce las fuerzas de fricción dejando que las partículas caigan libremente por su propio peso. Se realiza en laboratorio a través de una mesa vibratoria. En general, la vibración y el amasado producen los suelos más compresibles; los métodos estático y dinámico producen las mayores resistencias. Lo anterior es tanto más cierto cuanto más plástico sea el suelo.

La compactación realizada a materiales arcillosos, da como resultado comportamientos frágiles, debido a las propiedades de sus partículas. La resistencia máximo del material, disminuye en cuanto mayor sea el grado

de compactación, pues la compresibilidad presentada es gradualmente menor que la del suelo en estado suelto. Por otra parte, el contenido de agua y el grado de saturación afecta la compactación en suelos cohesivos ya que determinan la masa unitaria seca máxima alcanza.

La cantidad de material arenoso, presente en el suelo, aumenta el valor de masa unitaria, pero para cierto valor de fracción gruesa disminuye, debido a características mecánicas que adquiere dicho suelo. La porosidad, expansibilidad, resistencia al corte, entre otras propiedades rigen más el comportamiento de arenas o de arcillas respectivamente lo que hace que se produzca dicho efecto.

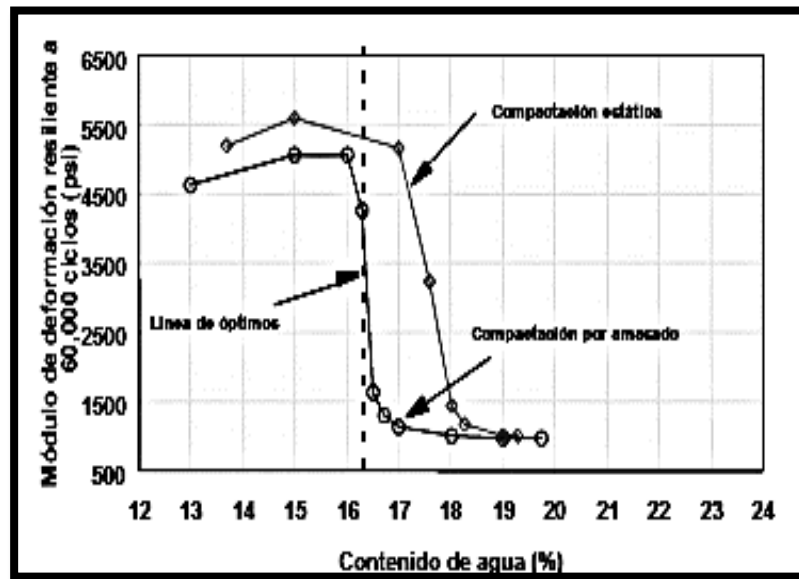
El método de compactación adecuado, desarrolla y hace permanecer las características tanto físicas como mecánicas correspondientes a cada material. Por ejemplo, la expansibilidad de una arcilla, se desarrolla más por el método de compactación por impacto, que por el método de amasado. El método incorrecto puede generar diferencias de 2 a 3% para una propiedad, como se ve la (Figura 15).



**Figura 15.** Diferencias desarrolladas por los métodos de compactación

(Rico Rodríguez & Del castillo Mejía, 1992)

En cuanto al MR, los métodos de compactación producen diferencias en las resistencias alcanzadas sobre todo en los suelos plásticos y compactados con humedades superiores a las óptimas. Así mismo, el MR alcanzado por una muestra compactada bajo diferentes condiciones, será representativo, sobretodo en la parte húmeda de la curva de densidad.



**Figura 16.** Efecto del método de compactación en MR.

(Garnica Anguas et al 2002)

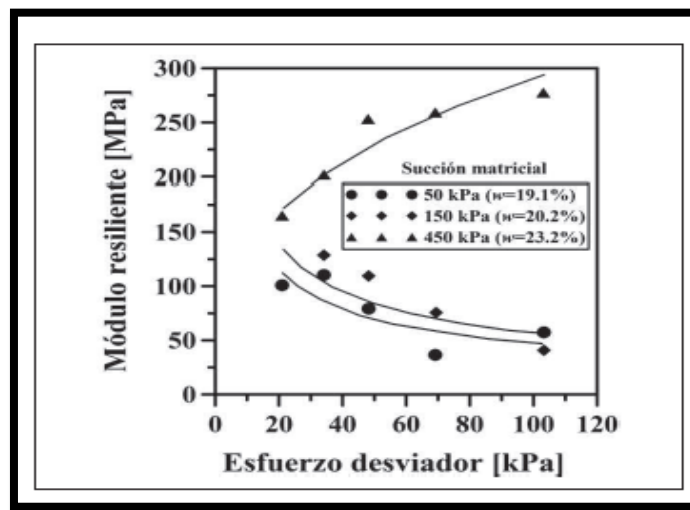
Se reporta entonces, que los módulos alcanzados por compactación estática son mayores que los obtenidos por amasado (**Figura 16**).

### 2.2.3.5 Succión

Los ensayos de laboratorio realizados para determinar el MR no toman en cuenta la succión generada, sin embargo es una variable a reconsiderarse, ya que el módulo se realiza para probetas de suelos de subrasante con diferentes contenidos de agua.

(Yang, Lin et al, 2008) afirma que es mejor correlación el MR con la succión mátrica del suelo que con el contenido de agua ya que ésta está relacionada con la presión de poros, presión de carga y aire negativa que actúa en las partículas.

Investigaciones reportadas en la literatura, muestran como el aumento en la succión matricial disminuyen la deformación y por lo tanto aumenta el módulo resiliente (**Figura 17**). Para cierto número de ciclos de carga, la succión se hace más pequeña.



**Figura 17.** Evolución del MR respecto a la succión presentada.

(Rondón Quintana et al., 2012)

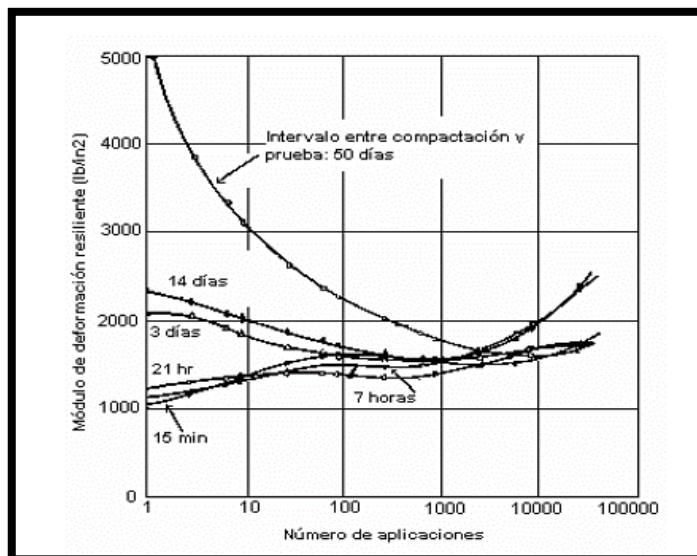
Además, para valores altos de succión presentados en el material, el comportamiento deja de ser el característico, ya el módulo resiliente disminuye con el aumento del esfuerzo desviador aplicado.

#### 2.2.3.6 Tixotropía

El efecto tixotrópico, presentado en las arcillas se manifiesta al poder recuperar sus propiedades originales, después de ser amasadas. Reporte

de estudios han encontrado que las arcillas compactadas, sobre todo a altos valores de humedad, presentan un aumento en las propiedades de resistencia si el suelo es dejado en reposo.

En la determinación del MR, este efecto se ve en el número de aplicaciones de carga y el tiempo transcurrido entre la compactación y la falla del suelo. (Seed et al, 1963), reportaron que para bajos ciclos de repeticiones de carga y probetas ensayadas un día después de la compactación el valor del MR puede variar entre 300 y 400% con respecto a un ensayo de una probeta realizado 50 días después (**Figura 18**).



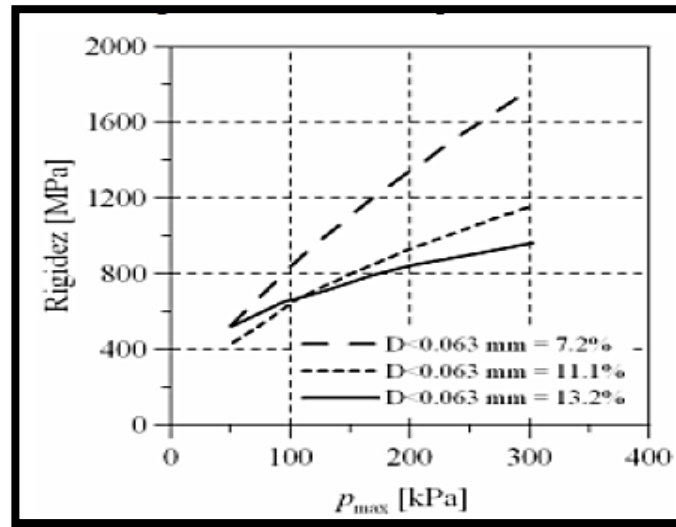
**Figura 18.** Efecto de la Tixotropía.

(Garnica Anguas et al., 2002)

#### 2.2.3.7 Módulo resiliente en suelos finos

El MR para suelos cohesivos viene condicionado a todos los parámetros, nombrados anteriormente, (succión, tixotropía, método de compactación, grado de saturación, contenido de humedad y masa unitaria). La cantidad de finos, hace que la rigidez del material sea menor, por lo que el valor de

MR será significativamente bajo respecto a materiales granulares (**Figura 19**).

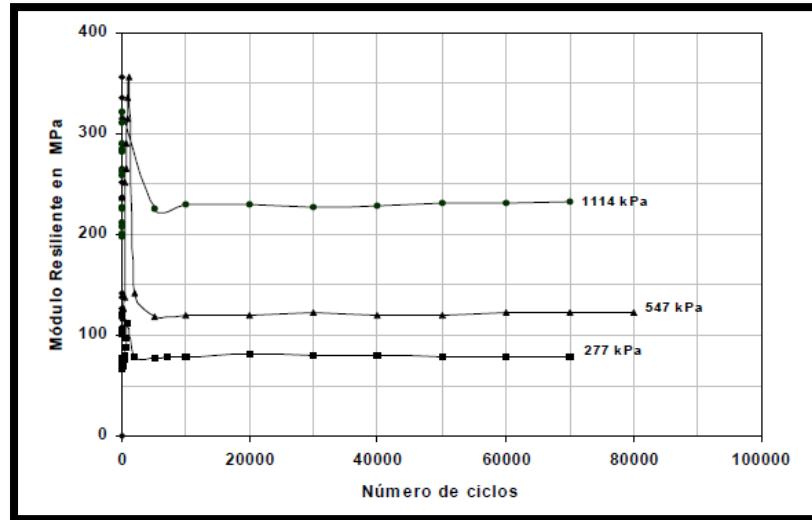


**Figura 19.** Efecto del diámetro de la partícula en la rigidez.

(Rondón Quintana & Lizcano, 2007)

#### 2.2.3.8 Módulo resiliente en suelos granulares

Para los suelos granulares, el tamaño de la partícula, la granulometría, el contenido de humedad y la masa unitaria influyen en el valor de MR. El módulo, no es una propiedad intrínseca de los materiales granulares, debido a su poca plasticidad, por lo que solo depende del esfuerzo aplicado. Éste aumenta para mayores esfuerzos desviadores, como muestra el estudio realizado por el Instituto Mexicano de Transportes (IMT) (**Figura 20**), el cual evaluó el material granular aplicando 3 esfuerzos desviadores diferentes.



**Figura 20.** Evolución del MR con el número de ciclos.

(Garnica Anguas et al., 2002)

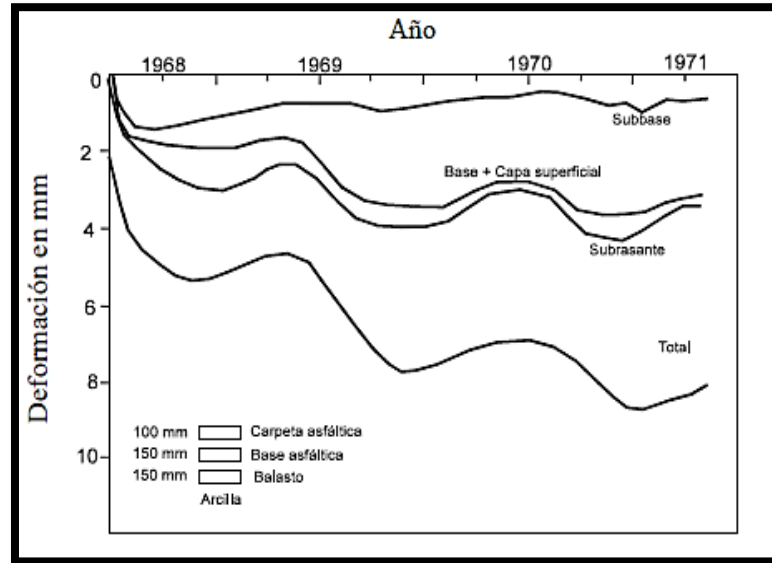
## 2.3 Deformación permanente

### 2.3.1 Definición

El efecto que produce las cargas vehiculares y la velocidad de aplicación de éstas al pavimento genera aumento en los esfuerzos y deformaciones. Las deformaciones producidas bajo las cargas dinámicas, toma importancia debido al hecho de que es necesario controlarlas para no llegar a la fatiga del material. La subrasante, toma especial interés, ya que las mayores deformaciones se producen en esta capa. Como lo reporto el estudio (**Figura 21**) realizado en Bothkennar, donde se midió la deformación en capa estructural de un pavimento de prueba durante cierto periodo de tiempo.

Siendo así, la deformación permanente se define como aquella deformación que para ciclos de carga y descarga inducidos no se recupera y en cambio se acumula, en otras palabras, la deformación permanente es la deformación vertical plástica ( $\epsilon_p$ ).





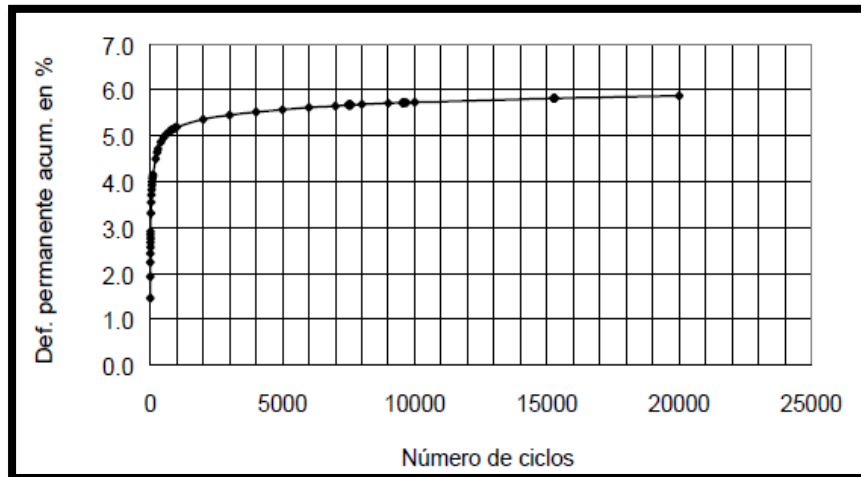
**Figura 21.** Deformación presentada en la subrasante respecto a las demás capas estructurales.

(Garnica Anguas & Gómez López, 2001)

### 2.3.2 Factores que afectan la Deformación Permanente en suelos

#### 2.3.2.1 Número de repeticiones de carga

La evolución que presenta la deformación con respecto al número de ciclos aplicados, se considera que se desarrolla en tres etapas; en los primeros ciclos la deformación es instantánea y significativamente por lo que aumenta hasta cierto punto donde se vuelve transitoria, donde en la segunda etapa se acumula gradualmente y finalmente se estabiliza ya que las deformaciones son muy pequeñas por lo que seguir aplicando ciclos en este punto ya no es necesario (**Figura 22**).



**Figura 22.** Curva típica de evolución de la deformación permanente  
(Garnica Anguas et al., 2001)

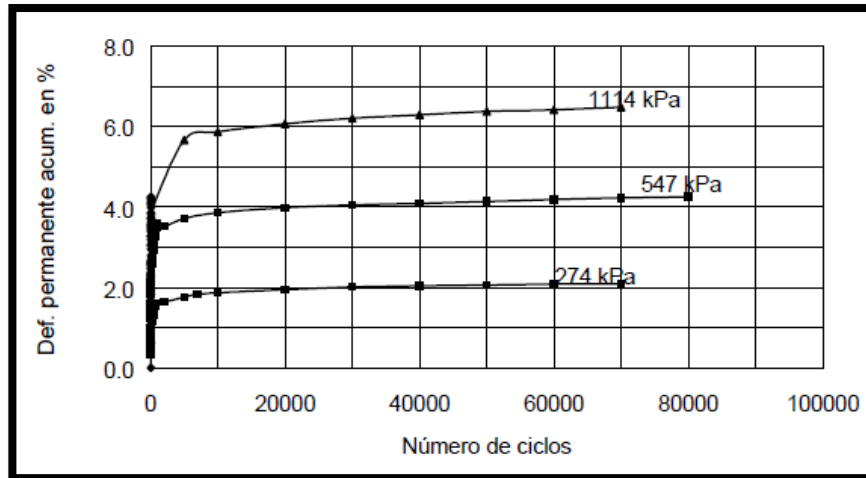
Algunos autores como (Barksdale, 1972), consideran que la deformación siempre incrementara bajo carga repetida y no se estabiliza como lo menciona (Lekarp & Dawson, 1998), para el cual la deformación es estable solo bajo pequeños esfuerzos desviadores.

En materiales finos, investigadores han encontrado el efecto que tiene la frecuencia de aplicación de carga, sobre todo en las arcillas, por su comportamiento viscoso. Bajo grandes contenidos de agua, a mayor frecuencia de cargas, la deformación permanente presentada por el material disminuye.

### 2.3.2.2 Magnitud del esfuerzo aplicado

La magnitud del esfuerzo aplicado en el ensayo triaxial para determinar la deformación permanente es uno de los factores más importantes tanto como en suelos finos y suelos granulares. Autores como (Morgan y Barksdale, 1966), reportan que la deformación está relacionada directamente como el esfuerzo desviador e inversamente con la presión de confinamiento aplicada.

A mayor esfuerzo desviador, mayor deformación permanente se obtendrá, como se evidencia en la (**Figura 23**).



**Figura 23.** Influencia del esfuerzo en la deformación alcanzada

(Garnica Anguas & Gómez López, 2001)

Para materiales granulares, las condiciones de esfuerzo aplicados en el ensayo, son fundamentales, ya que de ésta depende la deformación, sin importar las condiciones de carga anterior o posterior que pueda tener el material. Los materiales granulares no son sensibles a la historia previa de esfuerzos a la que estuvo sometida.

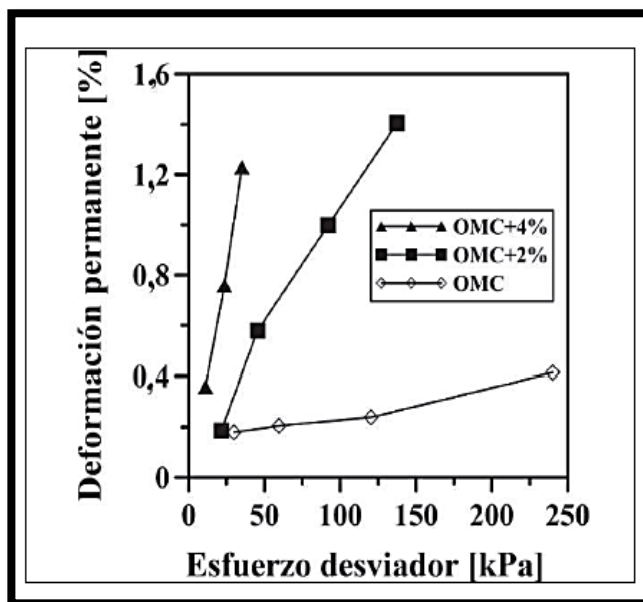
Lo contrario sucede para las arcillas, las cuales son sensibles a su historial de esfuerzos, como lo reporta (Monismith et al, 1975), en su estudio, donde las arcillas sometidas a esfuerzos previos presentan menor deformación que aquellas no sometidas a precargas.

Así mismo, en las arcillas, se presenta un fenómeno de endurecimiento a medida que el esfuerzo desviador. El material cohesivo endurece para los primeros ciclos de carga aplicados y para esfuerzos elevados el material presenta estado de ablandamiento. (S. Yang et al., 2008)

### 2.3.2.3 Contenido de agua

Se dice que en general, un incremento en el contenido de agua del suelo, aumenta la deformación plástica de éste.

Para muestras de arcillas, (S. Yang et al., 2008), ensayaron muestras con contenido de agua de 2 y 4% por encima del óptimo, encontrando efectivamente aumento en la deformación acumulada respecto a la del contenido óptimo (**Figura 24**). Sin embargo, la rigidez presente del material disminuye, es decir el MR decrece ante la presencia de agua como ya fue explicado anteriormente.



**Figura 24.** Evolución de la deformación respecto al contenido de agua.

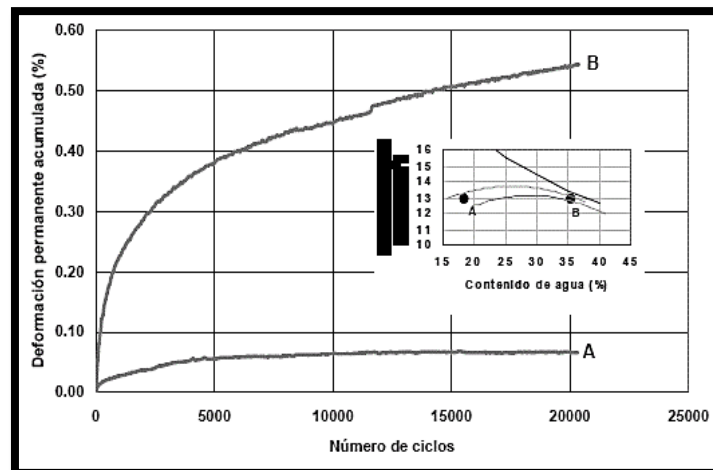
(Rondón Quintana et al., 2012)

(Haynes y Yoder, 1963), reportaron en su investigación, un aumento en la deformación permanente del 100% respecto al grado de saturación de la muestra. Cuando el material granular variaba su saturación entre 60 - 80%, la deformación será mayor, debido al aumento de presión de poros que se genera en el material ensayado.

