



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS
TERRESTRES

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

“ESTUDIO DE LA DEFORMABILIDAD Y RIGIDEZ
DINÁMICA DE UNA ARENA LIMOSA DE LA REGIÓN DE
MORELIA (TEPETATE).”

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS
TERRESTRES

Presenta:

Ing. José Alfredo Zamora García

Asesor:

Doctor En Ingeniería Del Terreno

Carlos Chávez Negrete



MORELIA, MICHOACÁN, DICIEMBRE DE 2014.

Contenido

1	ESTADO DEL ARTE	10
1.1	Introducción	10
1.2	Objetivos	12
1.2.1	Objetivo general.....	12
1.2.2	Objetivos particulares	12
1.3	Problemática	13
1.4	Ensayos Para Caracterización De Materiales Para Pavimentos	15
1.4.1	Valor Relativo De Soporte (VRS).....	15
1.4.2	Ensayos De Módulo Resiliente	27
1.4.3	Deformación Permanente.....	41
1.5	Influencia Del Contenido De Humedad En El Comportamiento	65
1.5.1	Efecto Del Contenido De Humedad/Succión	65
1.6	Metodologías De Caracterización Para Diseño De Suelos Compactados Para Pavimentos 67	
1.6.1	Introducción	67
1.6.2	Método de VRS.....	68
1.6.3	Método Ramcodes	71
1.6.4	Guía AASHTO 2002	79
1.7	Planteamiento Experimental.....	81
1.7.1	Metodología de VRS como condición inicial	81
1.7.2	Diseño específico para deformación permanente	81
1.7.3	Criterios de aceptación del diseño del suelo.....	82
2	DETALLES DE LOS ENSAYES REALIZADOS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	85
2.1	Composición Granulométrica y Ensayes Índice	85
2.1.1	Composición Granulométrica.....	85
2.1.2	Ensayes Índice	87
2.2	Ensayos de compactación	95
2.2.1	Procedimiento de cálculo.....	96
2.2.2	Resultados	97
2.3	Ensayes de VRS.....	98
2.3.1	Resultados	100

2.4	Ensayos de Deformación Permanentes y Módulos de resiliencia	105
2.4.1	Deformación permanente y módulos resilientes para un VRS del 24%	106
2.4.2	Deformación permanente y módulos resilientes para un VRS del 7%.....	118
2.4.3	Deformación permanente y módulos resilientes para un VRS del 47%	125
3	ANÁLISIS DE RESULTADOS E INTERPRETACIÓN DE LA METODOLOGÍA	133
3.1	Análisis de esfuerzos en una estructura típica de un Pavimento	133
3.2	Predicción del comportamiento del Suelo caracterizado en base a los resultados del Laboratorio y el análisis de esfuerzos	136
3.2.1	Clasificación del material con un contenido de Agua del 25%.....	137
3.2.2	Clasificación del material con un contenido de Agua del 30%.....	138
3.2.3	Clasificación del material con un contenido de Agua del 39%.....	139
3.2.4	Espacio $\sigma_1 - \sigma_3$	140
4	CONCLUSIONES	146
4.1	Futuras líneas de investigación	151
5	BIBLIOGRAFÍA.....	152
6	ANEXOS	156
6.1	Granulometría y Pruebas índice.....	156
6.1.1	Pruebas Índice	157
6.2	Ensayos de compactación	159
6.2.1	AASHTO estándar	159
6.2.2	Energía de compactación 1.08 kg-cm/cm ²	160
6.2.3	Energía de compactación AASHTO modificada.....	161
6.3	Valor relativo de soporte (VRS).....	162