### 2.3.2.4 Masa unitaria seca máxima

Al igual que para el módulo resiliente, la masa unitaria máxima y el método de compactación afecta considerablemente la deformación permanente del suelo. Un factor importante en la obtención de la masa unitaria es el contenido de agua, pues como reporta (Garnica Anguas & Gómez López, 2001) (**Figura 25**) un material granular compactado con humedad por debajo de la óptima produce menores deformaciones a comparación de un suelo con grados de saturación elevado.

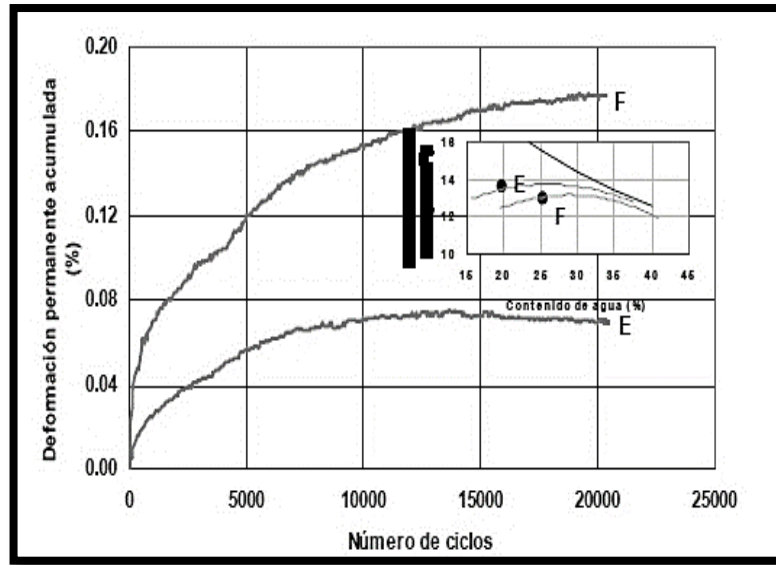
Para la investigación realizada por este autor, la diferencia de deformaciones producidas en el mismo material vario en un rango de 80%.



**Figura 25.** Deformación para material con variación en el contenido de agua.

(Garnica Anguas & Gómez López, 2001)

También, Garnica encontró en el mismo estudio, diferencias significativas en la deformación permanente para el mismo material, pero compactado por dos métodos diferentes (Proctor estándar y Proctor modificado), y con una variación en la energía de compactación (**Figura 26**).



**Figura 26.** Variación de la deformación respecto al método y energía de compactación.

(Garnica Anguas & Gómez López, 2001)

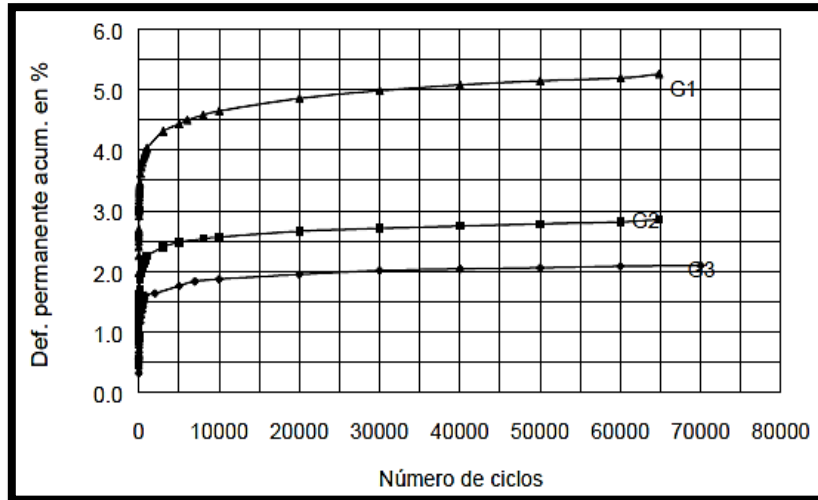
Un aumento en la masa unitaria del material genera aumento en la resistencia a la deformación, sin embargo la influencia que tiene la masa unitaria es muy baja en comparación a la cantidad de agua y las cargas dinámicas que se presentan en el pavimento.

### 2.3.2.5 Granulometría

Las deformaciones plásticas también están relacionadas con las características superficiales de las partículas. Autores como (Barksdale, 1972) (Thom & Brown, 1987) estudiaron los efectos de las partículas cohesivas y granulares.

Las deformaciones alcanzadas para los materiales gruesos son menores cuando la cantidad de finos aumenta. Afirman también, los autores anteriores, que la granulometría uniforme, arroja menores deformaciones sobretodo en materiales no compactados. (Garnica Anguas & Gómez López, 2001), realizó la evaluación para tres suelos de granulometrías

diferentes, encontrando para G1 (material bien graduado) deformaciones permanentes mayores en comparación con G2 y G3 los cuales presentan granulometrías uniformes (**Figura 27**).



**Figura 27.** Influencia de finos en la deformación permanente.

(Garnica Anguas & Gómez López, 2001)

Un alto contenido de material fino en los materiales grueso presentan problemas hidráulicos por lo que habrán mayores grados de saturación y por lo tanto el material perderá resistencia presentado deformaciones altas. Además el alto contenido de finos presenta problemas de deflexión en el pavimento, según lo dice el autor (Kamal et al, 1993)

### 2.3.3 Evaluación de la deformación permanente en el laboratorio

Para la determinación de las deformaciones permanentes del material no existe una norma que determine un procedimiento estándar como en el caso del módulo resiliente.

El ensayo, entonces, se realiza en el equipo triaxial, el cual aplica un invariante de esfuerzo de confinamiento y esfuerzo desviador.

Autores como (Brown, 1996), proponen aplicar esfuerzos desviadores de la magnitud del 70% de la resistencia máxima del material, pues minimiza el desarrollo de deformaciones plásticas. Un esfuerzo desviador muy alto, puede conducir al espécimen a la falla, debido a las grandes deformaciones plásticas que se podrían presentar.

El efecto de la velocidad en la aplicación de las cargas dinámicas sobre el pavimento, tiene gran influencia, pues estas causan daños en las capas estructurales. Se han realizado varios estudios (Hardy & Cebon, 1994) que evalúan la influencia de la frecuencia y la velocidad en las deformaciones.

Sin embargo, el número de repeticiones y el periodo de la onda de carga, no son parámetros constantes ya que en la literatura se encuentran estudios que han utilizado ondas sinusoidales de 0.1 segundos, como la utilización de ondas de 0.4 segundos sobre todo en suelos granulares.

Finalmente los modelos de diseño de pavimentos, solo se preocupan por obtener la respuesta elástica del suelo, por estas razones, la deformación permanente no tiene un procedimiento y parámetros de prueba estándar.

Además existen otras razones por las cuales el ensayo no tiene la suficiente atención según los autores (Khasawneh, 2005) (Gidel, et al, 2001):

1. La complejidad de la prueba, debido al historial de esfuerzos
2. La dificultad de análisis que pueden tener los resultados del laboratorio dentro de los modelos de diseño
3. Los resultados obtenidos muestran gran dispersión, por lo que se hace necesario evaluar varias probetas
4. Se cree que el comportamiento del pavimento es altamente dependiente del comportamiento elástico y no del plástico
5. Las pruebas de laboratorio son lentas, tediosas y costosas.



### 3 DESARROLLO EXPERIMENTAL

#### 3.1 Fuente y características del material

Para el desarrollo del presente proyecto de investigación se realizaron ensayos de laboratorio con el material denominado caolín y arena del guamo. Se escogieron estos materiales (arcilla y arena) ya que son suelos comunes y representativos de aquellos encontrados en Colombia y aún más en la ciudad de Bogotá.

Los materiales fueron obtenidos de una empresa conocida de suministros para construcción en Bogotá. Se estimó la cantidad de material suficiente tanto de arcilla y arena con el fin de que el material utilizado fuera del mismo lote y no hubiese variación del mismo durante todo el proceso de ensayos en el laboratorio.

##### 3.1.1 Caolín

La caolinita es un suelo compuesto principalmente de sílice y aluminio. En estado natural tiene color generalmente blanco o amarillo.

El caolín es un agregado natural de partículas muy finas con tamaños de grano inferiores a los  $2\mu\text{m}$ . Este grupo de arcilla son moderadamente plásticas, de baja cohesión y es un material de baja expansividad en comparación con las illitas y la montmorillonita.

##### 3.1.2 Arena del guamo

La arena de río tiene una granulometría uniforme, ya que su contenido de finos es muy bajo. La arena posee tamaño de granos de partículas de 0.05 a 2 mm, además estos suelos sueltos poseen una gran capacidad para absorber agua, sin embargo no tiene capacidad para retenerla.

La arena del guamo es un material procesado por los que sus propiedades físicas son muy controladas.

En la (**Figura 28**) se muestra el caolín y la arena utilizada para el procedimiento experimental.



**Figura 28.** Materia prima para la experimentación

### 3.2 Caracterización física

#### 3.2.1 Contenido de agua del suelo

Se determinó el parámetro utilizando la metodología del INVIAS, norma INV E 122-07. El contenido de agua es una relación en porcentaje, del peso del agua del espécimen, y el peso de los sólidos. (Duque Escobar & Escobar Potes, 2002). En la (**Tabla 1**) se presenta los resultados del contenido de agua calculados para los dos materiales mencionados anteriormente.

**Tabla 1.** Resultados Contenido de agua

Material	Arcilla	Arena
W1 (g)	249.3	277.6
W2 (g)	248.6	275.6
Wc (g)	67.3	36.7
Humedad (%)	<b>0.39</b>	<b>0.84</b>

La capacidad que pueden tener los suelos para retener agua depende de la estructura de sus partículas. A mayor tamaño de partículas el suelo tiene una menor capacidad para retener agua ya que la infiltración de éstos será más rápida. Los suelos arenosos se caracterizan por ser más permeables por lo que el contenido de agua absorbido será mayor que en las arcillas.

Las condiciones de almacenamiento que tenían los materiales antes de llegar al laboratorio eran desconocidas por lo que todos los ensayos tanto físicos, mecánicos y dinámicos realizados para este proyecto se hicieron con el material seco al horno a  $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$ .

El volumen de agua que contengan las probetas será un parámetro importante durante todos los ensayos, por lo que con lo anterior se homogeneizo esta variable en los materiales.

### 3.2.2 Límites de consistencia

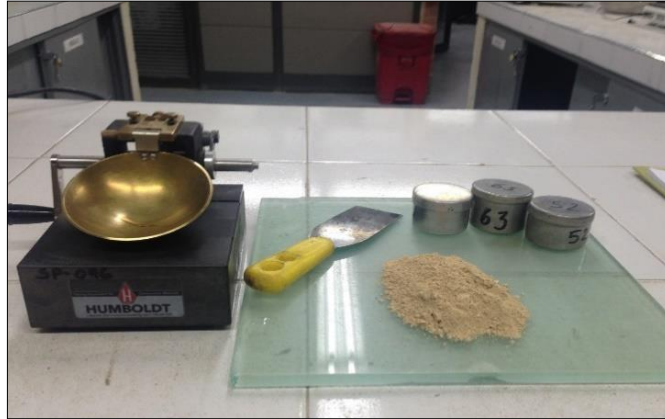
La cantidad de arcillas presentes en un suelo, controla la plasticidad de éste y a su vez el contenido de agua. El suelo arcilloso es deformable dependiendo de la cantidad de agua absorbida. A menor humedad, la plasticidad de éste será baja contrario a una cantidad mayor de agua.

De acuerdo al contenido de agua que tengan los suelos, se dividen cuatro estados: solido, semisólido, plástico y líquido. La cantidad de agua necesaria para llegar a estos estados se conoce como *Límites de Atterberg*.

A continuación se muestran los resultados obtenidos para los tres límites.

#### 3.2.2.1 Determinación de límite líquido de suelos

Procedimiento desarrollado bajo la norma INV E 125-07.



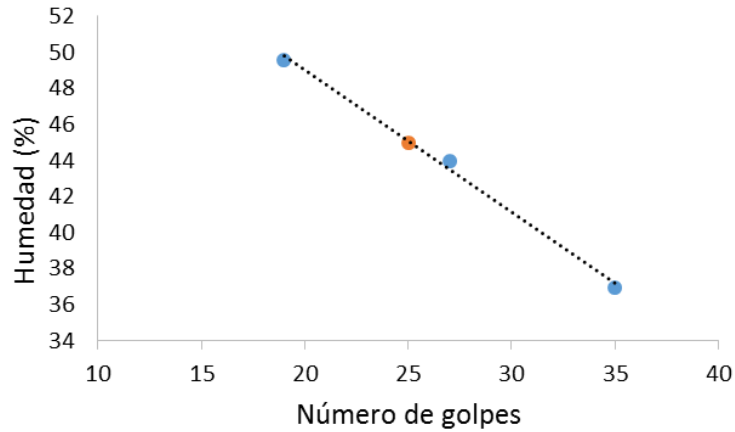
**Figura 29.** Equipo para ensayo límite líquido

El contenido de agua en el punto de transición de estado plástico a estado líquido se denomina límite líquido. Es decir, el volumen máximo de agua que puede tener la arcilla para que se comporte como un fluido viscoso.

Los resultados obtenidos en el ensayo de laboratorio se muestran en la (Tabla 2) y el valor del límite líquido en la (Figura 30) y (Tabla 3).

**Tabla 2.** Resultado experimentales para LL

<b>Numero de Golpes</b>	<b>19</b>	<b>27</b>	<b>35</b>
<b>Vidrio No</b>	17	66	82
<b>Wmrh (g)</b>	45.68	49.42	45.76
<b>Wmrs (g)</b>	36.52	40	37.2
<b>Wr (g)</b>	18.05	18.57	14.02
<b>Humedad (%)</b>	<b>49.59</b>	<b>43.96</b>	<b>36.93</b>



**Figura 30.** Gráfica Límite Líquido

**Tabla 3.** Valor de Límite Líquido para arcilla

Número de golpes	<b>25</b>
Límite Líquido	<b>45%</b>

Determinar el límite líquido por el método propuesto por Casagrande, depende de la subjetividad y habilidad del operador, por esta razón se calculó el límite por el método del Factor Corrector propuesto igualmente en la norma INVIAS. El límite líquido promedio obtenido a través de la ecuación se muestra en la (Tabla 4).

$$LL = W_n \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121} \quad (3)$$

**Tabla 4.** Límite Líquido por método Factor Corrector

Número de Golpes	19	27	35
Contenido de Humedad (%)	49.59	43.96	36.93
Límite Líquido (%)	48	44	38
LL promedio (%)	<b>44</b>		

La variación entre los métodos utilizados para obtener el límite líquido vario en un rango del 2%. La estructura y comportamiento de una arcilla hace que la cantidad de agua varié rápidamente en el material debido a su superficie específica y procesos tixotrópicos. Razones por las cuales el límite líquido en este material tiende a disminuir.

### 3.2.2.2 Límite plástico e índice de plasticidad de suelos

De la misma forma, el límite plástico es el contenido de agua mínimo para que la arcilla, en este caso el caolín, llegue a la fase plástica. El procedimiento realizado en el laboratorio se basa en INV E 126-07, en el cual el límite plástico es aquel en el que el suelo puede formar rollitos de 3mm de diámetro sin desmoronarse (**Figura 31**). En la tabla (**Tabla 5**) y (**Tabla 6**) se muestra el valor de límite plástico e índice de plasticidad.



**Figura 31.** Rollitos de suelo para LP

**Tabla 5.** Resultados experimentales para LP

Recipiente No	10	43
Wmrh (g)	31.55	31.89
Wmrs (g)	29.17	29.44
Wr (g)	18.2	19.1
Humedad W (%)	<b>21.70</b>	<b>23.69</b>

**Tabla 6.** Valor de Límite Plástico e Índice Plástico para arcilla

Límite plástico	22%
Índice de plasticidad	23%

A mayor cantidad de minerales arcillosos, el suelo se comporta de manera más fluida, deformándose continuamente y perdiendo propiedades como resistencia al corte.

Como se ha dicho, el comportamiento de las arcillas está fuertemente ligado al contenido de agua, además sus finos granos generan grandes superficies específicas, comparadas con las de otros materiales, por ejemplo la arena. Estas características hacen que sus límites líquido y plástico tengan un amplio rango.

Según el autor, J.K. Mitchell, los valores de los límites de Atterberg para la arcilla pueden variar como se muestra en la (**Figura 32**).

Mineral <sup>a</sup>	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)
Montmorillonita (1)	100-900	50-100
Nontronita (1)(2)	37-72	19-27
Illita (3)	60-120	35-60
Caolinita (3)	30-110	25-40
Halosyta hidratada (1)	50-70	47-60
Halosyta deshidratada (3)	35-55	30-45
Atapulgita (4)	160-230	100-120
Clorita (5)	44-47	36-40

**Figura 32.** Valores de los límites de Atterberg para minerales arcilloso

(Mitchell & Soga, 2005)

Los datos obtenidos experimentalmente ajustan en los rangos de Límite líquido y plástico presentados para el mineral caolinita y nontronita. La nontronita, pertenece al grupo de las esmectitas y posee un arreglo

estructural laminar tetraédrico diferente a la caolinita. Es un mineral arcilloso con mayor capacidad para expandirse y contraerse.

Por otra parte, un alto índice de plasticidad, indica que la arcilla necesita un alto cambio en su contenido de agua para cambiar de estado semisólido a plástico. La arcilla evaluada presenta un potencial de expansión de acuerdo a su índice plástico de 2 a 4% (**Figura 33**).

<i>I. P.</i> %	<i>Potencial de expansión</i> %
10	3.4- 1.5
20	2.2- 3.8
30	5.7-12.2
40	11.8-25.0
50	20.1-42.6

**Figura 33.** *Correlación entre IP y potencial de expansión*

*(Rodríguez & Castillo, 1974)*

### 3.2.2.3 Factores de contracción del suelo

Se determinan los factores de contracción con el fin de calcular las siguientes constantes en los suelos finos. Se realizó el procedimiento descrito en la norma INV E 127-07.

#### 3.2.2.3.1 Límite de contracción

Éste, se define, como el contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa. (Das, 2001).



El límite de contracción se evalúa para encontrar la posibilidad de desarrollo de grietas en el material. Se calcula según la ecuación, planteada en la correspondiente norma de ensayo (**Tabla 6**).

**Tabla 7.** Valor del límite de contracción

V Volumen de la pastilla de suelo húmedo (cm <sup>3</sup> )	11.35
V <sub>o</sub> Volumen de la pastilla de suelo seco(cm <sup>3</sup> )	7.58
γ Masa unitaria del agua (g/cm <sup>3</sup> )	1
W Contenido de agua	30.8249
W <sub>o</sub> Masa de la pastilla de suelo seco (g)	13.82
LC (%)	31

Casagrande, propuso un método simplificado, basado en la carta de plasticidad para determinar el límite de contracción del material. El cálculo de la ecuación da como resultado un límite de contracción de 16% para la arcilla.

$$LC = \frac{46.4 LL - 43.5 IP}{IP + 46.4} \quad (4)$$

Límites de contracción altos, mayores a 6%, representan suelos arcillosos de granos finos altamente activos.

SENSIBILIDAD DE LA ARCILLA	LC
Altamente sensible	>> LP
Sensibilidad media	≈ LP
Suelo orgánico	<< LP

**Figura 34.** Sensibilidad de la arcilla respecto al LC

(Karlsson, 1977)

El valor del límite de contracción respecto al límite plástico, caracteriza el material como altamente sensible (**Figura 34**). Esta clasificación de sensibilidad obtenida para la arcilla, indica la vulnerabilidad que presenta el material de perder resistencia al momento de ser compactada y remoldeada. Además el límite de contracción alto indica la susceptibilidad para transformarse en un fluido viscoso.

### 3.2.2.3.2 Relación de contracción

La relación de contracción del suelo se define como la relación entre el volumen del suelo y el cambio que podría presentarse en su contenido de agua. Para la arcilla se encontró la siguiente relación de contracción (**Tabla 8**).

$$R = \frac{W_o}{V_o} \quad (5)$$

**Tabla 8.** Resultado relación de contracción

<b>W<sub>o</sub> Masa de la pastilla suelo seco</b>	13.82
<b>V<sub>o</sub> Volumen de la pastilla seca</b>	7.58
<b>R (%)</b>	<b>2</b>

### 3.2.2.3.3 Cambio de volumen

Dicha constante representa la disminución de volumen del suelo cuando ocurre una reducción en el contenido de agua. El cambio volumétrico presentado en la arcilla se presenta en la (**Tabla 9**), el cual fue calculado a partir de la siguiente ecuación.

$$CV = (W_i - LC)R \quad (6)$$

**Tabla 9.** Resultado cambio volumétrico

<b>W<sub>i</sub> (%) Contenido de agua para LL</b>	45.0
<b>LC (%) Límite de contracción</b>	31
<b>R (%) Relación de contracción</b>	2
<b>CV (%)</b>	<b>26</b>

Unas de las características propias de las arcillas es la tixotropía. El material tiende a volver a sus propiedades originales después de perder agua. Las arcillas presentan altas resistencias en seco, razón por la cual las constantes volumétricas del material son altas, ya que la resistencia del material decrece con el contenido de agua. Las constantes volumétricas encontradas clasifican este parámetro como medio en comparación con los cambios que pueden producir arcillas como la montmorillonita.

<b>% de coloides (&lt;0.001 mm)</b>	<b>Índice de plasticidad</b>	<b>Límite de contracción</b>	<b>Expansión probable (%)*</b>	<b>Potencial de expansión</b>
> 28	>35	<11	>30	Muy alto
20-33	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
<15	<18	>15	<10	Bajo

**Figura 35.** Estimación de cambios volumétrico

(Holtz, 1959)

Según la clasificación mostrada en la (**Figura 35**), el potencial de expansión para la arcilla resulta medio-bajo, es decir que con cambios significativos de humedad, el material no tendrá grandes cambios de volumen, lo que se hace importante a la hora de compactar el suelo.

Dicha clasificación concuerda con los valores de expansión encontrados en figuras anteriores, donde la posibilidad de expansión es menor al 20%.

#### 3.2.2.3.4 Contracción lineal

Se define como la disminución en una sola dimensión de la muestra de suelo. El valor de contracción lineal (**Tabla 10**) para la arcilla se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

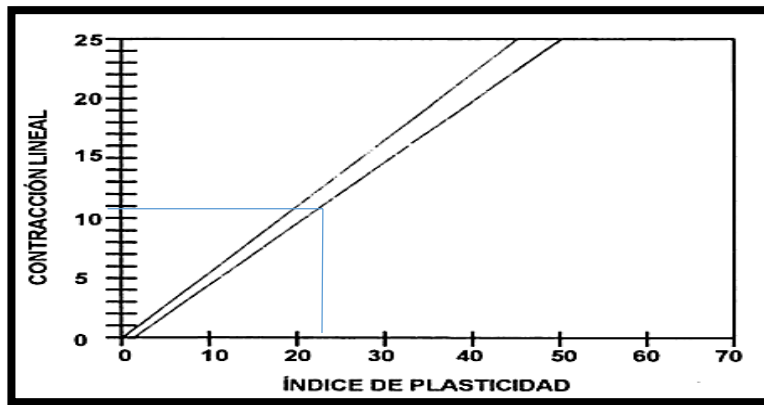
$$CL = \left[ \sqrt[3]{\frac{100}{CV + 100}} \right] \times 100 \quad (7)$$

**Tabla 10.** Resultado contracción lineal.

<b>CV Cambio volumétrico</b>	<b>26</b>
<b>CL (%)</b>	<b>8</b>

El cambio en el contenido de agua afecta el comportamiento de la arcilla. Para un valor de 23% de índice de plasticidad, se obtiene un valor de contracción lineal de 11%, según la (**Figura 36**). Un valor de contracción alto significa mayores cambios de volumen en el material sin que éste llegue a ser necesariamente una arcilla expansiva.

El valor de contracción encontrado a partir de datos obtenidos en laboratorio y de la propuesta de Terzaghi varía en un rango del 30%. El material arcillo evaluado presenta valores de contracción medio-bajo que concuerdan con el potencial de expansión y cambio volumétrico evaluado anteriormente.



**Figura 36.** Correlación entre el IP y la contracción lineal

(Terzaghi, 1973)

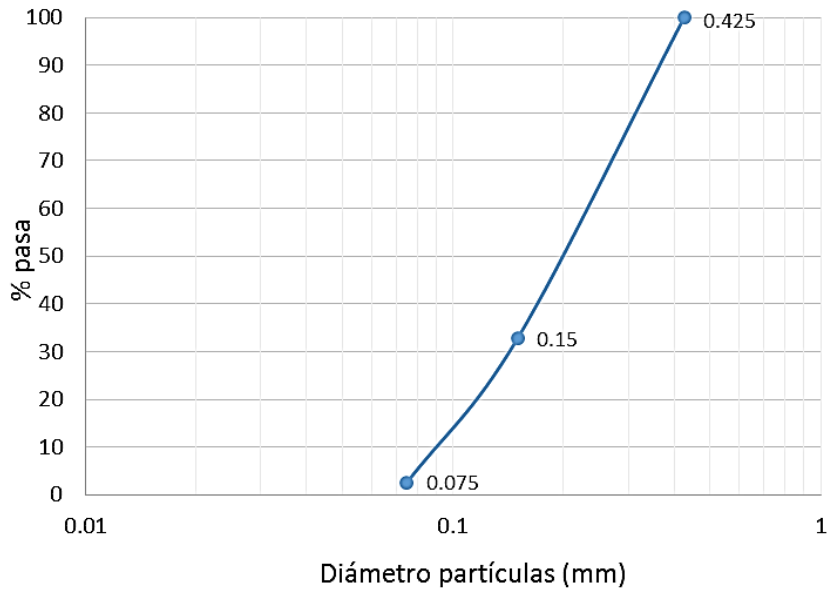
### 3.2.3 Análisis granulométrico de la arena

El suelo está conformado por gran cantidad de partículas que conforman su estructura interna. Cada material se caracteriza por tener una estructura propia, que le infiere ciertas particularidades al suelo, como la alta permeabilidad y la no cohesión entre los granos de arena.

La composición granulométrica de un suelo influye sobre la densidad compactada por lo que revisar este parámetro en la arena que es el material de tamaño de granos mayor y el que estará en menor porcentaje respecto a la arcilla será indispensable al momento de fabricar probetas.

El peso volumétrico seco de una probeta aumenta cuando la granulometría de la fracción gruesa presenta mayor variación, además el peso volumétrico crece cuando hay mayor cantidad de partículas redondeadas. (Rico Rodríguez & Del castillo Mejía, 1992)

Basado en el método que describe la norma INV E 123-07 se realizó el ensayo de análisis granulométrico por tamizado obteniendo la granulometría de la (**Figura 37**)



**Figura 37.** Análisis granulométrico para arena del guamo

El tamaño de partícula obtenido se encuentra por debajo de 0.4mm, tamaños típicos para los granos de arena. Solo 0.04% del material representativo utilizado para realizar el ensayo, paso la fracción fina, tamiz N° 200.

### 3.2.4 Clasificación del material

A continuación se muestra la clasificación obtenida para la arcilla y la arena a través del método de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el método AASHTO.

**Tabla 11.** Clasificación de los suelos usados en la experimentación

Método	Arcilla	Arena
<b>SUCS</b>	CL Arcilla inorgánica de plasticidad baja a media	SW Arena bien gradada
<b>ASSHTO</b>	A-7-5 (14)	Arena fina

### 3.2.5 Determinación de gravedad específica y llenante mineral del suelo

La gravedad específica representa la relación que hay entre el volumen de sólidos y el volumen de agua de un líquido (agua destilada) los dos a la misma temperatura.

Se calculó la gravedad específica de la arena fina y de la arcilla CL, con el procedimiento descrito por la norma INV E 128-07 para los suelos finos.

Los valores obtenidos para esta característica del material, se muestran en la (Tabla 12)

**Tabla 12. Resultados Gravedad específica.**

Material	ARCILLA	ARENA
<b>W<sub>b</sub> (g) masa del picnómetro, agua y suelo</b>	408.28	415.1
<b>T<sub>x</sub> (°C) Temperatura del ensayo</b>	23.3	25.9
<b>W<sub>s</sub> (g) masa del suelo seco</b>	30.52	41.1
<b>W<sub>a</sub> (g) masa picnómetro y agua a T° de ensayo</b>	389.27	389.11
<b>K factor de corrección</b>	0.99926	0.99681
<b>G<sub>s</sub></b>	<b>2.651</b>	<b>2.712</b>

Los valores de arcilla encontrados experimentalmente están entre el rango de valores 2,62-2,66 reportados por Lambe (**Figura 38**) para la caolinita. La arena posee una gravedad específica experimental de 2.71, valores altos para el rango encontrado en la literatura (G<sub>s</sub> 2,65-2,67), sin embargo, es un valor aceptado ya que se realizó por el método para finos y no por el método correspondiente a G<sub>s</sub> para arenas.

Mineral	Gravedad específica (G)
Cuarzo	2,65
Feldespato (K)	2,54 – 2,57
Feldespato (Na-Ca)	2,62 – 2,76
Calcita	2,72
Dolomita	2,85
Muscovita	2,70 – 3,20
Biotita	2,80 – 3,20
Clorita	2,60 – 2,90
Caolinita	2,62 – 2,66
Illita	2,60 – 2,86
Montmorillonita	2,75 – 2,78

**Figura 38.** Gravedad específica de minerales

(Lambe & Whitman, 1991)

En este parámetro de caracterización se hizo importante encontrar los valores apropiados ya que a partir de ellos, se determinaría el grado de saturación y el contenido de vacíos que tendrían cada una de las dosificaciones en el momento de la compactación.

Realizar la curva de saturación en cada material a partir de la gravedad específica promedio de la arcilla y la arena representó encontrar el límite del contenido de agua que puede tener el material al momento de ser compactado y de esta forma no compactar en el estado líquido del material.

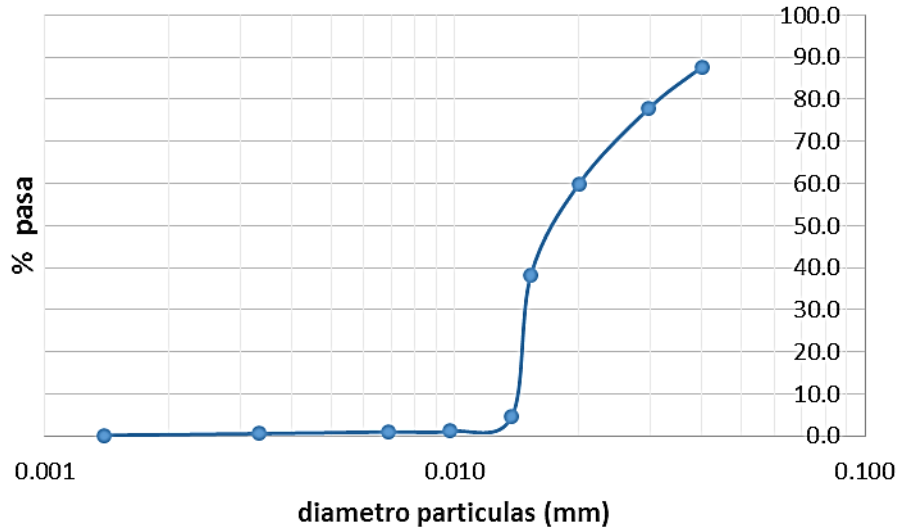
### 3.2.6 Análisis granulométrico por medio del hidrómetro

El ensayo de caracterización por medio del hidrómetro se realizó bajo el procedimiento descrito en la norma INV E 124-07. Se hizo indispensable mirar el comportamiento de las arcillas y determinar la distribución de tamaño de partículas finas por medio de método de sedimentación. Se obtuvo la siguiente curva granulométrica para la arcilla de baja plasticidad (**Figura 39**).

Para esta muestra representativa del material se obtuvo que el 98% de las partículas era material limoso y solo el 2% de la muestra tenía tamaño de



partículas correspondiente a arcilla según la clasificación de tamaño de partículas de la A.S.T.M (**Figura 40**).



**Figura 39.** Curva granulométrica arcilla

Clasificación de los materiales según la A.S.T.M.	
Arena gruesa	Entre 0.25 y 2.0 mm
Arena fina	Entre 0.05 y 0.25 mm
Limo ( <i>silt</i> )	Entre 0.005 y 0.05 mm
Arcilla	Entre 0.001 y 0.005 mm
Arcilla coloidal	Menores a 0.001 mm

**Figura 40.** Clasificación de las partículas según la A.S.T.M.

(Terzaghi, 1973)

Los minerales arcillosos se caracterizan por tener suficiente potencial para retener contenidos de agua y desarrollar así su plasticidad. La actividad de Skempton, es un concepto que relaciona el índice de plasticidad y el porcentaje de partículas arcillosas del material. De esta forma, para el 2% de contenido de arcilla obtenido en la curva hidrométrica realizada y e IP

calculado, la arcilla presenta una actividad de 11, actividad típica para montmorillonita según lo reporta la literatura.

$$\text{Actividad (A)} = \frac{\text{Indice de plasticidad}}{\text{porcentaje de arcilla}} \quad (8)$$

### 3.2.7 Valor de azul de metileno en agregados finos

Este ensayo tiene como objeto determinar el contenido de material potencialmente dañino. La norma INV E 235-07, utiliza una porción representativa de material fino (10 g de caolín) a la cual se agrega agua destilada para formar una lechada.

A continuación se agregan 0.5ml de solución de azul de metileno y se agita durante 1 minuto; una gota de esta lechada se deja caer sobre el papel filtro hasta que un aro azul claro se observe en la gota, así como se muestra en la **(Figura 41)**.



**Figura 41.** Pruebas para hallar valor de azul de metileno

**Tabla 13.** Resultado valor de azul de metileno

<b>Concentración azul de metileno (mg)</b>	5
<b>V solución requerida en la titulación (ml)</b>	36
<b>W material seco usado (g)</b>	10
<b>VA (mg/g)</b>	<b>18</b>

La norma categoriza el valor de azul de metileno encontrado, de acuerdo al comportamiento que podría tener el material en la mezcla asfáltica. Para un valor de 18 mg/g se esperaría que el caolín presente problemas y posibles fallas. Lo que es consecuente con el tipo de material ya que no resiste grandes magnitudes de carga cuando tiene altos contenidos de agua. Su límite líquido no presenta valores altos comparados con materiales como la montmorillonita, es decir, el nivel freático fácilmente puede llevar el material a su límite líquido, convirtiendo el material en un fluido viscoso.

La prueba de azul de metileno también puede determinar la superficie específica de materiales finos. La fórmula química de las arcillas  $C_{16}H_{18}ClN_3S$ , permite que la solución acuosa catiónica de azul de metileno  $C_{16}H_{18}N_3S^+$ , adsorba las partículas de superficie de arcilla cargadas negativamente, por lo que a través del azul de metileno adsorbido se conoce la superficie específica del material. (Santamarina, et al, 2002)

La superficie específica encontrada en un suelo, determina el equilibrio entre fuerzas que puede haber entre la parte gravimétrica y esquelética del suelo. Así, la geometría de las partículas controla la superficie específica de las arcillas y a su vez los límites de consistencia, pues de acuerdo a la superficie mayor o menor será el contenido de agua que pueda penetrar.

En la (**Figura 43**) se muestra cómo estas propiedades varían en los grupos de arcillas y el rango de valores en que podría encontrarse dicha propiedad.

La relación entre la superficie de una partícula y su masa, se denomina superficie específica. Este valor determina el balance entre fuerzas capilares y

gravimétricas, afecta la fábrica, la permeabilidad y controla la adsorción de la partícula.(Santamarina et al, 2002)

El valor de ésta, se puede obtener a través del método de adsorción de moléculas de azul de metileno que plantea la siguiente ecuación

$$S_e = \frac{1}{319.87} \frac{1}{200} (N \cdot 0.5) N_{AV} A_{Am} \frac{1}{10} \quad (9)$$

Donde

$$N_{AV} = 6,02e23 \frac{\text{moleculas}}{\text{mol}} \quad \text{Número de Avogadro}$$

$$N_{Av} = 130\text{Å}^2, \text{ area cubierta por un cation de azul de metileno}$$

$$N = \text{número de incrementos de concentracion de AM}$$

	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Attapulgite
Length $L_p$ (nm)	1–500	100–2000	300–3000	4000–5000
Aspect ratio	100	10	3–10	400–1000
$S_s$ (m <sup>2</sup> /g)	400–800	80–100	10–20	140–170
LL (%)	100–950	60–120	30–110	160–230
PL (%)	50–100	35–60	25–40	100–140
Activity	0.9–7.0	0.5–1.0	0.3–0.5	0.5–1.2

**Figura 42.** Propiedades de los minerales arcillosos

(Santamarina, et al, 2002)

De esta forma, el valor obtenido de superficie específica para el material utilizado en la experimentación es de 16.9 m<sup>2</sup>/g, valores típicos para la arcilla caolinita.

La caracterización física arrojó diferentes resultados para la arcilla utilizada. No se puede desconocer el hecho de que varios parámetros caracterizan el material como caolín y en otros presenta comportamientos típicos para otras arcillas como la montmorillonita.

Al realizar la clasificación por medio del SUCS y la carta de plasticidad, los límites dieron valores cercanos a la frontera entre CL y ML. Debido a que los procedimientos realizados en el laboratorio tienen grandes incertidumbres podría suceder entonces que efectivamente el material presente comportamiento limoso y no arcilloso como lo justifica el análisis hidrométrico, donde el 98% de las partículas tienen tamaño de grano mayor a 0.005mm.

Sin embargo, este es el único ensayo que clasifica al suelo como limo, ya que los demás ensayos presentan comportamientos de las arcillas por ejemplo se evaluó de dos formas la expansión y se obtuvo comportamiento típico de un caolín. Clasificación que también confirma el ensayo de azul de metileno y la gravedad específica del material.

En los ensayos de límites al evaluar el límite de contracción en el laboratorio se obtuvo un valor de 31% y al evaluarlo por la ecuación se obtiene el 50% de diferencia. Una fuente de error podría ser el hecho de que no se tuvo en cuenta, que para obtener el límite líquido en las arcillas debe dejarse saturando el material y obtener dicho límite desde los más húmedos a lo más seco.

### 3.3 Caracterización mecánica

#### 3.3.1 Relaciones de humedad-masa unitaria seca en los suelos

Realizar pruebas de laboratorio para encontrar la relación entre la humedad y la masa unitaria del suelo se hace con el fin de mejorar el estado natural de éste. Compactando la arcilla y la arena a través del ensayo normal de

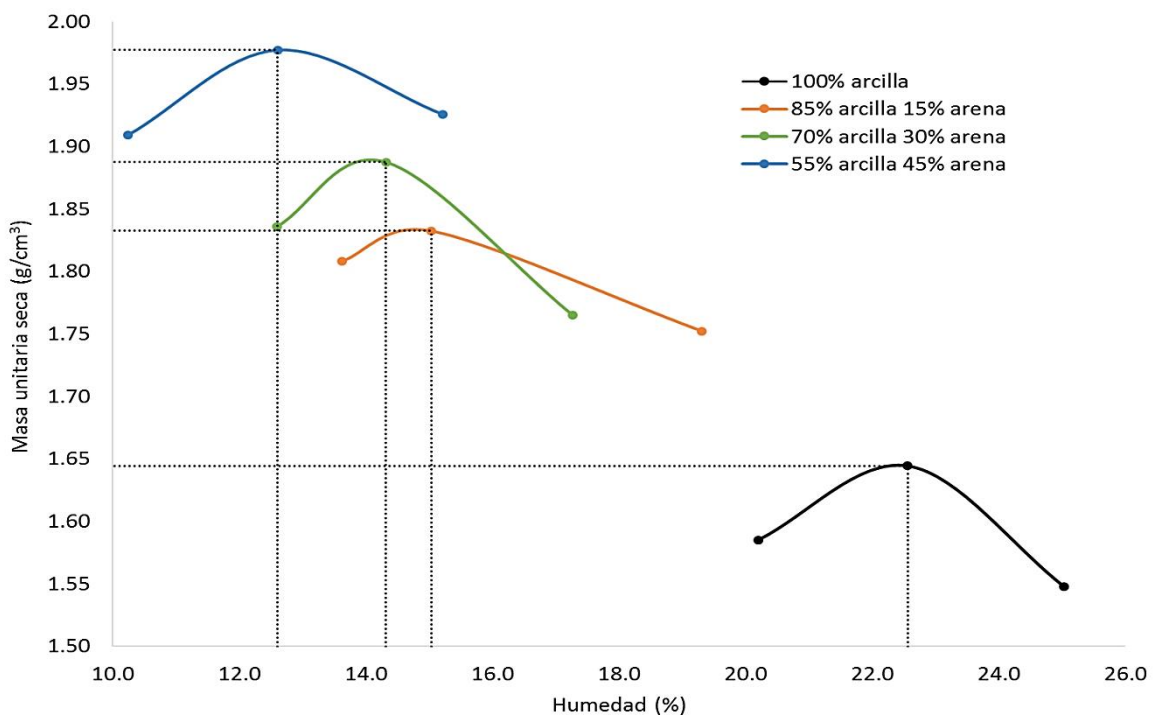
compactación INV 141-07, se densifica la estructura del suelo por lo que tendrá mayor capacidad de resistencia y menor compresibilidad.

El ensayo de compactación por el método de Proctor estándar compacta el material en 3 capas aplicando una energía por medio del martillo de compactación.

Se realizó dicho ensayo para cuatro mezclas de material (arcilla – arena) dosificado de la siguiente forma:

1. 100% arcilla
2. 85% arcilla – 15% arena
3. 70% arcilla – 30% arena
4. 55% arcilla - 45% arena

A continuación se muestran los valores humedad - masa unitaria encontrada experimentalmente (**Tabla 14**) (**Figura 44**).