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Falla y deformación permanente en un pavimento reconstruido con una arena limosa (SM).....	14
Figura 2 Utilización del material SM como base.....	14
Figura 3 Equipo de carga VRS (M-MMP-1-11-13).....	16
Figura 4 Molde con el collarín para la determinación del VRS (M-MMP-1-11-13).....	17
Figura 5 Corrección del VRS.....	18
Figura 6 VRS (CBR) y el peso volumétrico seco para cada espécimen (M-MMP-1-11-13).....	19
Figura 7 Variación del VRS con la compactación de una arcilla Limosa (Rico y Del Castillo, 1992)..	20
Figura 8 Ejemplo de las relaciones peso volumétrico seco – Contenido de humedad – VRS, para un suelo arcilloso (Rico, et al, 1998).....	23
Figura 9 Tabla para el cálculo de la suma de los ejes equivalentes.....	24
Figura 10 Nomograma para el diseño estructural de carreteras de pavimento flexible para un nivel de confianza de 0.7 (Corro, et al, 1981).....	26
Figura 11 Nomograma para el diseño estructural de carreteras de pavimento flexible para un nivel de confianza de 0.9 (Corro, et al, 1981).....	26
Figura 12. Se ilustra el mecanismo por el cual la deformación permanente se va acumulando; hasta que prácticamente es mínima, la pendiente correspondiente a esta deformación es el módulo resiliente.....	28
Figura 13 Estado de esfuerzos en una subrasante (Garnica, et al, 2000).....	30
Figura 14 Se observa la variación típica de la deformación vertical resiliente en un pavimento con carpeta asfáltica (Brown, 1996).....	31
Figura 15 Se observan los esfuerzos verticales en una subrasante bajo la carpeta de 165 mm de espesor (Brown 1996).....	32
Figura 16 Se observa la variación del Módulo con el número de ciclos (Pt No. 142, IMT, 2000).....	33
Figura 17 Efecto de la intensidad del esfuerzo en las características de resiliencia (Garnica, et al, 2001).....	35
Figura 18 Efecto del método de compactación y el módulo resiliente (Garnica, et al, 2001).....	36
Figura 19 Sistema de n capas (Chávez, C., 2013).....	37
Figura 20 Solución Bicapa Burmister (Huang, 1993).....	39
Figura 21 Resultado de la comparación de las Teorías de Odemark y la Multicapa (C. Chávez, 2013).....	40
Figura 22 Deformación permanente generada la capa Subrasante (Según F.N. Hveem, Citado por Garnica, et al, 2001).....	42
Figura 23 Comportamiento deformabilidad plástica (Shakedown) bajo carga cíclica repetida (Werkmeister 2004).....	43
Figura 24 Gráficas de deformación permanente obtenidas para la humedad del 25% del tepetate en estudio con tres diferentes confinamientos (Zamora, Chávez 2012).....	44
Figura 25 Falla del material (Colapso), (Zamora, Chávez 2012).....	44
Figura 26 Muestra la deformación y el esfuerzo radial para cuatro diferentes esfuerzos de confinamientos para suelos granulares (Werkmeister 2004).....	45

Figura 27 Comportamiento de la deformación permanente de un material granular (Granodiorita), (Werkmeister 2004).	46
Figura 28 Se presentan los rangos A, B, C (1, 2,3) del concepto de deformabilidad plástica - Shakedown (Arnold 2004).....	47
Figura 29 Se observa la velocidad de la deformación permanente por ciclo con respecto al número de ciclos de carga aplicados, Werkmeister 2004.	48
Figura 30 Cámara triaxial, UNE-EN 13286-7 (2004).	52
Figura 31 Equipo necesario para el ensaye de deformación permanente para este trabajo.....	54
Figura 32 Se observa de forma resumida el procedimiento seguido para este trabajo.....	59
Figura 33 Comportamiento de los suelos en base a la deformación permanente.	64
Figura 34 Relación del contenido de Agua y la succión para cinco mezclas de suelos diferentes (Alonso, 1998, citado por Barrera, et al, 2004).	67
Figura 35 Ejemplo relaciones peso volumétrico seco - contenido.....	69
Figura 36 Ejemplo relaciones peso volumétrico seco - contenido.....	70
Figura 37 Muestra el F_p relacionado con la clasificación descriptiva (Sánchez, et al, 2002).....	73
Figura 38 Variación de la DMS de la Proctor modificada y el F_p (Sánchez, et al, 2002).	74
Figura 39 Variación del CAO de la Proctor modificada y F_p (Sánchez, et al, 2002).	75
Figura 40 se observan los valores estadísticos de correlación para F_p y la DMS.....	76
Figura 41 Contenido de agua Vs densidad seca y CBR para la arcilla de Vicksburg (según Turnbull y Foster, 1956, citado por Sánchez, et al, 2002).	77
Figura 42 Mapa de resistencias para la arcilla de Vicksburg (Sánchez,.....	78
Figura 43 Región de aceptación para arena limosa de Bare – 8, Anzoátegui, Venezuela (Sánchez, et al, 2002).....	78
Figura 44 Curva Granulométrica.	86
Figura 45 Preparación de la muestra.	87
Figura 46 Homogenización del material.	88
Figura 47 Material en la copa de Casagrande.	89
Figura 48 Curva de Fluidez.	90
Figura 49 Determinación del Límite Plástico.....	91
Figura 50 Clasificación de Atterberg.	92
Figura 51 Contracción Lineal.	93
Figura 52 Contracción Volumétrica.....	94
Figura 53 Curva de compactación AASHTO (M-MMP-1-09/06).....	96
Figura 54 Espacio Proctor para un suelo SM.....	98
Figura 55 Muestra el procedimiento para la determinación del VRS.	99
Figura 56 Resultado final de la penetración.....	100
Figura 57 VRS y contenidos de agua	101
Figura 58 Variación del VRS y la Densidad Seca con el Contenido de Agua.	102
Figura 59 Espacio Proctor – VRS.....	103
Figura 60 Mapa de resistencias para el suelo (SM) de este trabajo.	105
Figura 61 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	107
Figura 62 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	108