**Figura 43.** Curva de Humedad y masa unitaria, compactación Proctor

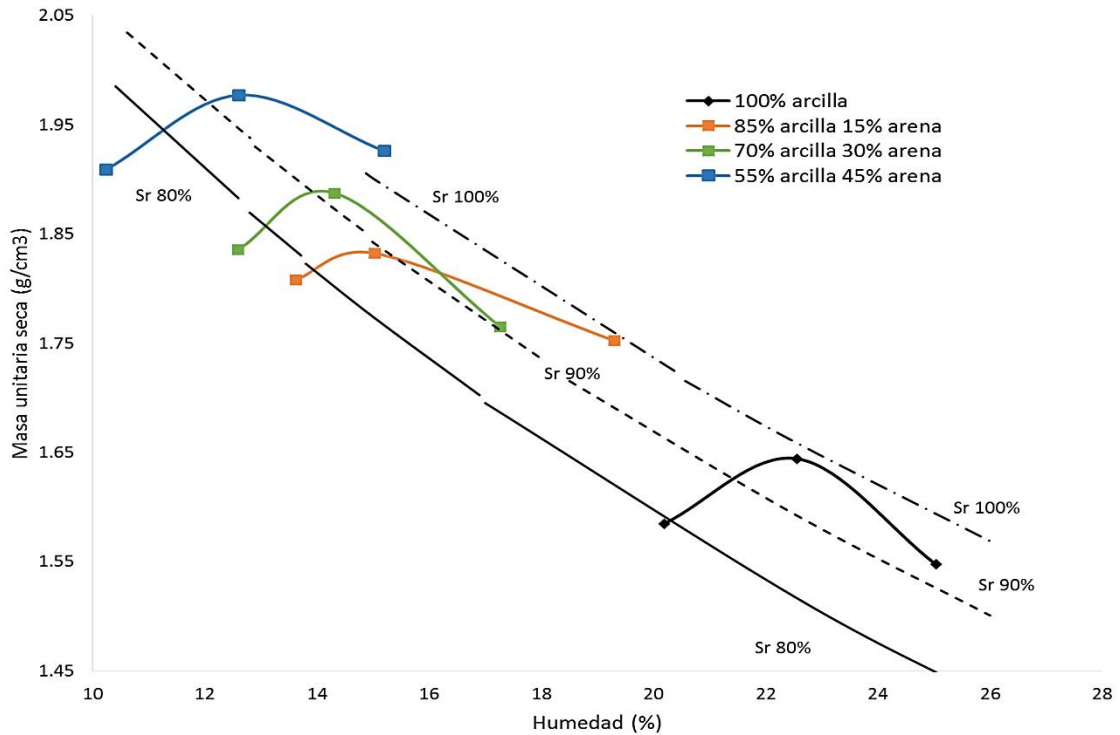
**Tabla 14. Resultados compactación por impacto**

Dosificaciones	100% arcilla	85%arcilla-15%arena	70%arcilla-30%arena	55%arcilla-45%arena
Humedad ópt (%)	22.56	15.04	14.32	12.61
Masa unitaria seca ópt (g/cm <sup>3</sup> )	1.64	1.83	1.89	1.98

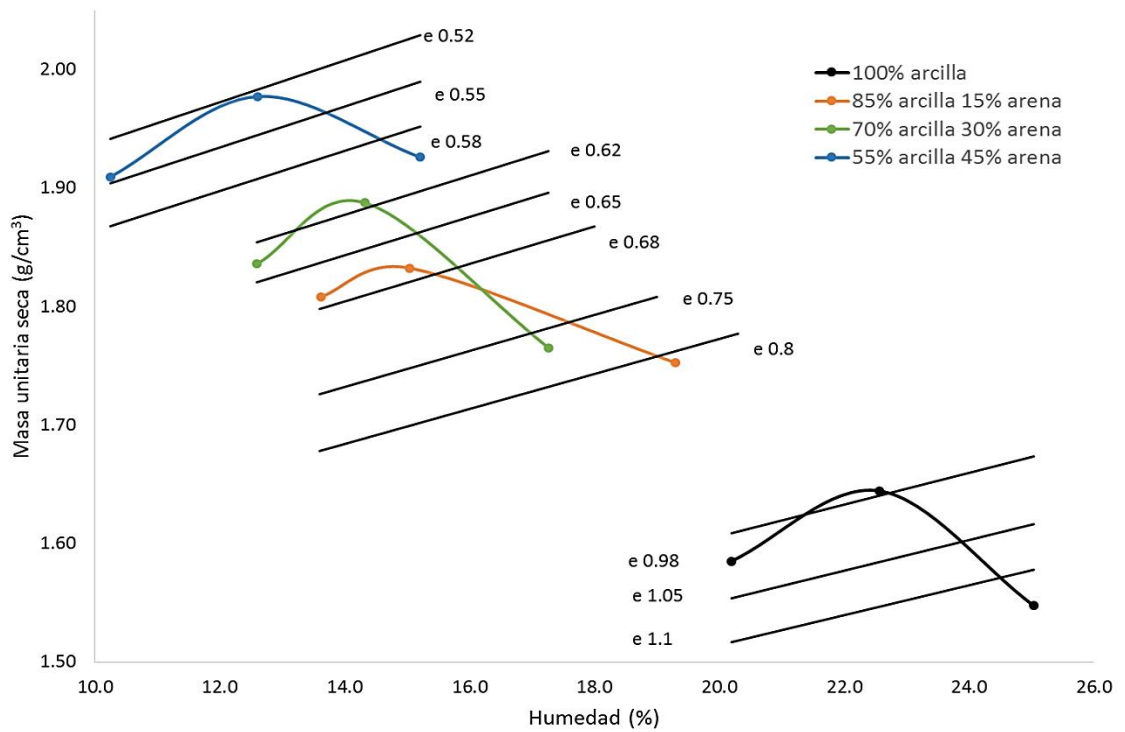
La masa unitaria seca del suelo aumenta con el incremento de arena al material arcilloso. Al haber material granular dentro de una matriz de suelo fino, las partículas del suelo tendrán un mayor acomodamiento por lo que con menos agua el suelo tendrá una mayor densificación, lo que no ocurre con la dosificación de 100% arcilla, la cual necesito mayor volumen de agua (los suelos arcilloso tiene mayor superficie especifica) para alcanzar el grado de compactación óptima.

La curva de saturación (**Figura 45**) representa la húmeda para cualquier masa unitaria seca. Un suelo alcanzará rápidamente su máxima saturación dependiendo del tamaño de las partículas y el contenido de vacíos que éste tenga.

Por ejemplo, la granulometría que presenta 45% arena necesita menor contenido de agua para alcanzar una saturación del 100% debido a su menor contenido de vacíos. Una mayor cantidad de material granular, llena los vacíos que presenta la arcilla dejando poco espacio entre partículas para el agua y el aire, por lo que dicha granulometría tendrá mayor saturación aun siendo la que menor contenido de agua necesito para alcanzar sus condiciones óptimas comparadas con las otras 3 granulometrías evaluadas. (**Figura 46**)



**Figura 44.** Curva saturación para compactación por Proctor



**Figura 45.** Curva relación de vacíos para compactación por Proctor



Como se mencionó, el mejor método para compactar arcillas es por amasado, ya que la compactación por impacto, pierde o desarrolla algunas propiedades no favorables de los materiales finos, por esta razón se evaluó también la relación de masa unitaria – humedad por este método.

Las dosificaciones implementadas se caracterizan por que la arcilla es el material en mayor porción y la que en teoría regirá el comportamiento de las cuatro granulometrías.

Se realizó la compactación para estas dosificaciones, por medio de un molde de 70mm de diámetro y 150 mm de alto (**Figura 47**).



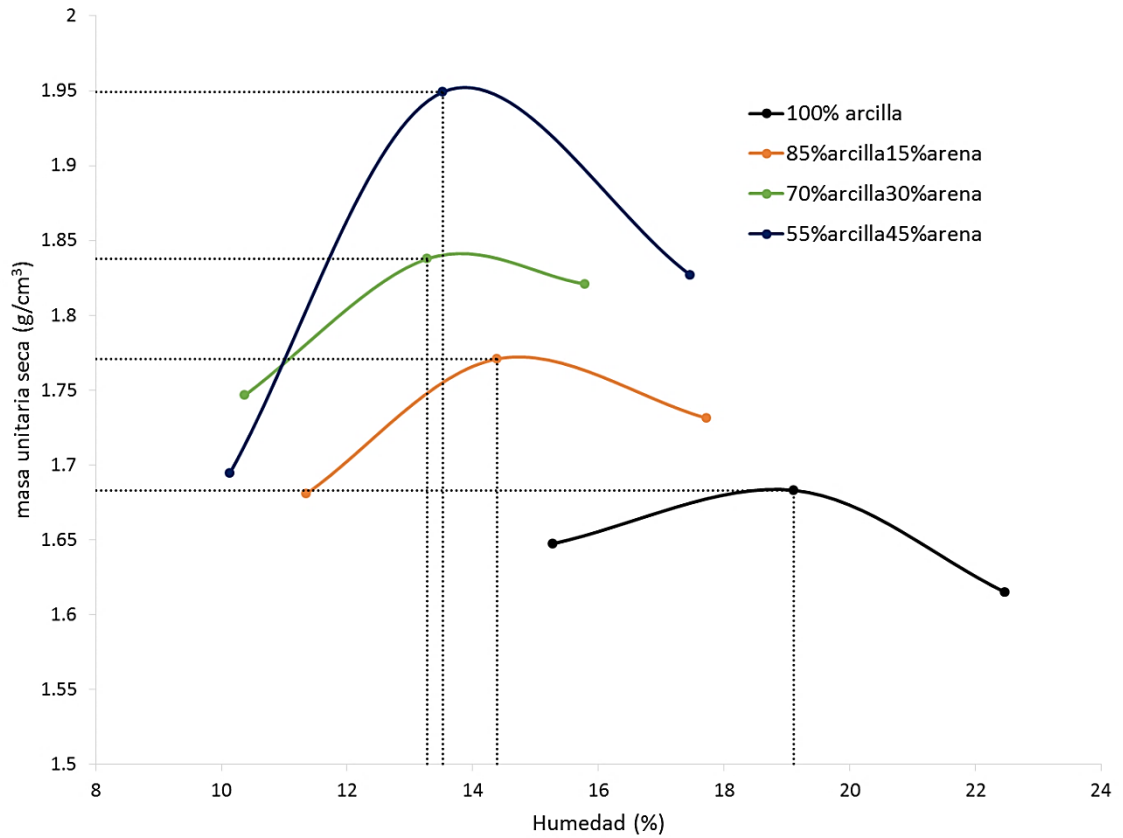
**Figura 46.** Molde de compactación

La relación de masa unitaria – contenido de agua para cada una de las dosificaciones compactadas por carga estática se muestra en la (**Tabla 15**).

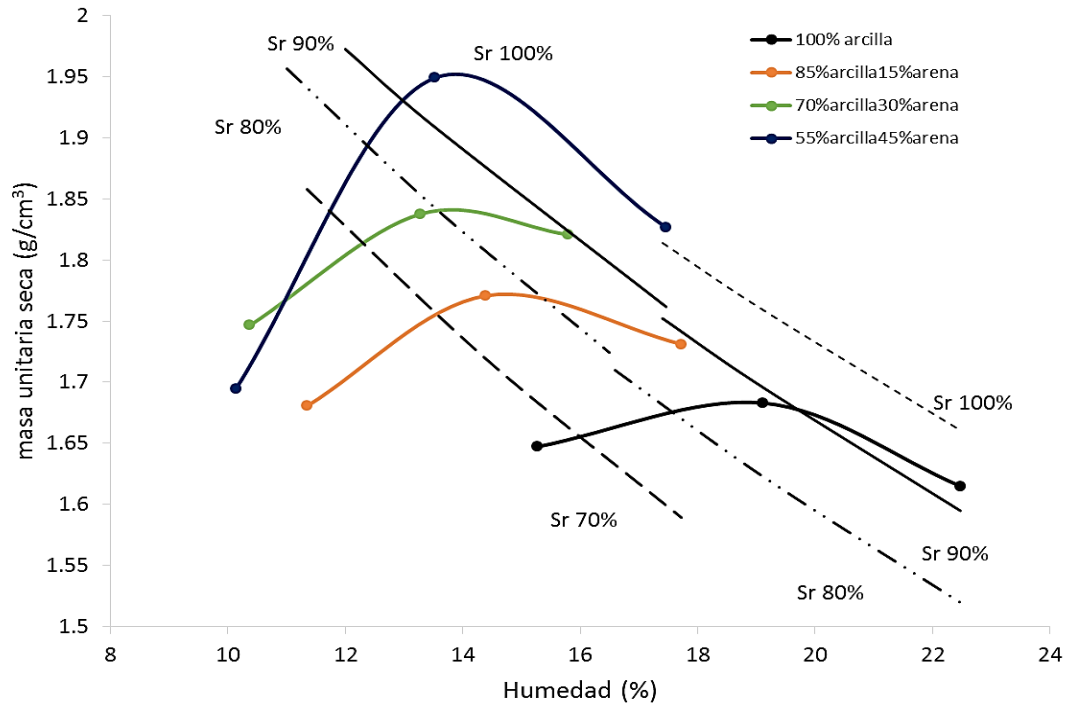
**Tabla 15.** Resultados de compactación por carga estática

Dosificación	100% arcilla	85% arcilla- 15% arena	70% arcilla- 30% arena	55% arcilla- 45% arena
Humedad ópt (%)	19.12	14.39	13.28	13.53
Masa unitaria ópt (g/cm <sup>3</sup> )	1.68	1.77	1.84	1.95

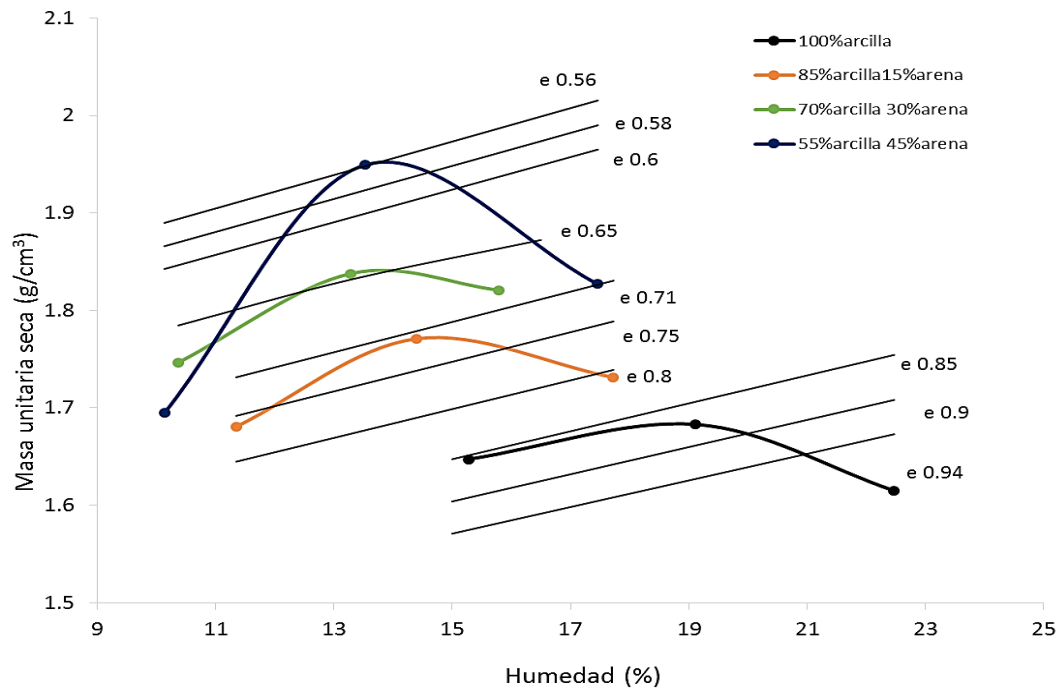
De igual forma, se revisó las curvas de saturación y relación de vacíos (**Figura 49**) (**Figura 50**) para mirar el comportamiento de las dosificaciones al ser compactadas por dicho método.



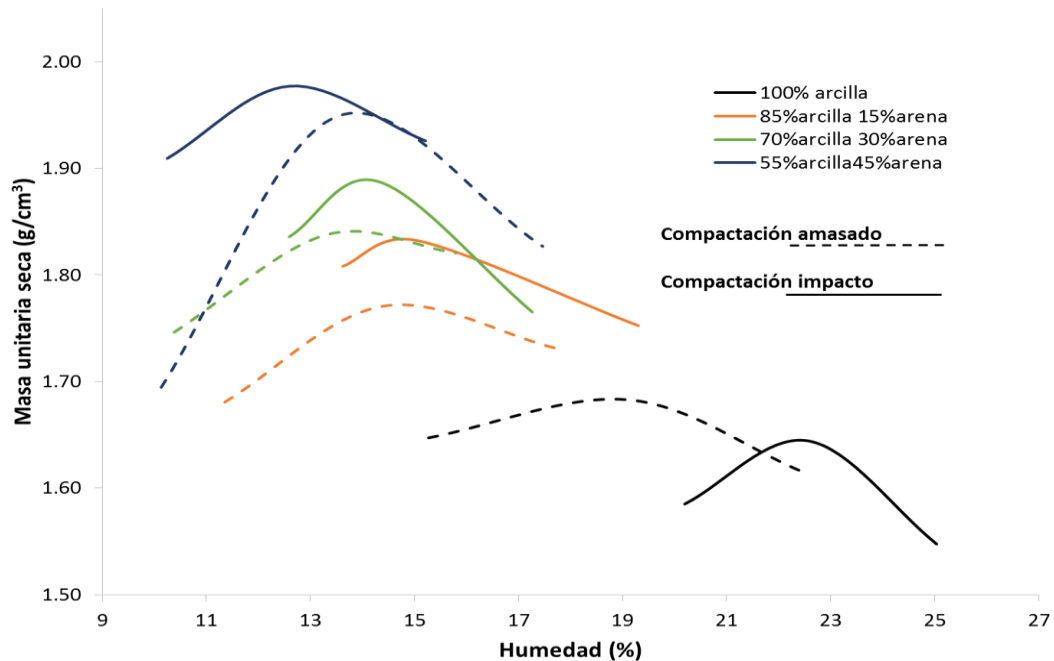
**Figura 47.** Curva humedad y masa unitaria, compactación amasado



**Figura 48.** Curva saturación para compactación por carga estática



**Figura 49.** Curva relación de vacíos para compactación por carga estática



**Figura 50.** Comparación de resultados métodos de compactación

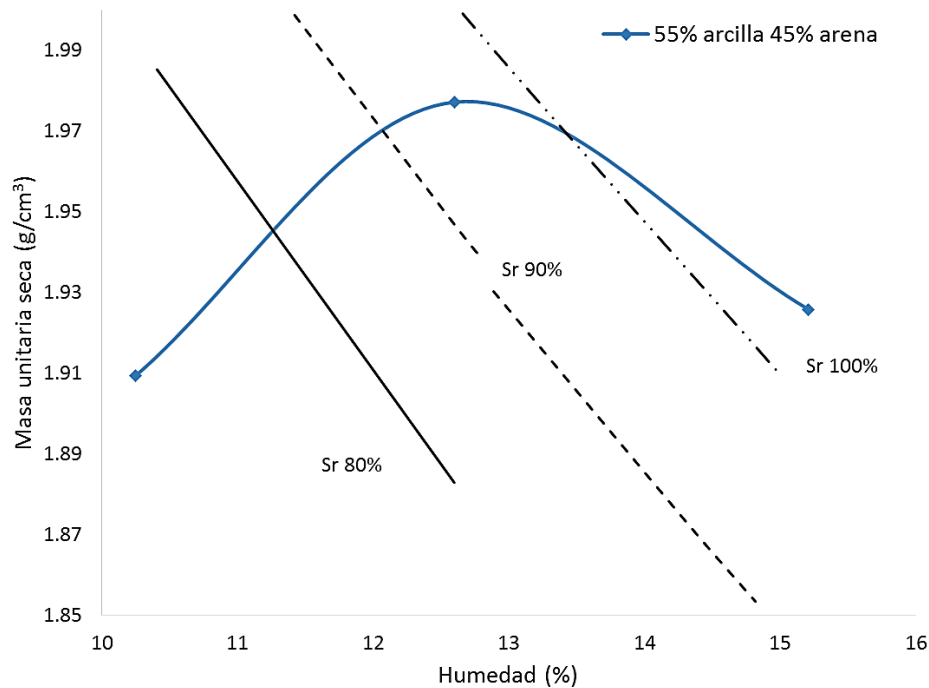
La (Figura 50) muestra las curvas de humedad y masa unitaria seca encontradas por los dos tipos de compactación en las cuatro dosificaciones.

Como era de esperarse, las masas unitarias por el método de compactación por amasado, serían menores y a su vez las dosificaciones necesitarían menos contenido de humedad para alcanzar su óptimo.

Las arcillas, generan mayor expansión, al ser compactadas por impacto, debido a que la energía de compactación genera un arreglo diferente en las partículas comparado con el arreglo floculado obtenido con el método de amasado.

De esta forma, se escogió los valores reportados de masa unitaria y humedad, obtenidas por amasado, para la fabricación de probetas para los ensayos de resistencia monotónica y dinámica. Además este procedimiento permitiría una mayor y más fácil reproducibilidad de las probetas.

Al realizar las curvas de saturación en los dos métodos, se encontró que la dosificación 55% arcilla 45% arena presenta una curva de compactación que corta la línea del 100% de saturación como se ve en la (**Figura 51**).



**Figura 51.** Curva de compactación y línea Sr 100%

El error que puede haber tanto en el procedimiento realizado en laboratorio como al momento de realizar cálculos, genera incertidumbres en los resultados obtenidos. Aunque los procedimientos se realizaron cumpliendo los procedimientos de la norma, el hecho de haber realizado una curva de compactación con solo 3 puntos y haber usado un Gs ponderado de la arena y la arcilla pudo generar este corte.

La teoría de compactación no presenta este tipo de cortes entre líneas ya que las líneas de saturación son líneas asintóticas. Generalmente, en suelos donde hay mayor fracción de finos las curvas se hacen paralelas pero nunca se cruzan.

### 3.4 Fabricación de muestras

Una vez determinadas las condiciones óptimas para cada dosificación, se elaboraron probetas que cumplieran una relación 1:2 en diámetro/altura. Las muestras fueron talladas para cumplir las dimensiones de 7cm de diámetro y 14cm de altura.

En la (**Tabla 16**) se muestra el número de probetas realizadas para los ensayos monotónicos y dinámicos.

**Tabla 16.** Número de muestras por ensayo y dosificación

Dosificación	Compresión	Corte	Módulo	Deformación
	Inconfinada	Directo	Resiliente	Permanente
100% arcilla	3	1	3	2
85% arcilla - 15% arena	3	1	3	2
70% arcilla - 30% arena	3	1	3	2
55% arcilla - 45% arena	3	1	3	2

El criterio de selección de las 3 dosificaciones que poseen arena se realizó con el objeto de poder ver la influencia del material friccionante en la matriz arcillosa. Razón por la cual, el porcentaje de influencia no supera el 50% y el porcentaje de arena es menor al de arcilla. De esta forma aunque las mezclas sean de material arcillo-arenoso, el primero será el que rija el comportamiento del suelo.