Figura 63 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	109
Figura 64 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	110
Figura 65 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	112
Figura 66 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	113
Figura 67 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	114
Figura 68 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	115
Figura 69 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	116
Figura 70 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	117
Figura 71 Resumen de los cinco gráficos obtenidos para las cinco secuencias de esfuerzos.....	118
Figura 72 Resumen de los módulos resilientes obtenidos para las cinco secuencias de esfuerzos.	118
Figura 73 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	119
Figura 74 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	120
Figura 75 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	121
Figura 76 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	121
Figura 77 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	122
Figura 78 Espécimen antes y después de la falla.	122
Figura 79 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	123
Figura 80 Resumen de los tres gráficos obtenidos para las tres secuencias de esfuerzos.....	124
Figura 81 Resumen de los módulos obtenidos para las tres secuencias de esfuerzos.....	124
Figura 82 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	125
Figura 83 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	126
Figura 84 Muestra el espécimen en prueba.....	126
Figura 85 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	127
Figura 86 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	127
Figura 87 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	128
Figura 88 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	129
Figura 89 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.	130
Figura 90 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.	130
Figura 91 Resumen de los tres gráficos obtenidos para las cuatro secuencias de esfuerzos.....	131
Figura 92 Resumen de los módulos obtenidos para las cuatro secuencias de esfuerzos.....	132
Figura 93 Se observa la falla que presentó el espécimen.	132
Figura 94 Sección típica de un pavimento.	134
Figura 95 Carga de 4.1 toneladas, la mitad de un eje equivalente (566.5 kN/m ²).	134
Figura 96 Se observan los esfuerzos principales mayores que resultaron del análisis (σ_1).....	135
Figura 97 Se observan los esfuerzos principales menores que resultaron del análisis (σ_3).	135
Figura 98 Espacio ($p - q$) del resultado de la modelación.....	136
Figura 99 Delimitación de los rangos en el espacio $p - q$ para el contenido de agua del 25%, así como los esfuerzos generados en una estructura típica de un pavimento.	137
Figura 100 Delimitación de los rangos en el espacio $p - q$ para el contenido de agua del 30%, así como los esfuerzos generados en una estructura típica de un pavimento.	139

Figura 101 Delimitación de los rangos en el espacio $p - q$ para el contenido de agua del 39%, así como los esfuerzos generados en una estructura típica de un pavimento.	140
Figura 102 Delimitación de los rangos para un contenido de agua del 25%.	141
Figura 103 Delimitación de los rangos para un contenido de agua del 30%.	142
Figura 104 Delimitación de los rangos para un contenido de agua del 39%.	143
Figura 105 Muestra el resumen de los tres modelos obtenidos para los diferentes contenidos de agua.	144
Figura 106 Curva Granulométrica.	156
Figura 107 Curva de Fluidez.	157
Figura 108 Curva de compactación AASHTO estándar.	159
Figura 109 Curva de compactación para una energía de 1.08 kg-cm/cm ²	160
Figura 110 Curva de compactación AASHTO modificada.	161
Figura 111 Gráficos del VRS y contenidos de agua.	162