Al introducir volumen de agua en el suelo, se rompe la estructura primaria del material y se generan cambios en las propiedades internas de éste.

Las partículas de arcilla, al ser amasadas, se unen en grumos, debido a propiedades de atracción y enlaces que existen entre estas. Contrario a los que sucede al introducir minerales de cuarzo en la matriz de suelo arcilloso, pues la estructura secundaria se vuelve más suelta.

La (Figura 52) muestra a nivel micro estructural, el arreglo que presentan las partículas de arcilla después de ser amasadas y al aumento progresivo de material friccionante en las mezclas.



100% arcilla



85%arcilla 15%arena



70%arcilla 30%arena



55%arcilla 45%arena

**Figura 52.** *Influencia del material granular en el material cohesivo*

Los minerales de la arena se hacen más visibles con el aumento del mismo, por lo que las cuatro dosificaciones seleccionadas generan granulometrías representativas de diferentes suelos de subrasantes para la evaluación de propiedades dinámicas.

El procedimiento para la fabricación de las probetas, se realizó en cada una de las dosificaciones de la siguiente manera:

1. Se pesó el material de acuerdo a la dosificación correspondiente
2. Se agregó el volumen de agua y se amaso para homogeneizar el suelo
3. Se introdujo el material al molde metálico y se compacto por medio de un pistón aplicando carga a una velocidad constante
4. Se extrajo la probeta del molde con la ayuda de un gato hidráulico.

Para la evaluación de los ensayos monotónicos y cíclicos, se quiso que la masa unitaria obtenida por probeta para una dosificación no variara más de un 5%, ya que condiciones como, error en la medición, la aplicación de carga y la extracción por medio del gato hidráulico, hacían variar la masa unitaria esperada.

La literatura reporta para la compactación del material por el método de amasado, compactar en 3 capas de igual tamaño, siguiendo un procedimiento similar al establecido en Proctor. Sin embargo, los ensayos realizados mostraron que al compactar el material de esta forma, las masas unitarias secas obtenidas eran mayores (**Tabla 17**).

**Tabla 17. Comparación entre las masas unitarias secas**

Dosificación	55%arcilla-455arena		
	1	2	3
<b>No ensayo</b>			
<b>Tipo de ensayo</b>	<b>amasado 1 capa</b>	<b>amasado 3 capas</b>	<b>Proctor estándar</b>
<b>Diámetro (cm)</b>	7.01	7.01	10.16
<b>Altura (cm)</b>	14.88	14.08	11.6
<b>Peso muestra húmeda (g)</b>	1269.4	1305	2093.8
<b>Humedad obtenida (%)</b>	<b>13.5</b>	<b>13.5</b>	<b>12.6</b>
<b>Masa unitaria seca (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.95</b>	<b>2.12</b>	<b>1.98</b>



Las masas unitarias secas obtenidas por amasado en 3 capas presentaron un aumento entre el 6 y 8% respecto a la compactación realizada por el método de Proctor estándar.

De esta forma, se decidió realizar la experimentación, compactando probetas por una sola capa de material a través del método de amasado.

Finalmente para evitar efecto de la tixotropía las muestras fueron compactadas y ensayadas inmediatamente.

### 3.5 Resistencia monotónica

#### 3.5.1 Compresión Inconfinada en muestras de suelos

El procedimiento de ensayo se realizó bajo la norma INV E 152-07.

Se realizó el ensayo para cada una de las cuatro dosificaciones, aplicando carga a una velocidad constante de 0.8mm/min, hasta la falla.

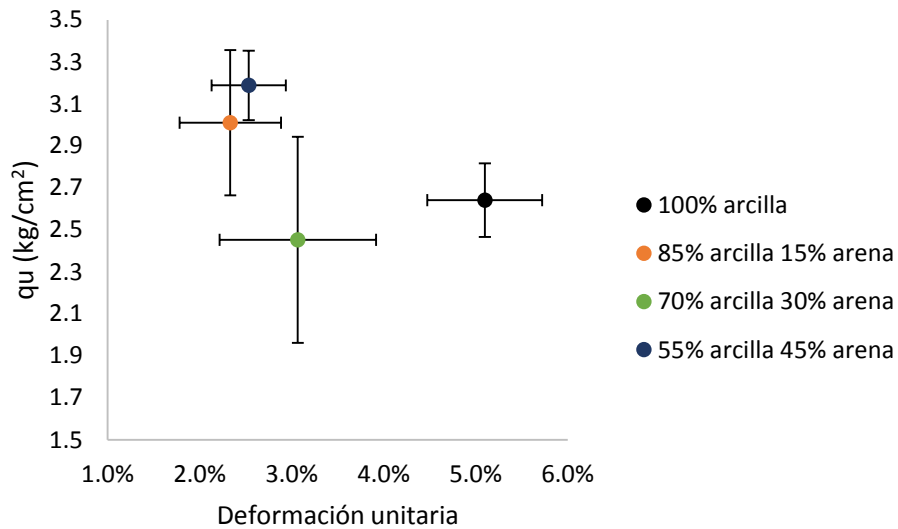
La compresión inconfinada mide la resistencia del suelo bajo condiciones no drenadas por lo que dicha resistencia está relacionada directamente con la estructura, el grado de saturación, la porosidad y la masa unitaria del suelo.

La (**Tabla 18**) muestra los resultados esfuerzo - deformación promedios obtenidos para cada dosificación de material. Debido a incertidumbres asociadas a las condiciones de ensayo, reproducción, muestreo y preparación de la muestra, en la (**Figura 53**) se encuentra la resistencia y deformación alcanzada por la probeta y el valor de error asociado al ensayo.

Los resultados de cada uno de los ensayos se muestran en los anexos 17 a 20.

**Tabla 18.** Resultados promedios para la resistencia a la compresión

muestra	qu	deformación
	kg/cm <sup>2</sup>	(%)
<b>100% arcilla</b>	2.642	5.10%
<b>85% arcilla 15% arena</b>	3.010	2.33%
<b>70% arcilla 30% arena</b>	2.453	3.07%
<b>55% arcilla 45% arena</b>	3.188	2.53%

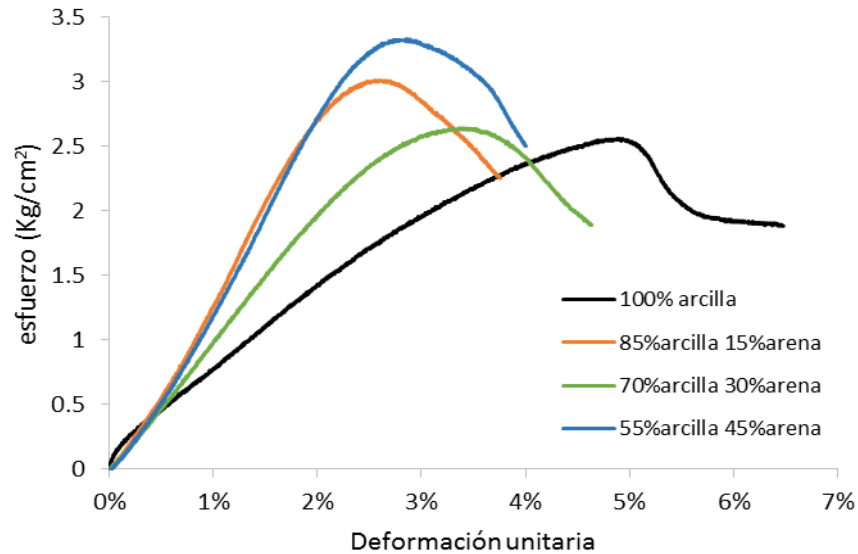


**Figura 53.** Resistencia a la compresión-deformación alcanzada

A mayor cantidad de arena en la matriz arcillosa, la porosidad de la muestra será menor, pues los vacíos serán ocupados por el material y no por el agua por lo que la masa unitaria del suelo aumentará.

El material más denso, tendrá una relación de vacíos menor y al aplicar una carga monotónica la resistencia se verá aumentada ya que la rigidez mejora en el proceso de compactación.

La resistencia de un material puede alcanzar valores de 3.2kg/cm<sup>2</sup> como en este caso lo presenta el material 55%arcilla 45%arena.



**Figura 54.** Curvas esfuerzo – deformación unitaria

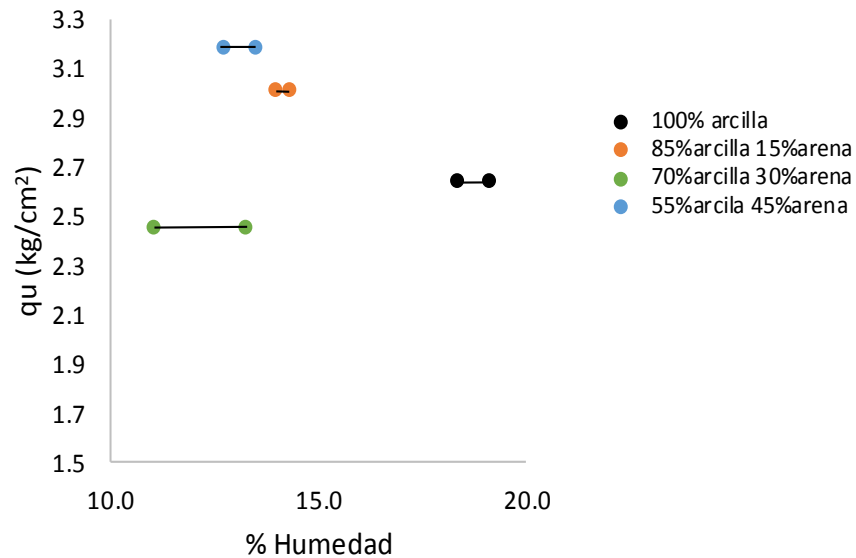
Los suelos, en particular los suelos cohesivos tienden a presentar curvas esfuerzo – deformación, en las cuales el material falla de forma frágil, dicha falla presenta deformaciones grandes comparadas con los materiales que fallan progresivamente, los cuales, por lo general son materiales sueltos. Las tres dosificaciones que presentan arena fallan de forma progresiva, haciendo que porciones de suelo fallen y los esfuerzos se trasmitan a zonas que no han fallado y así sucesivamente.

Estos tipos de curva presentada se deben a la densidad y la relación de vacíos de las probetas. Las probetas densas y sueltas fallan de manera diferente, sin embargo, la literatura reporta, que estos comportamiento convergen para cierta deformación.

La dosificación 100% arcilla, alcanza mayor deformación, debido a la plasticidad del material comparada con los otros tres suelos. La resistencia a la compresión alcanzada de 2.6 kg/cm<sup>2</sup> determina la consistencia del material como muy firme. (**Figura 54**).

En teoría, el material debería presentar mayor resistencia a la compresión, con el aumento del material friccionante, sin embargo, para la dosificación de 70%arcilla 30%arena dicha resistencia se cae y luego aumenta con la dosificación que posee 45%arena. (**Figura 55**).

Este cambio en la resistencia, pudo darse por la pérdida en el contenido de agua que tuvo la probeta durante todo el proceso de ensayo. Esta dosificación presento una humedad final de 11%, variando su condición antes y después del ensayo en un 15% y por lo general las condiciones de humedad de las probetas varían entre 3 -4%.



**Figura 55.** Variación de  $q_u$  y humedad de las probetas

Este cambio significativo de humedad que se produjo en la dosificación 70%arcilla 30%arena podría estar relacionado a efectos tixotrópicos y a la sensibilidad de las muestras al ser remoldeada. El hecho de extraer las probetas con el gato hidráulico generar fricción afectando las condiciones óptimas. Podría suceder que para esta cantidad de material friccionante estas 2 propiedades afecten considerablemente y se de esa pérdida de agua.

La falla en cada una de las muestras, generó deformaciones plásticas y grietas tipo cortante. (**Figura 56**).



**Figura 56.** Forma de falla presentada en suelos cohesivos

Determinar la resistencia a la compresión en suelos de subrasante permitirá realizar aproximaciones del comportamiento del material bajo carga continua. Obtener resultados de resistencia en las probetas, ayuda a establecer la estabilidad en una estructura multicapa.

### 3.5.2 Determinación de la resistencia al corte

El método de corte directo consolidado-drenado (CD) INVE 154-07, se utilizó para determinar la resistencia al corte en las cuatro granulometrías.

La resistencia al corte, está determinada por la distancia interna entre las partículas, así como de la estructura y valores de saturación en el material. La saturación de las muestras permite una condición constante para la evaluación de la consolidación y corte directo. En las pruebas tipo Consolidado-Drenado, la compresibilidad de la muestra, aumenta con el contenido de agua de la compactación, lo que hace que el espaciamiento entre partículas disminuya, haciendo así que la resistencia a la falla aumente con el contenido de agua (Rodríguez & Castillo, 2001).

**Tabla 19.** Resultados de resistencia al corte

Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	100% arcilla	85%arcilla 15%arena	70%arcilla 30%arena	55%arcilla 45%arena
	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0.44	0.93	1.1	1.41
1.5	0.96	0.98	1.28	1.65
2	1.27	1.09	1.37	2.19

La (Tabla 19) muestra los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia al corte, al aplicar al suelo esfuerzos normales de 1, 1.5 y 2 kg/cm<sup>2</sup>.

Las altas resistencias drenadas del material 55%arcilla 45%arena, representa la estabilidad que éste puede tener en condiciones in situ. La prueba se realizó en condición saturada, debido a que, generalmente, el nivel freático se encuentra a nivel de la subrasante, por lo que el suelo presenta esfuerzos totales mayores, que otros materiales de las demás capas estructurales. Evaluar la resistencia, determina la carga que el suelo puede resistir en comparación con la que se impone sobre todo para los suelos de cimentación.

La resistencia del material, también relaciona propiedades intrínsecas como la cohesión y el ángulo de fricción. Estos, dependen del tipo y tamaño de grano, distribución de las partículas en el material cementante y la masa unitaria del suelo (Bilz, 1995). Sin embargo, los resultados obtenidos en el ensayo varían considerablemente dependiendo de la velocidad y carga aplicada.

Para las cuatros granulometrías a evaluar en la investigación, se encontró el valor de la cohesión y ángulo de fricción (Tabla 20) (Figura 57).

**Tabla 20.** Parámetros de cohesión y ángulo de fricción

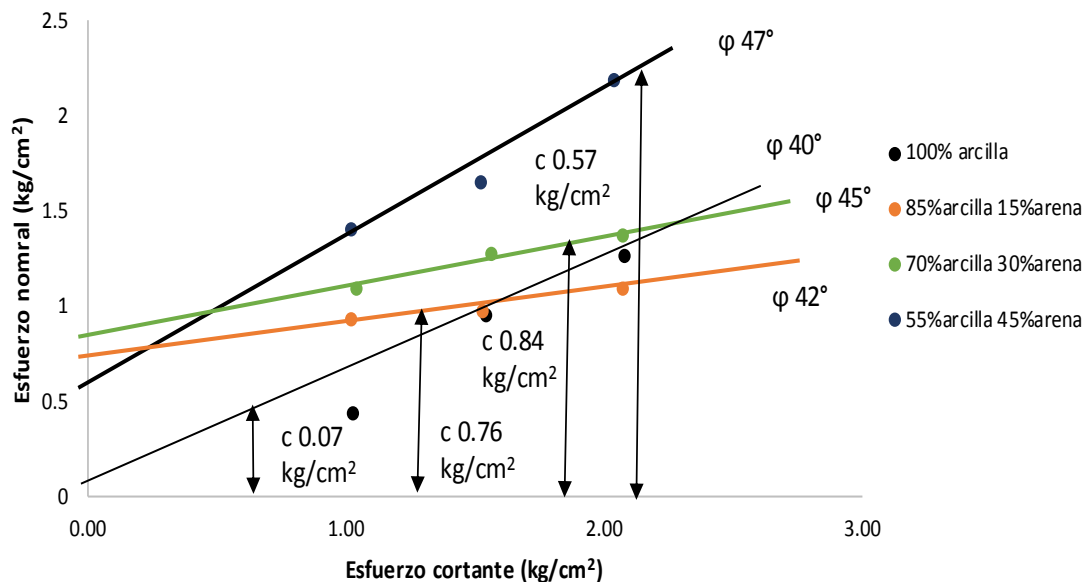
muestra	Cohesión	ang fricción
	kg/cm <sup>2</sup>	grados
100% arcilla	0.075	40
85%arcilla 15%arena	0.76	42
70%arcilla 30%arena	0.84	45
55%arcilla 45%arena	0.57	47

Valores reportados en la literatura, (Terzaghi, 1973), referencia la cohesión presentada en el material arcilloso de  $0.3 \text{ kg/cm}^2$  a  $0.8 \text{ kg/cm}^2$ . Los valores de cohesión, presentadas en la arcilla ensayada son bajos, tendiendo a cero, debido a la consolidación realizada.

La presencia de agua que generó la saturación del material, hace que las partículas arcillosas pierdan sus enlaces estructurales, generando menor cohesión. El contenido de agua en la arcilla, genera aumento en la presión intersticial que a la aplicación del esfuerzo normal, se va disipando al consolidar el material. Los grandes esfuerzos hidrostáticos presentados para estas condiciones en la arcilla, reduce los esfuerzos, por lo que la cohesión y el ángulo de rozamiento se ven afectados.

Como es de esperarse, la presencia de material granular generará mayor rozamiento debido a sus grandes superficie de contacto y trabazón característico de dicho suelo.

Cambios en la masa unitaria del material y el aflojamiento de sus partículas, es generado por el cambio volumétrico que sufre el material al aplicar esfuerzo tangencial.



**Figura 57.** Esfuerzo normal vs. Esfuerzo cortante

Los cambios de volumen en materiales granulares, generan materiales más sueltos en su estructura, sin embargo, el cambio de densidad del material no afecta su cohesión máxima.

El suelo con mayor fracción gruesa, se comportan de manera similar al material cohesivo, pues el esfuerzo cortante máximo se produce para grandes deformaciones de la muestra.



**Figura 58.** *Falla en ensayos de corte directo*

### 3.6 Resistencia dinámica

#### 3.6.1 Módulo resiliente

La evaluación del MR se realizó bajo la norma INV 156-07. En el procedimiento descrito para materiales cohesivos se requiere la homogenización del suelo 24 horas para probetas que son compactadas.

Se determinaron los valores de MR en la muestra, a los 2000 ciclos para los diferentes esfuerzos desviadores y esfuerzos de confinamiento. Los primeros 500 ciclos se realizaron con un esfuerzo de confinamiento alto y un esfuerzos desviador medio, con el fin de la acomodación del material a las condiciones de ensayo y para atacar el efecto tixotrópico del material cohesivo.



Los resultados obtenidos en cada una de las probetas ensayadas para las cuatro dosificaciones se encuentran en los anexos 25 a 36.

Se realizó la evaluación de tres probetas por dosificación con el fin de obtener un rango más representativo y ajustado del MR. Además para poder evitar incertidumbres respecto al procedimiento de ensayo realizado.

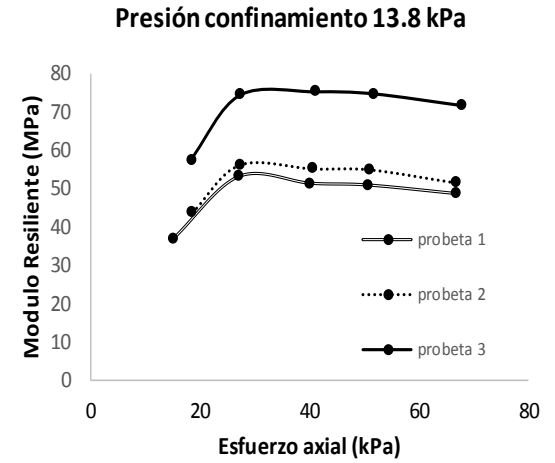
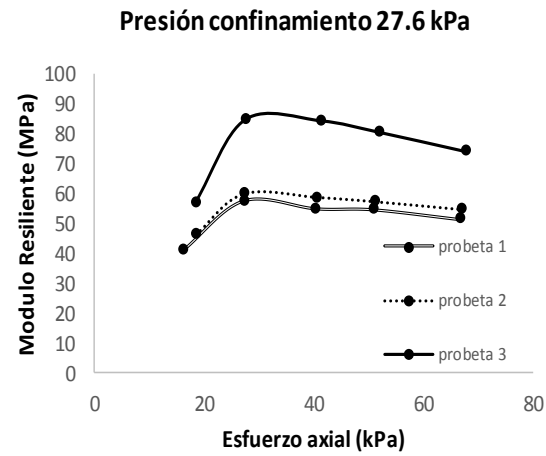
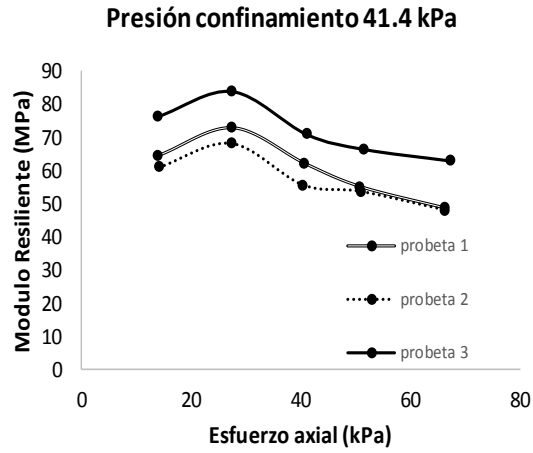
El MR evaluado para una probeta de material 100% arcilla varió entre 84MPa y 74Mpa. Sin embargo para otra probeta del mismo material, compactada y fallada en las mismas condiciones el MR vario de 73MPa a 53MPa.

La variación del módulo obtenido por probeta para una misma dosificación vario entre un rango del 10 al 30%.

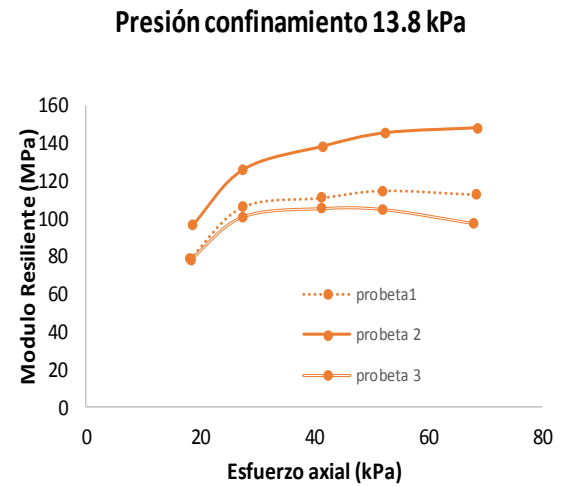
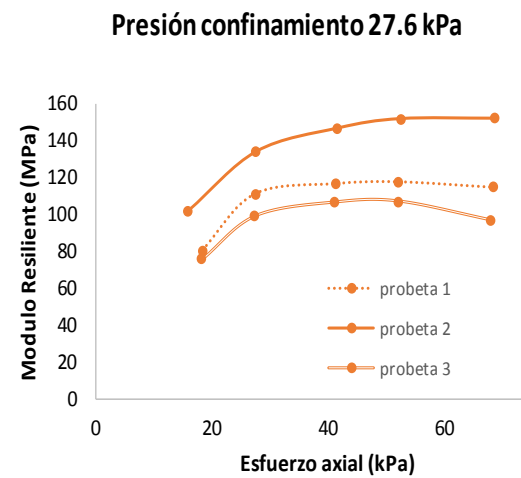
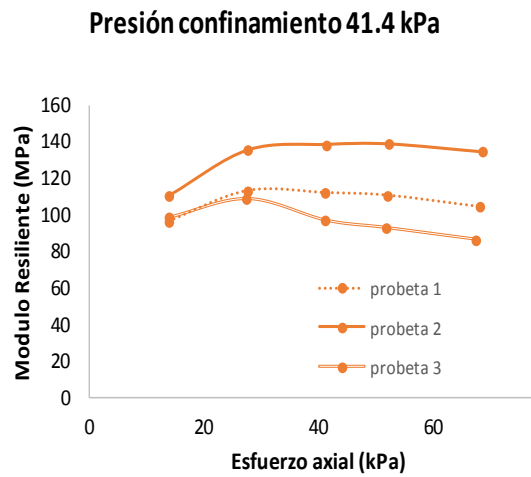
En la (**Figura 59**) se puede evidenciar como el esfuerzo de confinamiento y el esfuerzo desviador, ejercen influencia en el módulo, ya que, al aumento en el esfuerzo desviador disminuye el MR, sin embargo, éste disminuye proporcional al cambio de presión de confinamiento. Variación que no sucede cuando el suelo ya presenta contenido de material granular.

Con el aumento de los estados de esfuerzos aplicados al material granular, el módulo tiende a aumentar, como sucede en la dosificación 85%arcilla 15%arena. Esta granulometría presenta MR que varían entre 135 – 147MPa. Para las dos probetas adicionales del mismo suelo, la magnitud del módulo varió un 30%, sin embargo la tendencia anterior no deja de presentarse.

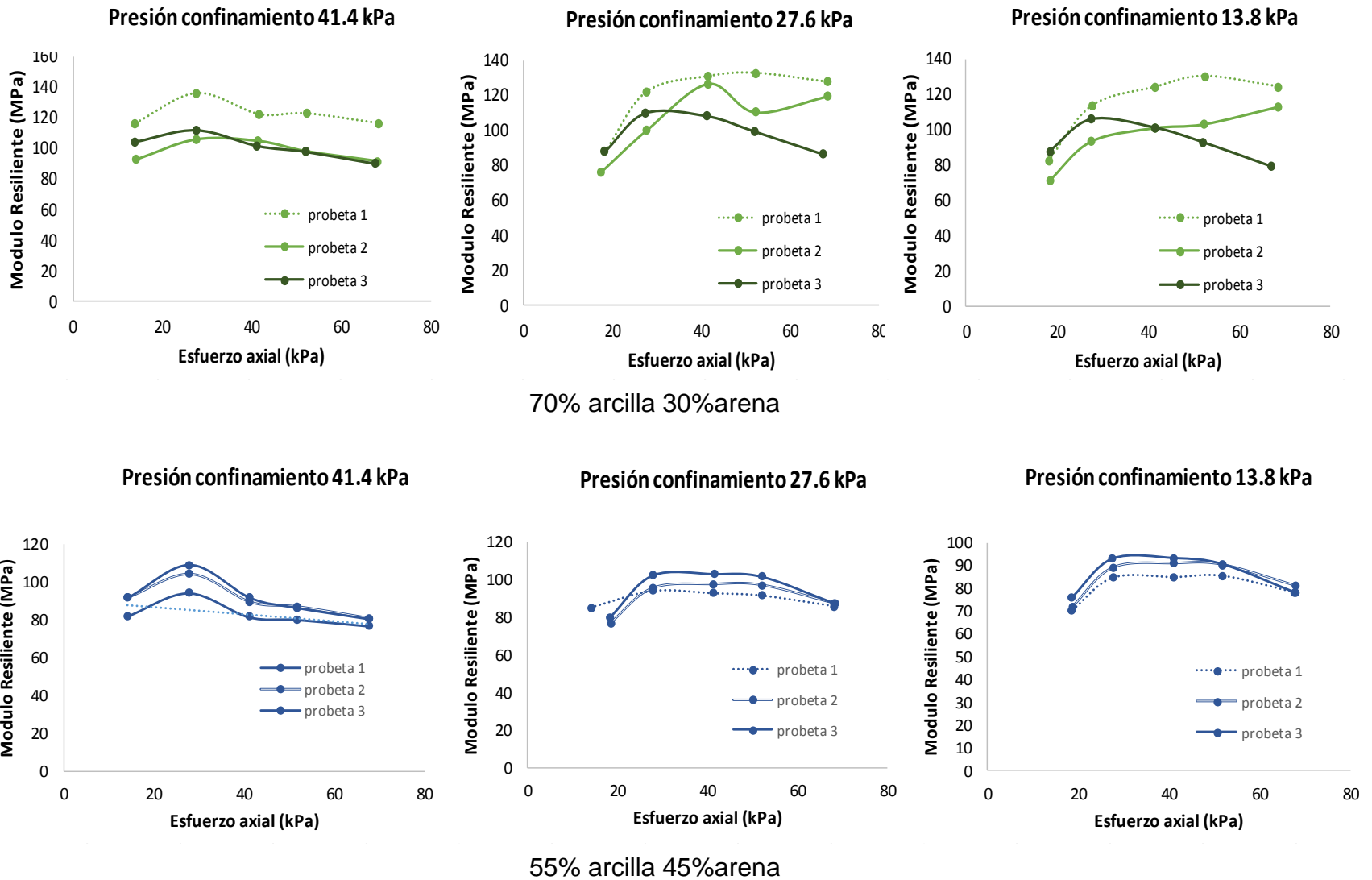
Como es de esperarse, el incremento de material granular en la matriz arcillosa, aumenta la masa unitaria seca del suelo y por lo tanto su rigidez. Así, las dosificaciones de 30% y 45% de arena se esperarían aumento en su MR, sin embargo no es un comportamiento que se evidencio.



100% arcilla



85% arcilla 15%arena



**Figura 59.** Evolución del MR con la presión de confinamiento

La evaluación de los módulos resilientes en las cuatro granulometrías dio como resultados valores de 116 a 124 MPa para 70%arcilla- 30%arena y valores menores de 91 a 78MPa para el material con el mayor contenido de arena, 55%arcilla 45%arena.

El suelo con mayor contenido de arena no sigue la tendencia que reporta la literatura para materiales granulares ya que se observa como el módulo disminuye proporcionalmente con los estados de esfuerzo del material.

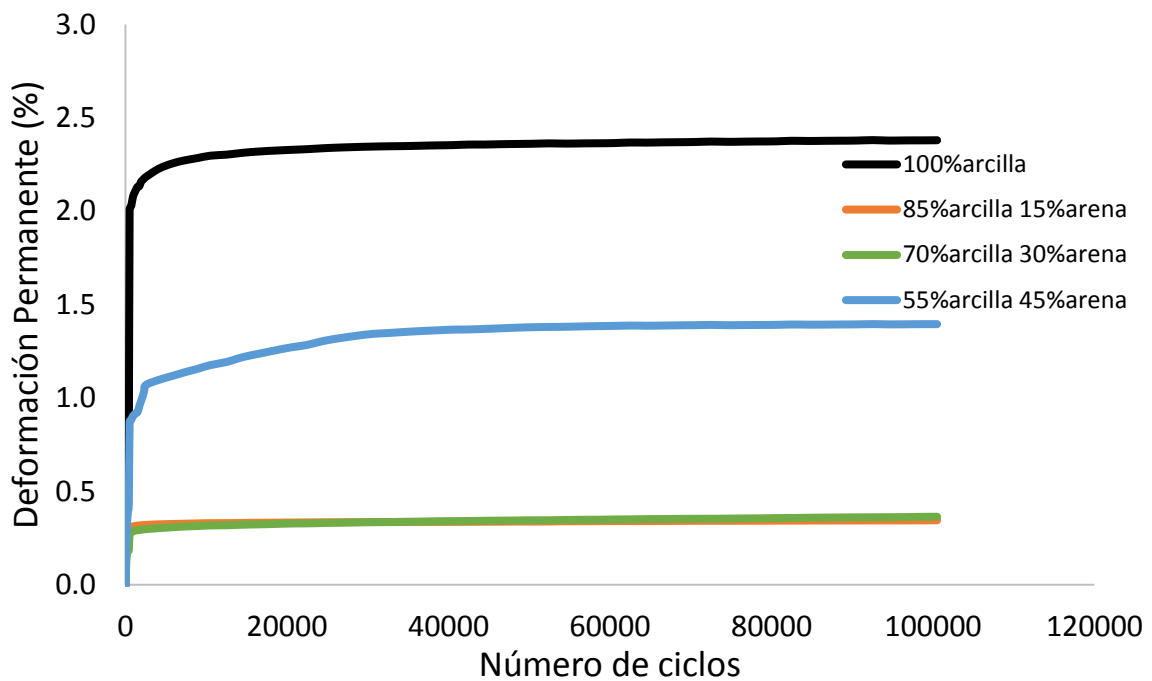
Finalmente, 55% arcilla y 45% arena presenta un comportamiento similar al mostrado por el material sin contenido de fracción gruesa, incluso dando valores de módulos muy cercanos.

### 3.6.2 Deformación permanente

La deformación permanente presentada en las dosificaciones se evaluó hasta los 100500 ciclos de carga. 500 ciclos al inicio del ensayo fueron de acomodamiento. Se utilizó dicho número de ciclos, ya que las carreteras colombianas presentan bajos volúmenes de tránsito, es decir, baja carga vehicular que se puede representar con este valor de ciclos.

Para los dos ensayos realizados por dosificaciones se mantuvo la condición homogénea en las muestras, por lo que el suelo a compactar se mezcló 24 horas antes, igual como se hizo en el ensayo dinámico de evaluación de módulo resiliente.

Para este ensayo, se implementó el uso de dos deformímetros longitudinales para la medición de la deformación axial. Esto, con el fin, de poder disminuir errores e incertidumbres en la medición y el registro de la deformación permanente por parte del equipo triaxial. Se evaluó con dicho equipo para asegurar la respuesta del material ya que esta característica dinámica no tiene un ensayo implementado.



**Figura 60.** Evolución de la deformación permanente en los suelos

La (Figura 60) muestra la evolución de la deformación permanente para los 4 suelos de estudio al incremento de los ciclos de carga.

El valor presentado de deformación permanente en las granulometrías se muestra en la (Tabla 21).

**Tabla 21.** Valores de deformación permanente

Dosificación	Deformación permanente (%)
100% arcilla	2.38
85%arcilla 15%arena	0.34
70%arcilla 30%arena	0.36
55%arcilla 45%arena	1.39

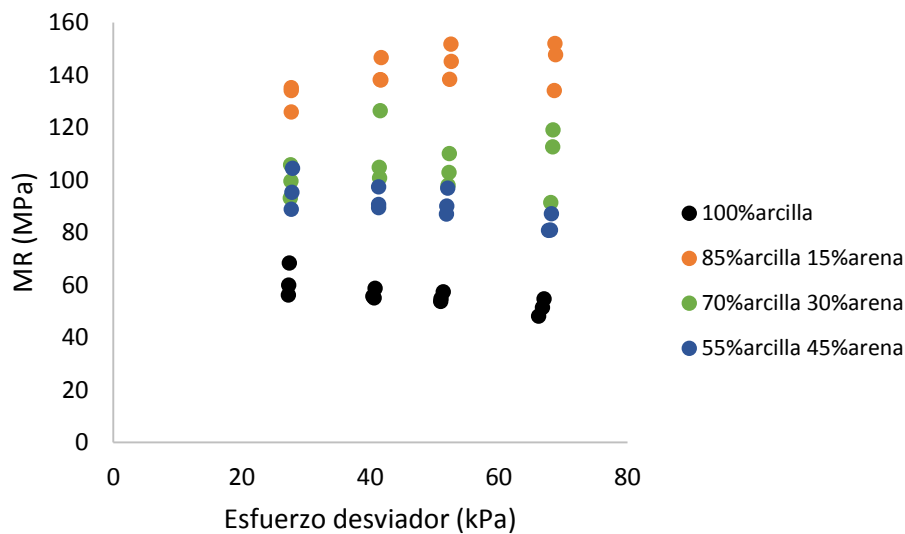
La deformación permanente independientemente de la granulometría ensayada, muestra una tendencia a estabilizarse a los 2000 ciclos de carga. La respuesta resiliente del material tiende a disminuir con el paso de los ciclos, para los cuales la deformación permanente se vuelve pequeña y estable.

Se hace notable una relación entre la rigidez de las cuatro granulometrías y la deformación presentada, ya que a mayor rigidez, el material tuvo menor deformación plástica, tal y como se evidencia para los dosificaciones 100% arcilla y 55%arcilla 45%arena.

## 4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 Módulo resiliente en suelos de subrasante

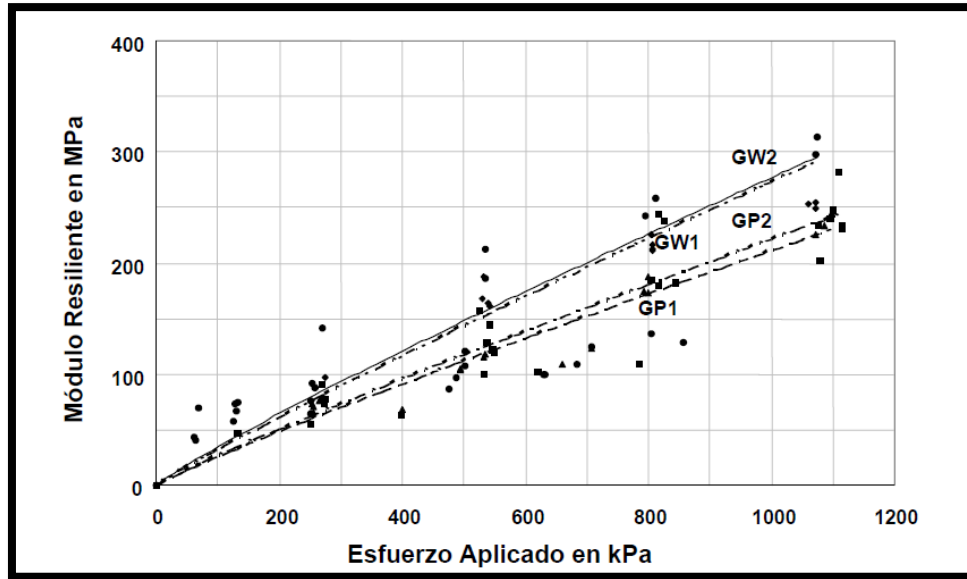
Se presenta el comportamiento resiliente promedio de las tres probetas para cada una de las cuatro dosificaciones. (**Figura 61**).



**Figura 61.** Módulo resiliente vs. Esfuerzo desviador

El suelo cohesivo estudiado presenta un comportamiento decreciente con el esfuerzo desviador. comportamiento ampliamente estudiado y reportado en la literatura por autores como (Brown, 1996) (Monismith et al., 1975).

Los materiales granulares, incrementan el MR conforme la magnitud del esfuerzo aumente. Investigaciones realizadas por (Garnica Anguas et al., 2002) para cuatro granulometrías de material grueso bien y mal gradadas ratifican el comportamiento resiliente obtenido en los materiales.



**Figura 62.** Evolución del MR en materiales granulares  
(Garnica Anguas et al., 2002)

Las granulometrías pobremente gradadas presentan menor valor de módulo. Por lo que en suelos friccionante el módulo se ve afectado por este parámetro físico.

Los valores de MR obtenidos para las diferentes dosificaciones se pueden atribuir al efecto que tienen los esfuerzos y el tipo de grano que conforme el material, ya que las probetas fueron ensayadas para condiciones de humedad, saturación y masa unitaria óptima. Además se puede evidenciar que las dosificaciones con 15% y 30% de arena presentan mayores módulos debido a la granulometría que tiene dicha mezcla de suelo. Un valor de MR varía más en una matriz granular de suelos con poco contenido de material fino.

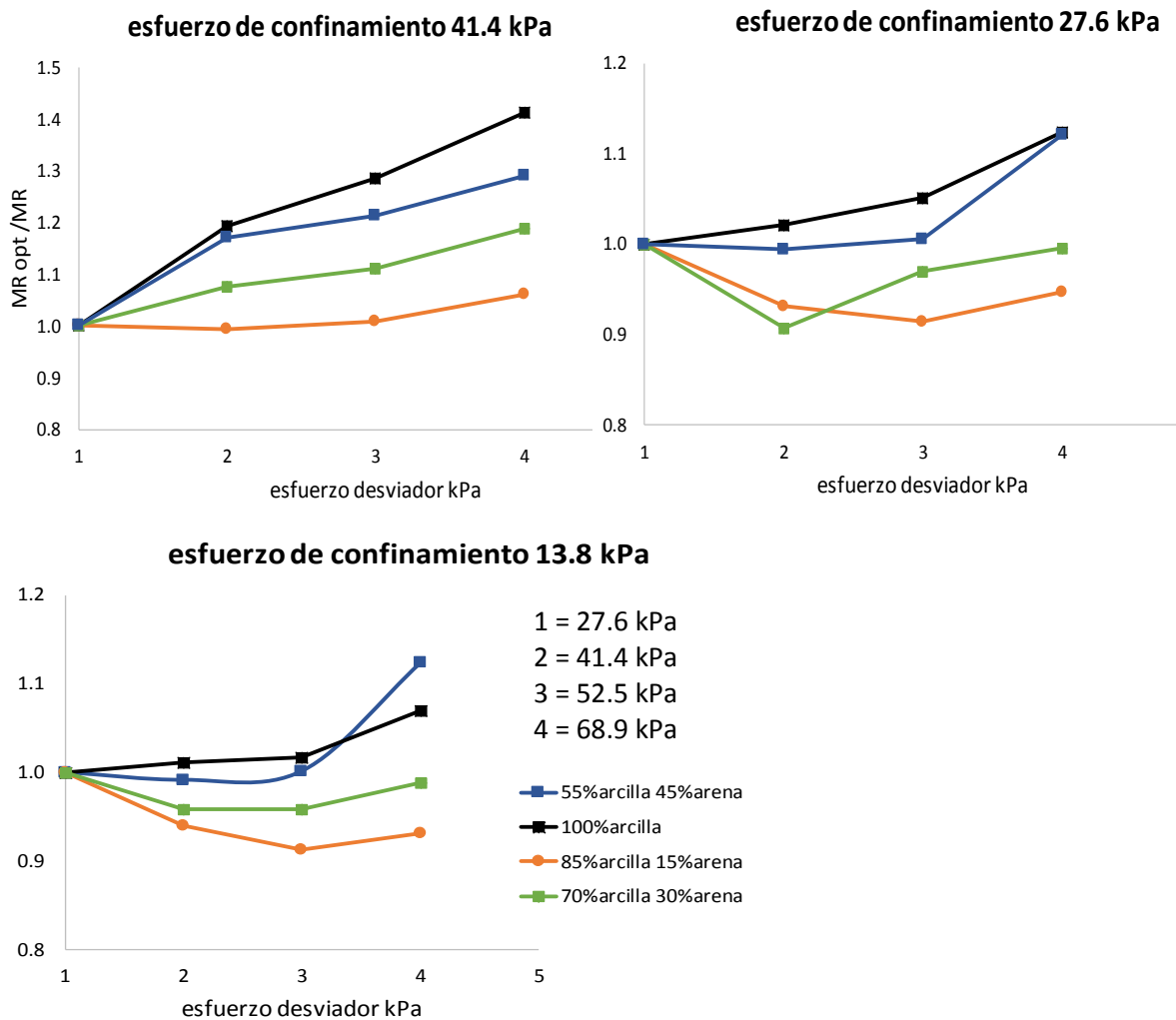
Hasta un aumento del 30% de arena el material presenta comportamientos típicos, y al aumentar este porcentaje a 45% el suelo presenta un comportamiento híbrido, pues para esfuerzos desviadores pequeños aumenta y luego cae.

El MR presenta diferente comportamiento dependiendo de los esfuerzos de confinamiento y de los esfuerzos cíclicos. La tendencia que se presenta en las cuatro dosificaciones se observa mejor en la (Figura 63).