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ejemplo de condiciones para preparar la muestra.	55
Tabla 2 Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo alto).	63
Tabla 3 Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo bajo).	63
Tabla 4 Requisitos de calidad de los materiales para Bases de pavimentos asfálticos, (N-CMT-4-02-002/11).	83
Tabla 5 Características del pisón y número de capas para las pruebas AASHTO.	95
Tabla 6 Características de las variantes para las pruebas AASHTO.	95
Tabla 7 Lecturas de penetración (M-MMP-1-11-13).	99
Tabla 8 Características para material de subrasante (N-CMT-1-03/02).	104
Tabla 9 Esfuerzos para la secuencia 1, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).	107
Tabla 10 Esfuerzos para la secuencia 2, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).	109
Tabla 11 Esfuerzos para la secuencia 3, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).	111
Tabla 12 Esfuerzos para la secuencia 4, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).	114
Tabla 13 Esfuerzos para la secuencia 5, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).	116
Tabla 14 Características de los materiales de las capas.	133
Tabla 15 Resumen de los resultados obtenidos de los ensayos realizados.	144
Tabla 16 Granulometría del suelo SM.	156
Tabla 17 Resultados del ensayo para el límite líquido.	157
Tabla 18 Parámetros para la determinación del límite plástico.	158
Tabla 19 Parámetros para la determinación de la contracción lineal y contracción volumétrica.	158
Tabla 20 Resumen de resultados de las pruebas índice.	158
Tabla 21 Resultados de la prueba de compactación AASHTO estándar.	159
Tabla 22 Resultados de la prueba de compactación con energía de 1.08 kg-cm/cm ²	160
Tabla 23 Resultados de la prueba de compactación AASHTO modificada.	161
Tabla 24 Resultados del VRS.	162

Resumen

En el presente trabajo se realizaron una serie de ensayos, con la finalidad de caracterizar geotécnicamente un material, clasificado de acuerdo al SUCS como Arena limosa (SM) conocido comúnmente como tepetate, el cual se encuentra en la ciudad de Morelia Michoacán.

Inicialmente se llevaron a cabo ensayos de compactación AASHTO con diferentes energías de compactación, obteniendo diferentes densidades secas con sus respectivos contenidos de agua. Una vez realizado los ensayos de compactación se continuó con la realización de los ensayos de VRS para diferentes densidades secas y contenidos de humedad, con estos resultados se realizó un mapa de resistencias.

Obteniendo los parámetros de resistencia de VRS, se procedió a realizar los ensayos de deformación permanente y módulos resilientes siguiendo el procedimiento multietapa del protocolo europeo. Se realizaron tres especímenes con diferentes densidades y contenidos de agua. Con los resultados obtenidos se realizó un gráfico pq para representar los tres diferentes rangos de acuerdo a la teoría del acomodo plástico, con la finalidad de dibujar los esfuerzos que generaría un eje estándar en la capa de un pavimento donde es utilizado este material.

Palabras clave: Deformación permanente, Módulos resilientes, Densidad seca.

Abstract

In the present work a series of tests were performed in order to characterize a material, according to SUCS as silty sand (SM) commonly known as tepetate, which is located in the city of Morelia Michoacán were performed.

Initially AASHTO compaction tests were carried out with different energies, obtaining different dry densities and their respective water contents. Then was continued with CBR tests with different dry densities and different moisture contents, with the results obtained a resistance map was made.

After obtaining strength parameters of CBR was proceeded to perform permanent deformation tests and resilient modules following the multistage process of European protocol. Three specimens with different densities and water contents were test. With the results one p-q graph was made to represent the three different ranges of deformation according to the theory of plastic accommodation, in order to draw the efforts that is generating by a standard load axis in the layer of pavement where this material is used. This procedure provided the basis for the design of a pavement layer for permanent deformation.

Key Words: Permanent deformation, resilient Modules, dry density.

1 ESTADO DEL ARTE

1.1 Introducción

Los materiales que constituyen los pavimentos, incluyendo las terracerías y el terreno de cimentación, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que son transmitidas por el tránsito vehicular. Con el fin de tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en experimentos a escala natural como en muestras de material probadas en el laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea y por otro lado las plásticas son aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. También a este tipo de deformaciones se le denomina *deformaciones permanentes* que es uno de los temas principales de esta investigación.