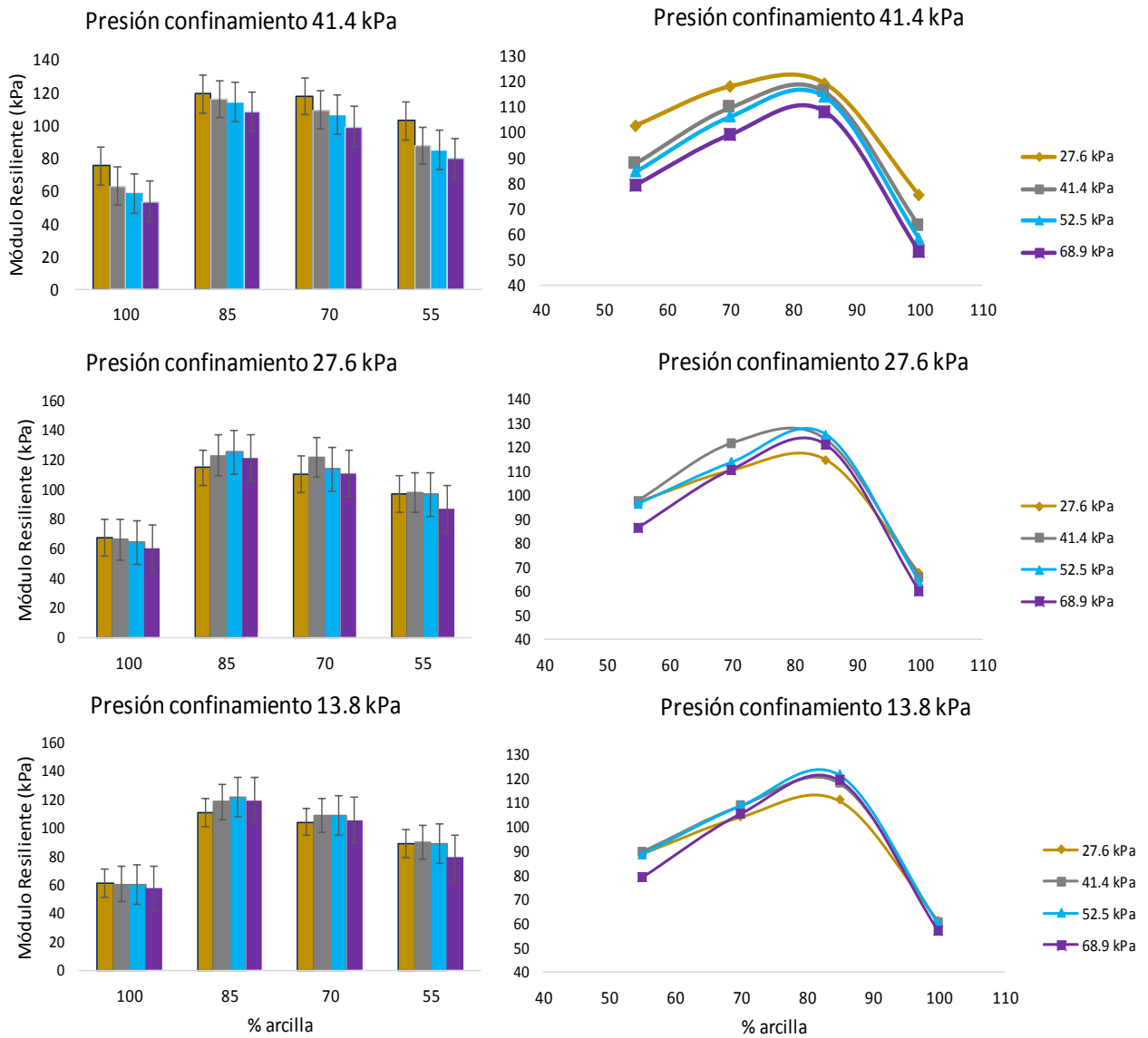


El módulo normalizado con el valor de MR para el primer estado de esfuerzo en cada uno de los 3 esfuerzos de confinamiento deja ver la variación del parámetro dinámico. Si al normalizar el módulo, éste, es menor a la unidad, significa que el valor de MR aumento. Comportamiento identificado para dos granulometrías (85%arcilla 15%arena y 70%arcilla 30%arena).

La dosificación 55%arcilla 45%arena sigue una tendencia de disminución clara al disminuir los esfuerzos de confinamiento mientras, 85%arcilla y 15%arena es el suelo que mejor comportamiento muestra, pues tanto sus resistencias como características dinámicas evaluadas han sido las más altas respecto a las demás granulometrías.



**Figura 63.** MR normalizado vs esfuerzo desviador



**Figura 64.** Influencia de la granulometría en el MR

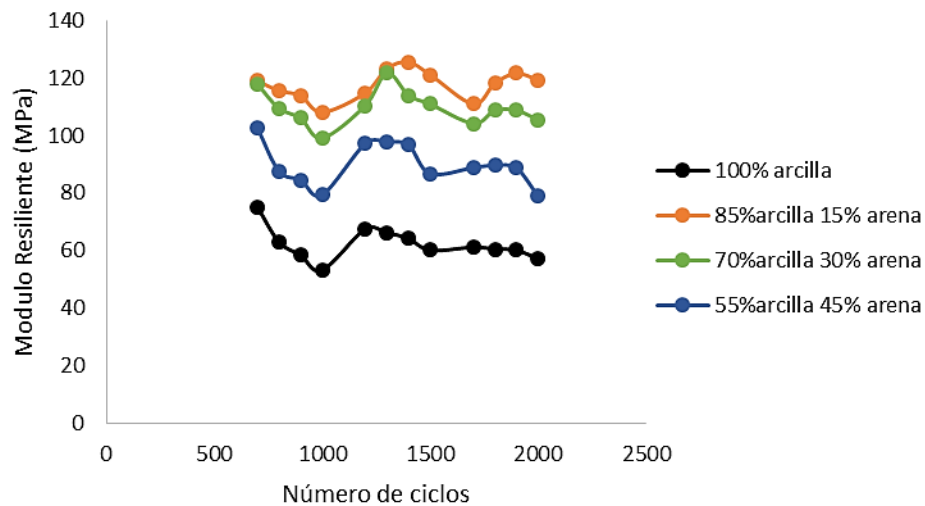
Para un primer esfuerzo de confinamiento, los módulos obtenidos son mayores a la unidad lo que en realidad representa una disminución en el valor de MR. Al cambio del esfuerzo de confinamiento las granulometrías empiezan a presentar tendencias, pues, 100% y 55%arcilla 45%arena tienen valores de módulos muy cercanos, lo que de igual forma sucede con las otras dos granulometrías.

Aunque los materiales granulares presentan mejores propiedades ante respuestas de cargas cíclicas, no necesariamente el aumento de material friccionante en la matriz de suelos responderá de esta manera.

El suelo tendrá una mayor rigidez cuando en una matriz arcillosa, el porcentaje de material friccionante es el 15%. Es decir, el suelo con una granulometría bien gradada tiene mejor comportamiento dinámico. En la (**Figura 64**) la dosificación de 85%arcilla y 15%arena es la que presenta mayor valor de MR con el incremento de arena.

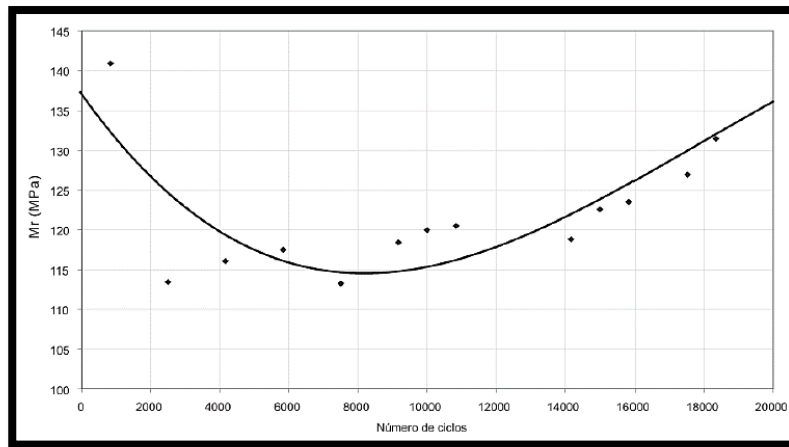
Una subrasante conformada por material cohesivo y una relación del 15% de suelo granular, presenta mejores comportamientos ya que resiste mayores cargas vehiculares generando menores deformaciones elásticas y plásticas.

Se realizar curvas que asemejan curvas de compactación para representar el contenido de arcilla óptimo en las granulometrías planteadas en el proyecto. El incremento del material granular, al contrario de lo esperado, disminuye su comportamiento resiliente después del 15% de arena, sin embargo la fracción granular aumenta el módulo un 40% en comparación con los módulos presentado por el material 100% arcilla.



**Figura 65.** Variación del MR para 2000 ciclos de carga

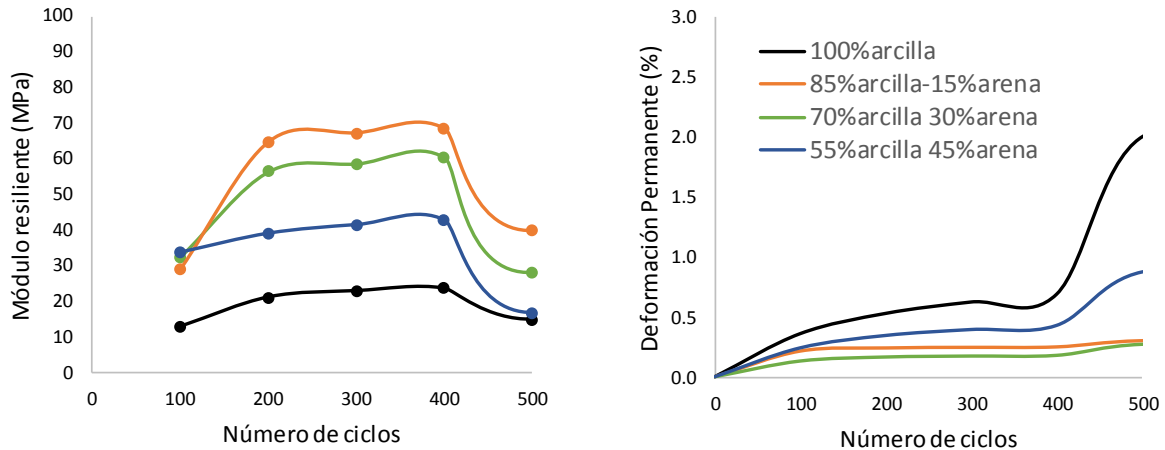
La (**Figura 65**) muestra la evolución al paso de ciclos de cargas para los cuales fue ensayado los diferentes materiales. En los cambios de esfuerzos de confinamiento hay caídas pronunciadas de MR, debido a la gran deformación resiliente que le genera este estado de esfuerzo al material. Muestras de limo, evaluadas por (Vidal Valencia & Osorio Mora, 2006) evidencian también los efectos que produce el esfuerzo de confinamiento sobre el MR. Es decir cambios de pendiente que se producen a los 1000 y 1500 ciclos de carga (**Figura 66**).



**Figura 66.** Comportamiento típico de MR con el esfuerzo de confinamiento  
(Vidal Valencia & Osorio Mora, 2006)

#### 4.2 Deformación permanente en suelos de subrasante

Los resultados obtenidos en el ensayo de deformación permanente permitieron identificar 3 fases de comportamiento para los cuatro materiales ensayados. La primera fase sucede del inicio del ensayo a los 500 ciclos de carga. La (**Figura 67**) muestra el comportamiento del material, tanto para el MR como la deformación permanente.

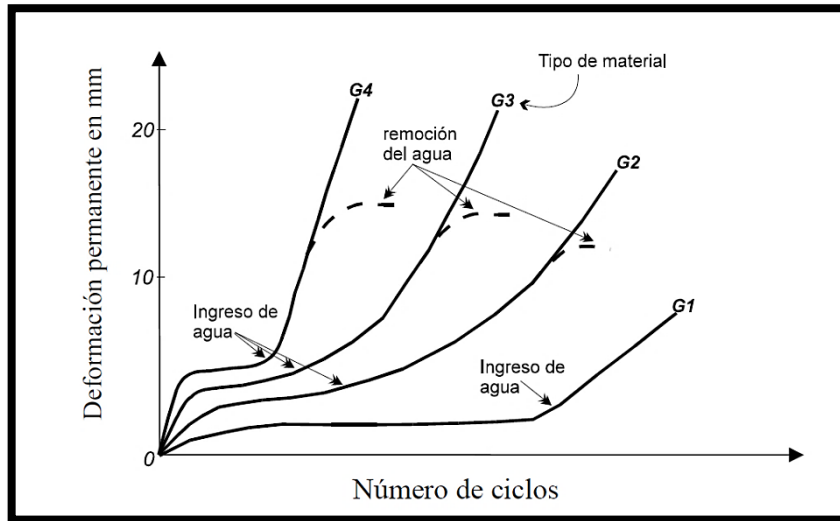


**Figura 67.** MR y deformación permanente hasta 500 ciclos

Para un número de ciclos de carga las deformaciones y los MR se hacen muy pequeños. La magnitud de la deformación permanente registrada por un material es proporcional al estado de esfuerzos aplicados. Cuando el esfuerzo desviador es muy alto, el material puede llegar a la falla, debido a que el esfuerzo tiene valor cercano al esfuerzo de falla monotónica. Un esfuerzo de confinamiento alto, produce deformaciones permanentes en el tiempo, sin embargo este no permite que el material alcance una fase de equilibrio.

En materiales granulares, (Weikmeister, 2003) observo la tendencia del material a la aplicación de un esfuerzo desviador. Sin embargo, los resultados muestran que este efecto es más pronunciado en el material 55%arcilla 45%arena y el material sin fracción gruesa, 100% arcilla.

Dicho comportamiento también se encuentran asociados al contenido de agua de la muestra. De acuerdo a investigaciones realizadas por el autor (S. F. Brown, 1996) las condiciones de agua presentes y las condiciones de drenaje influyen en el comportamiento mostrado (**Figura 68**).



**Figura 68.** Influencia del agua en la deformación permanente.

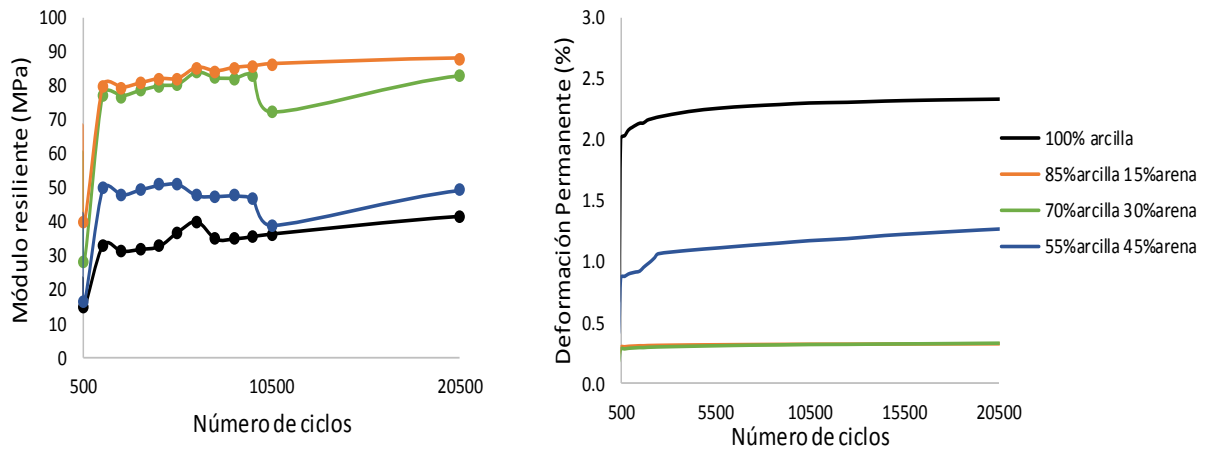
(S. F. Brown, 1996)

Permitir el ingreso de agua gradual a la muestra sin condiciones de drenaje aumenta las deformaciones permanentes, efecto más notable cuando la cantidad de finos en el material es mayor (Rondón Quintana & Vargas, 2008).

Para varios autores, existen contenidos de agua óptimos que permiten elevar las deformaciones permanentes ya que se produce una disminución en los esfuerzos efectivos del material. La remoción de agua en la muestra permite al material su condición de estabilidad.

Para las cuatro granulometrías ensayadas, el aumento en las deformaciones permanentes y los MR pudo deberse a un acomodamiento de partículas de agua que se produjo durante el ensayo. Las condiciones de saturación y el esfuerzo cíclico aplicado densifican el material causando este acomodamiento.

Durante una segunda fase (**Figura 69**) las deformaciones y MR se ven nuevamente afectados. El MR se hace menor para cierto número de ciclos de carga donde la deformación permanente del material ya empieza a estabilizarse.



**Figura 69.** MR y deformación de 500 a 20500 ciclos

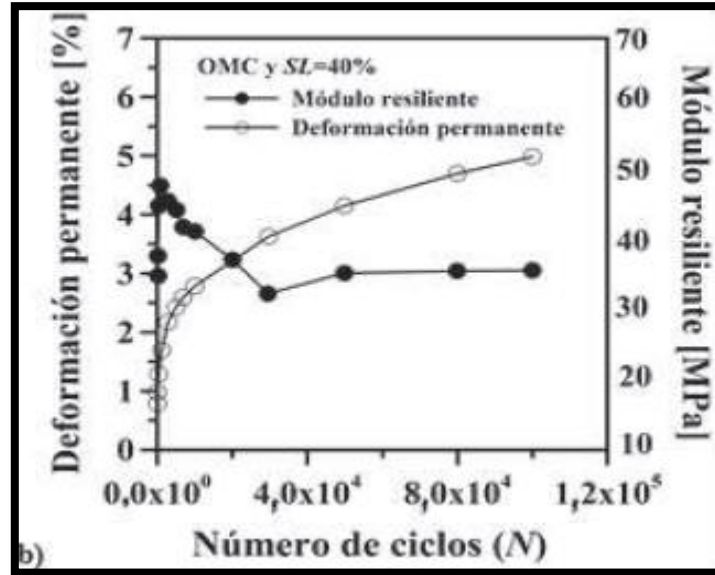
Factores como cambios en el contenido volumétrico de agua y en las presiones hidrostáticas generadas en la muestra generan este comportamiento. Un incremento en el contenido de agua aumenta la deformación permanente presentada, sin embargo el módulo cae con el aumento de la deformación.

(Yang et al., 2008), menciona fenómenos de endurecimiento por deformación asociados al comportamiento del módulo. A ciclos de carga pequeños el MR incrementa hasta un valor constante donde se presenta dicho fenómeno. Comportamiento que se presenta en las granulometrías evaluadas. A la continua aplicación de esfuerzos, el modulo disminuye experimentando comportamientos conocidos como ablandamiento.

La deformación por endurecimiento que se puede presentar en los suelos cohesivos, genera de forma posterior una reducción del módulo a la aplicación del esfuerzo.

En el estudio realizado por el mismo autor, se evaluaron los parámetros dinámicos a muestras arcillosas, encontrando también, que el aumento en la deformación permanente también se encuentra ligada al contenido de agua.

En la (Figura 70) se muestra el comportamiento del material, en el cual se evidencian procesos de ablandamiento y posteriormente endurecimiento en el módulo resiliente para un material arcilloso.

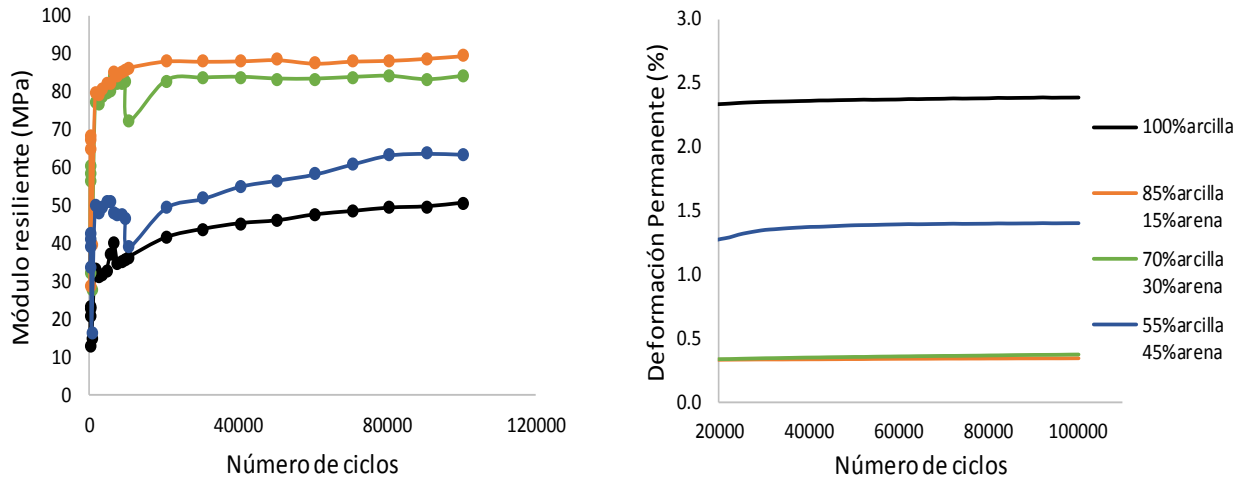


**Figura 70.** Comportamiento del MR por efecto del endurecimiento  
(Rondon Quintana & Vargas, 2008)

Estos fenómenos presentados en las cuatro dosificaciones se basan en el concepto de Shakedown. Este concepto es utilizado para describir el comportamiento de los suelos y las estructuras de pavimento bajo diferentes cargas cíclicas. Generalmente la amplitud de la carga aplicada hace que se evidencien estos comportamientos en los suelos. En este caso, para las cuatro dosificaciones de material arcillo-arenoso la carga dinámica aplicada resultó ser elevada, haciendo disminuir las deformaciones permanentes del material.