Se observa que bajo carga móvil repetida la deformación permanente se va acumulando; debe hacerse notar el hecho de que en ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable, en ese momento se tiene un comportamiento resiliente. De aquí se desprende el concepto de *módulo de resiliencia*, que es otro de los temas principales que se abordan en esta investigación, el cual está definido como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable.

Entonces se puede decir que el concepto de módulo de resiliencia está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

En este trabajo se presenta la caracterización de un material conocido en la zona como Tepetate, cuya definición se presenta a continuación:

Tepetate: es un suelo endurecido de origen volcánico cuyo material parental está constituido por depósitos piroclásticos de caídas, flujos o suelos degradados (**Gama et al, 2007**). Su nombre es de origen náhuatl, derivado de tepétlatl, palabra compuesta de tetl (piedra) y pétlatl (petate), que se puede traducir como piedra suave (**Gama et al, 2007**). El tepetate se presenta en estado natural compacto o cementado, la cementación se puede dar por el enfriamiento de los flujo piroclásticos (**Gama et al, 2007**). Se estima que 30% del territorio nacional está cubierto con tepetate; en la zona de Morelia, como parte del Eje Neovolcánico, se encuentra este tipo de suelo, que se utiliza de manera frecuente en las obras civiles; en el presente trabajo de investigación se evalúa su utilización como material de base en la pavimentación.

El tepetate fue extraído del banco del AGA (actualmente fuera de explotación) que se localiza al noreste de la ciudad de Morelia, Mich. El tepetate del AGA es una arena limosa, con una plasticidad baja y con una densidad seca máxima de 1.025 t/m³ y contenido de agua óptimo del 30% de acuerdo a la prueba AASHTO modificada.

La caracterización que se realizó para este trabajo de investigación fue de forma experimental en laboratorio, realizando una gran cantidad de ensayos desde los más comunes (pruebas índice) hasta la determinación de la deformación permanente y los módulos resilientes para tres especímenes con características (Densidad – contenido de agua) distintas, mediante el equipo triaxial cíclico que se encuentra en el laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH). El protocolo de prueba que se siguió es el multi-etapa establecido por la norma UNE-EN 13286-7 (2004) que permite la aplicación de cinco secuencias de esfuerzos para un mismo espécimen, por ende se obtiene la deformación permanente para cada secuencia de esfuerzos.

Con los resultados obtenidos se realizó la clasificación para los tres especímenes, en tres rangos de acuerdo a la teoría del acomodo plástico (**UNE-EN 13286-7 (2004)**), la cual establece el comportamiento que sufrirá el material en términos de deformación permanente. Finalmente con los resultados obtenidos se ajusta un modelo para cada espécimen con la finalidad de determinar una ecuación que defina la frontera de cada rango.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Realizar una caracterización geotécnica del Tepetate para explicar la problemática de deformación permanente que se presenta en los pavimentos de Morelia y la región donde se emplea este suelo.

1.2.2 Objetivos particulares

- Realizar la clasificación del material de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), mediante la realización de las pruebas índice y la determinación de la composición granulométrica.
- Determinar la resistencia del material en términos del VRS, mediante la realización de una gran cantidad de VRS de forma dinámica y con características (Densidad y contenido de agua) diferentes, con la finalidad de identificar los VRS que cumplan con las características de un material de subrasante.
- Identificar tres VRS, dos que cumplan con el especificado por la norma actual como material de subrasante y uno que no cumpla, esto con la finalidad de realizar tres especímenes con diferentes características (Densidad y contenido de agua) para determinar la deformación permanente y módulos resilientes.

- Someter tres especímenes con características (Densidad y contenido de agua) diferentes bajo carga cíclica y siguiendo el protocolo multietapa por el protocolo Europeo descrito en la norma UNE-EN 13286-7 (2004).
- Determinar la deformación permanente para cada secuencia de esfuerzos, con la finalidad de explicar cómo varia la deformación permanente con diferentes características (Densidad y contenidos de agua).
- Realizar el gráfico en el espacio $p - q$ para cada secuencia de esfuerzos aplicados a los tres especímenes, teniendo el espacio $p - q$ clasificar el material de acuerdo a la teoría del acomodo plástico en tres rangos.
- Realizar el análisis de una estructura típica de un pavimento, con la finalidad de determinar los esfuerzos generados en la capa de base con características de subrasante.
- Dibujar los esfuerzos en el espacio $p - q$ obtenidos del análisis de un pavimento para cada espécimen, con la finalidad de predecir el comportamiento que sufrirá el material una vez colocado en la capa de base.
- Finalmente ajustar un modelo para cada espécimen, con la finalidad de identificar las fronteras entre cada rango (A, B y C) y poder establecer cada rango en términos de σ_1 y σ_3 .