Finalmente, para cierto número de ciclos de carga, la deformación permanente presentada en el material es pequeña debido a la aplicación de carga constante, por lo que el material tiende más a recuperarse que a deformarse completamente.





**Figura 71.** MR y deformación de 20000 a 100500 ciclos

Para miles ciclos de carga las deformaciones elásticas son mayores comparadas con las permanentes por lo que la (**Figura 71**) muestra efectivamente los comportamientos características de los materiales. Mayores MR, generan suelos con menor deformación permanente y total.

La aplicación de altos niveles de esfuerzos en arcillas compactadas presenta efectos en el material como una menor compresibilidad. Sin embargo, para altos grados de saturación, las arcillas de subrasantes, pueden presentar hinchamientos haciendo que las resistencias alcanzadas sean bajas y las deformaciones grandes.

Al realizar la caracterización física de la arcilla utilizada en la investigación se determinó que es altamente sensible, por lo que al ser remodelado, el material puede llegar al colapso con la aplicación de cargas monotónicas y dinámicas.

Se podría pensar que los comportamientos presentados en los módulos resilientes y la deformación permanente estarían relacionados con el hecho de la disminución de resistencia en el momento de la compactación y el remodelado de las muestras.

Aunque la literatura asocia comportamientos de Shakedown más a materiales granulares, en la (**Figura 67**) se ve como el fenómeno afecta significativamente a la dosificación 100% arcilla.

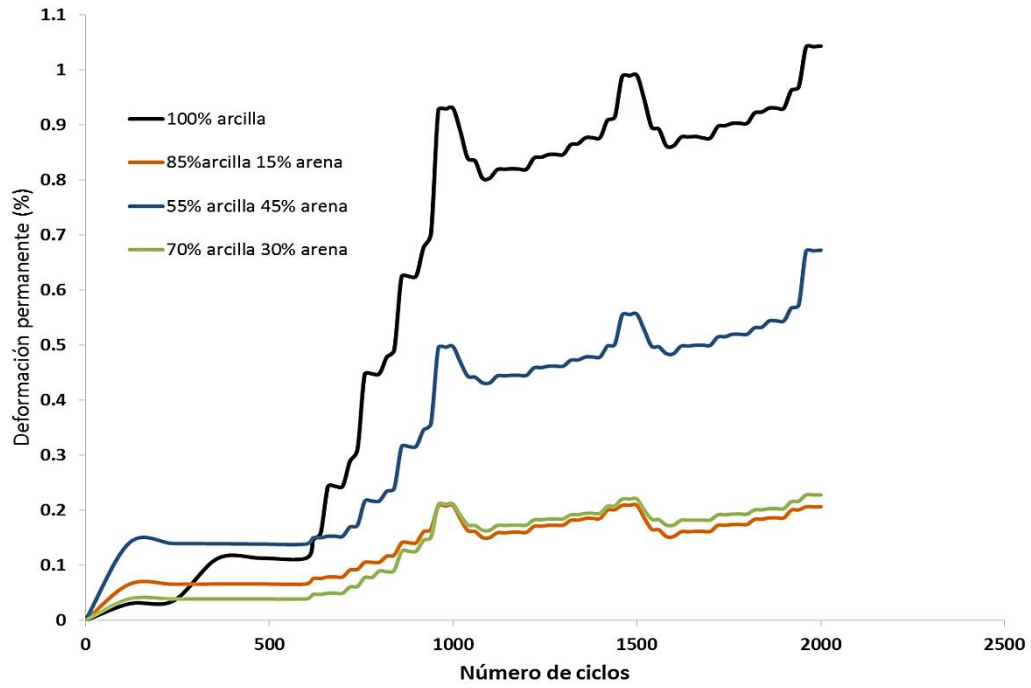
Podría suceder que el Shakedown, también, estuviera asociado con la sensibilidad de la arcilla y que para cierto ciclos de carga o deformación el material presente disminución debido a lo sensibilidad y baja resistencia que genera esto en el material.

Por último se evaluó la deformación permanente en los cuatro suelos a partir del ensayo de módulo resiliente. Es decir se evaluó la deformación hasta los 2000 ciclos de carga. Las granulometrías de 55%arcilla y 45%arena y 100%arcilla muestran comportamientos muy similares. Se podría decir que un 45% de material granular en un suelo arcilloso, el segundo es el que rige el comportamiento y no el material friccionante como es de esperarse ya que las arenas poseen mejores propiedades mecánicas que el suelo cohesivo.

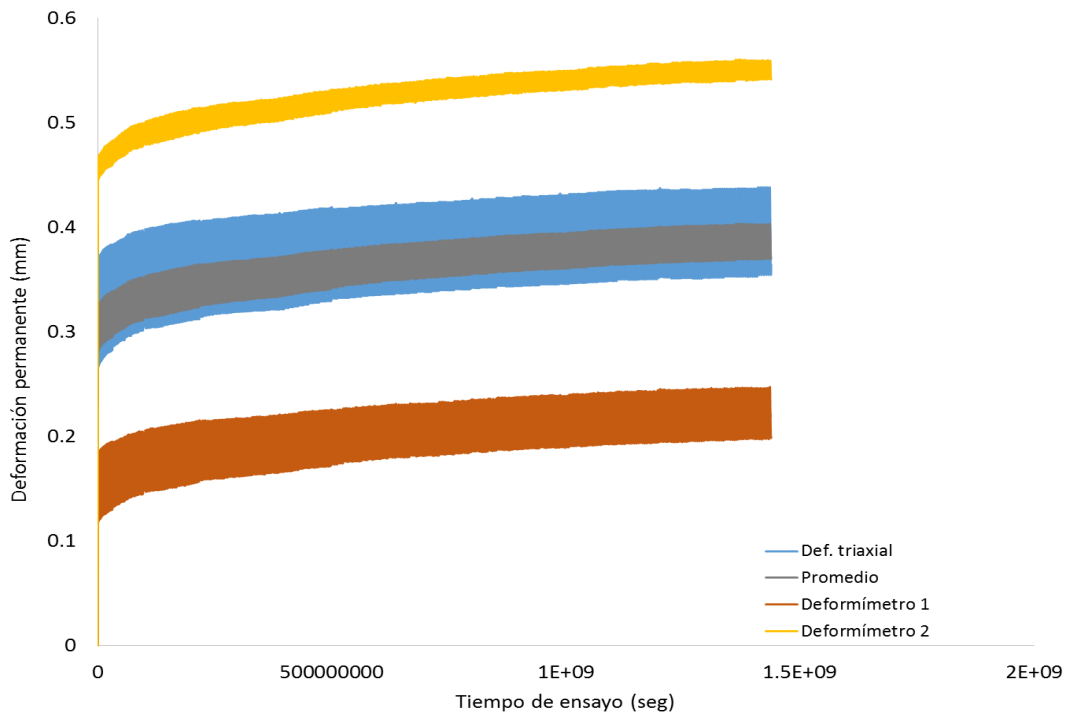
Además la (**Figura 72**) ratifica los resultados expuestos durante todo el documento. Granulometrías con menores deformaciones permanentes, obtuvieron módulos dinámicos mayores.

La implementación de deformímetros longitudinales en los ensayos de deformación permanente permitió confirmar dichas deformaciones medidas por el equipo triaxial.

La amplitud de medición de los deformímetros es mucho más pequeño y por lo tanto más certero el dato registrado. Por lo que la evaluación de la deformación en todas las muestras y resultados se realizó con dichos instrumentos.

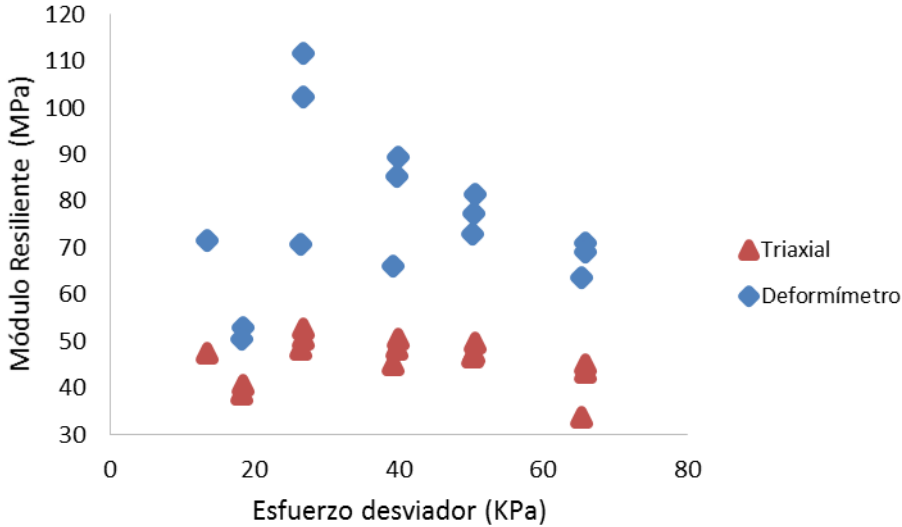


**Figura 72.** Resultado de deformación permanente al variar estados de esfuerzo



**Figura 73.** Deformación registrada por el equipo triaxial y Deformímetros longitudinales

De igual forma, se evaluó una muestra de dosificación 100% arcilla para encontrar la variación de deformaciones registrados por los deformímetros y el equipo triaxial. El resultado de MR evaluado de las dos formas se muestra en la **(Figura 74)**.



**Figura 74.** MR evaluado a partir de registros del equipo triaxial y deformímetros

El MR calculado por medio de los registros del equipo triaxial vario en un rango del 30% en comparación con los módulos obtenidos a través de los deformímetros longitudinales.

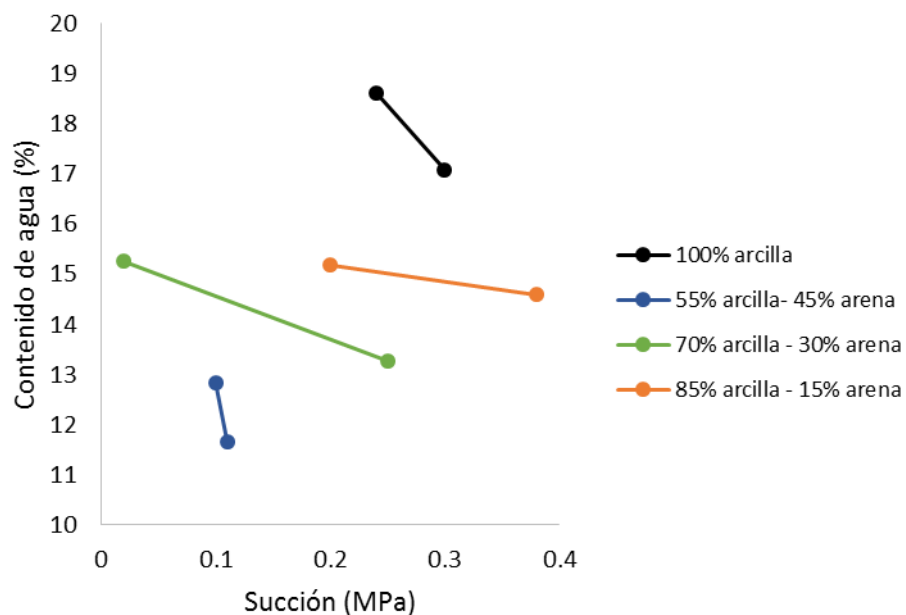
## 5 ENSAYOS COMPLEMENTARIOS

### 5.1 Succión del material

Como ensayo complementario se midió la succión del material con el fin de tener una magnitud de la misma.

El ensayo se realizó a través del dispositivo WP4C Dewpoint Potentiometer. Se evaluó el potencial hídrico del material para las muestras con humedades antes y después de realizar el ensayo de módulo resiliente.

El dispositivo mide el potencial de agua de los mediante la determinación de la humedad relativa del aire por encima de una muestra que se encuentra en la cámara cerrada del dispositivo. Cuando la muestra está en equilibrio con el vapor de la cámara, evalúa el potencial a través del método llamado espejo de enfriado. Se encontraron la curva de saturación del material mostrada en la **(Figura 75)**.



**Figura 75.** Curva característica de succión para los materiales

## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Pruebas como azul de metileno y la evaluación de la actividad y sensibilidad del material fueron concluyentes para caracterizar la arcilla debido a la variación en los parámetros físicos obtenidos por ensayos de laboratorio.
- El no haber evaluado la gravedad específica de las cuatro dosificaciones y haber tomado un Gs ponderado, pudo ser la causa de los errores en las curvas de saturación y relación de vacíos.
- El aumento en el porcentaje de arena incrementa de forma proporcional la masa unitaria del suelo. La dosificación 55%arcilla 45%arena incrementa un 20% su masa unitaria en comparación con la dosificación 100% arcilla.
- El contenido de agua necesaria para alcanzar las condiciones óptimas del material varía en un 40% cuando el material presenta mayor fracción gruesa (45%arena) comparado con el material 100% arcilla.
- Las propiedades mecánicas alcanzadas por las dosificaciones dependen del método de compactación seleccionado. Al compactar por impacto generó masas unitarias mayores en un 15% respecto a la compactación por amasado.
- La dosificación de 55%arcilla 45%arena presentó un mejor comportamiento monotónico. Estas resistencias se asocian a que dicha dosificación es la más densa.
- Los esfuerzos desviadores y de confinamiento generan aumento del MR para una dosificación con 15% de arena, contrario al comportamiento mostrado en el material arcilloso.
- La granulometría finalmente es un factor que ejerce variación representativa en el comportamiento mecánico, ya que al incrementar el material friccionante puede producir un aumento o disminución del mismo.

- La dosificación 100% arcilla obtuvo MR entre 73-53 MPa mientras que para el 15% de material friccionante, los módulos variaron a 135-147 MPa en los 3 esfuerzos de confinamiento.
- En la dosificación 55%arcilla 45%arena, donde la fracción gruesa fue mayor, el comportamiento lo rige el material cohesivo. Ya que el MR obtenido varia de 91 a 78 MPa respecto a las otras 3 dosificaciones con material friccionante.
- La succión generada en el material reduce en ciertos ciclos de carga el módulo y deformaciones en los materiales. Las condiciones de saturación y esfuerzos al momento de evaluar las pruebas modifican sustancialmente los valores dinámicos del material, presentando también procesos de endurecimiento y ablandamiento en los mismos.
- Para futuras investigaciones se recomienda encontrar los límites del material por medio del método de secado, debido a su difícil obtención por el método propuesto en la norma. Igualmente realizar una granulometría laser en la arcilla, ya que la hidrometría del material pudo haber fallado en este caso.
- La masa unitaria máxima encontrada en las dosificaciones pudo haber sido fuertemente afectada debido a los efectos de fricción que se produjeron entre el molde y la extracción por medio del gato hidráulico. Por esta razón es deseable la utilización de un molde que deje abrir sus paredes.
- La evaluación de la deformación permanente y el MR usando los deformímetros longitudinales, varía las magnitudes de respuesta en un 30%, por lo que se recomienda la implementación de estos ya que genera menor incertidumbre en los rangos de módulo y valores de deformación.

## BIBLIOGRAFIA

- Barksdale, R. D. (1972). LABORATORY EVALUATION OF RUTTING IN BASE COURSE MATERIALS (Vol. 1). Presented at the Presented at the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Grosvenor House, Park Lane, London, England, Sept. 11-15, 1972. Retrieved from <http://trid.trb.org/view.aspx?id=138844>
- Brown, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique*, 46(3), 383–426. doi:10.1680/geot.1996.46.3.383
- Brown, S. F., & Dawson, A. R. (1992). Two-stage mechanistic approach to asphalt pavement design (Vol. 1). Presented at the International Conference on Asphalt Pavements, 7th, 1992, Nottingham, United Kingdom. Retrieved from <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1171963>
- Chavarro Barreto, E., Bastidas, B., A, C., Solano, V., & M, A. (1997). Determinacion de modulos resilientes en suelos de subrasante. *DECIMO PRIMER SIMPOSIO COLOMBIANO SOBRE INGENIERIA DE PAVIMENTOS*. Retrieved from <http://trid.trb.org/view.aspx?id=964335>
- Chen, J., Lin, C., Stein, E., & Hothan, J. (2004). Development of a Mechanistic-Empirical Model to Characterize Rutting in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 130(4), 519–525. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2004)130:4(519).
- Drumm, E., Boateng-Poku, Y., & Johnson Pierce, T. (1990). Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(5), 774–789. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:5(774)
- Drumm, E., Reeves, J., Madgett, M., & Trolinger, W. (1997). Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(7), 663–670. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:7(663)
- Edil, T. B., & Sawangsuriya, A. (2005). Evaluating stiffness and strength of pavement materials. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, 158(4), 217–230. doi:10.1680/geng.2005.158.4.217
- Ekblad, J., & Isacsson, U. (2006). Influence of Water on Resilient Properties of Coarse Granular Materials. *Road Materials and Pavement Design*, 7(3), 369–404. doi:10.1080/14680629.2006.9690043
- Elliott, R. P., Dennis, N. D., & Qiu, Y. (1998). *Permanent deformation of subgrade soils*. University of Arkansas, Arkansas.
- Erlingsson, S., & Ingason, T. (2004). Performance of two pavements structures during accelerated pavement testing using a heavy vehicle simulator. *2nd International Conference on Accelerated Pavement Testing, University of Minnesota*, 19.



- Garnica Anguas, P., & Gómez López, J. A. (2001). Deformaciones permanentes en materiales granulares para la sección estructural de carreteras. *Instituto Mexicano del Transporte*, (176), 46.
- Garnica Anguas, P., Gómez López, J. A., & Sesma Martínez, J. A. (2002). Mecánica de materiales para pavimentos. *Instituto Mexicano del Transporte*, (197), 234.
- Garnica Anguas, P., Pérez García, N., & Gómez López, J. A. (2001). Módulo de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. *Instituto Mexicano del Transporte*, (142), 58.
- Hardy, M. S. A., & Cebon, D. (1994). Importance of speed and frequency in flexible pavements response. *American Society of Civil Engineers*, (3), 563–482.
- Khasawneh, M. A. (2005). *Laboratory characterization of cohesive subgrade materials* (Thesis of master). University of Akron, USA.
- Khoury, N., & Zaman, M. (2004). Correlation Between Resilient Modulus, Moisture Variation, and Soil Suction for Subgrade Soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1874(-1), 99–107. doi:10.3141/1874-11
- Kim, D., & Kim, J. R. (2007). Resilient behavior of compacted subgrade soils under the repeated triaxial test. *Construction and Building Materials*, 21(7), 1470–1479. doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.07.006
- Kim, D.-G. (2004). *Development of a constitutive model for resilient modulus of cohesive soils* (Tesis doctorado). Ohio State University.
- Leal Noriega, M. H. (2010). *Relación entre el módulo resiliente hallado por retrocalculo y el encontrado en ensayos de laboratorio* (Tesis de Maestría). Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
- Lekarp, F., & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, 12(1), 9–18. doi:10.1016/S0950-0618(97)00078-0
- Li, D., & Selig, E. (1994). Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(6), 939–957. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:6(939)
- Long, R. P., & Delgado, M. G. (1991). *Resilient modulus of subgrades* (Tesis de pregrado). University of Connecticut.
- Monismith, C. L., Ogawa, N., & Freeme, C. R. (1975). PERMANENT DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SUBGRADE SOILS DUE TO REPEATED LOADING. *Transportation Research Record*, (537). Retrieved from <http://trid.trb.org/view.aspx?id=34973>
- Monzón Chaparro, J. S. (2012). *Influencia del comportamiento viscoso de arcillas sobre el módulo resiliente y la deformación permanente de subrasantes* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.

- Morgan, J. R. (1966). THE RESPONSE OF GRANULAR MATERIALS TO REPEATED LOADING. *Australian Road Research Board Proc.* Retrieved from <http://trid.trb.org/view.aspx?id=127026>
- Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C., & Nunn, M. E. (1984). THE STRUCTURAL DESIGN OF BITUMINOUS ROADS. *TRRL LABORATORY REPORT*, (1115). Retrieved from <http://trid.trb.org/view/1984/C/211702>
- Rahim, A. M. (2005). Subgrade soil index properties to estimate resilient modulus for pavement design. *International Journal of Pavement Engineering*, 6(3), 163–169. doi:10.1080/10298430500140891
- Rico Rodríguez, A., & Del castillo Mejía, H. (1992). Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte. *Instituto Mexicano del Transporte*, (N° 7), 131.
- Rondón Quintana, H. A., Reyes Lizcano, F. A., & Sánchez Cotte, E. H. (2012a). COMPORTAMIENTO RESILIENTE DE MATERIALES FINO-GRANULARES EN SUBRASANTES. *Revista Tecnura*, 16(0), 173–184. doi:10.14483/rt.v16i0.487
- Rondón Quintana, H. A., Reyes Lizcano, F. A., & Sánchez Cotte, E. H. (2012b). DEFORMACIÓN PERMANENTE DE MATERIALES FINO-GRANULARES EN SUBRASANTES. *Revista Tecnura*, 16(0), 140–151. doi:10.14483/rt.v16i0.484
- Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 233–241.
- Seed, H. B., Woodward, R. J., & Lundgren, R. (1963). Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 128(1), 1443–1477.
- Vidal Valencia, J., & Osorio Mora, R. I. (2002). Módulo resiliente de suelos finogranulares. *Revista Universidad EAFIT*, 38(125), 10.
- Vidal Valencia, J., & Osorio Mora, R. I. (2006a). Comportamiento resiliente de suelos finos granulares. *Revista Universidad EAFIT*, 42(141), 20.
- Yang, S., Lin, H., Kung, J., & Huang, W. (2008). Suction-Controlled Laboratory Test on Resilient Modulus of Unsaturated Compacted Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(9), 1375–1384. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:9(1375)
- Zaman, M., Chen, D., & Laguros, J. (1994). Resilient Moduli of Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, 120(6), 967–988. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(1994)120:6(967)