1.3 Problemática

En México los diseños de pavimentos tienen una vida útil limitada, ya sea porque los pavimentos fueron construidos para otras condiciones de tráfico, se subdiseñan o se presenta una práctica de ahorro mal entendido, construyendo las obras con un costo mínimo (Rico et al, 1998).

El presente caso de estudio fue motivado por la práctica que se realiza en la ciudad de Morelia Michoacán, de abrir el pavimento para la instalación de tuberías

de obras hidráulicas u otro tipo de instalaciones, y cuando se cierra la excavación se suele hacer con una arena limosa de la región denominada tepetate (**Figura 2**). Este suelo se utiliza en vez de la antigua estructura de pavimento, que muchas veces es el terreno natural o una mezcla de grava con arcilla donde se desplantaba el pavimento de otras épocas. Por tal razón el nuevo material se considera de mejor calidad; pero desde el punto de vista de las prácticas de diseño actual no satisface los requerimientos de calidad.

Es común observar en las zonas donde se aplica el procedimiento descrito que se presentan deformaciones permanentes significativas. En la **Figura 1** se muestra una fotografía de uno de los casos típicos donde se presenta una deformación permanente provocada por la sustitución de las capas de suelo originales del pavimento por tepetate (SM).



Figura 2 Utilización del material SM como base.



Figura 1 Falla y deformación permanente en un pavimento reconstruido con una arena limosa (SM).

En la **Figura 1** también se observa una zona de agrietamiento que limita la zona donde se presenta una deformación mayor al resto de pavimento, que fue donde se realizó una sustitución de suelo. La hipótesis del presente trabajo es que esas deformaciones se presentan en el pavimento en los primeros años después de la sustitución, que lleva a la falla prematura del pavimento. Por ello, se realizará la caracterización del tepetate en condiciones de deformación permanente siguiendo el protocolo multi-etapa.

1.4 Ensayos Para Caracterización De Materiales Para Pavimentos

1.4.1 Valor Relativo De Soporte (VRS)

El valor relativo de soporte es un parámetro fundamental para el análisis del comportamiento mecánico de los materiales que forman los pavimentos.

Para la determinación del VRS se debe realizar una prueba llamada Valor Relativo de Soporte. Esta prueba fue originalmente desarrollada por el departamento de Carreteras del Estado de California; actualmente es de uso muy extendido y existen métodos de diseño basados en este parámetro que sirven para dimensionar más de la mitad de todos los pavimentos que se construyen actualmente en el mundo.

El VRS se determina mediante una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm² de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min; midiendo la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm. El VRS se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago.

La penetración que se utiliza para calcular el VRS es la de los primeros 0.25 cm; como regla general.

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm de diámetro y de 20.3 cm de altura. En el método de prueba original utilizado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140 kg/cm² aplicados uniformemente en su superficie superior. En estas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg/cm² provocara la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un periodo de saturación de 4 días, se suponía representativo de

las condiciones más desfavorables que pudieran llegar a prevalecer en el futuro pavimento (Rico y Del Castillo, 1982).

Actualmente existe una norma publicada por instituto mexicano del transporte (IMT) la cual se designa como: **M-MMP-1-11-13_CBR Y EXPANSION** que describe el procedimiento para obtener el VRS dinámicamente, la cual consiste en realizar tres especímenes compactados dinámicamente con tres diferentes energías cada uno (1.08, 2.69 y 6.03 Kg-cm/cm³) que equivale a compactar con un pisón de 2.5 Kg cada espécimen con 10, 25 y 56 golpes respectivamente, compactando cada espécimen en tres capas, los especímenes deben de estar confinados en un molde de 15.24 cm de diámetro y una altura de 17.78 cm, como se observa en la **Figura 4**. Compactado cada espécimen se somete a la prensa del VRS (**Figura 3**) y se le aplica una presión con un pistón de 19.35 cm² de área transversal a una velocidad de 1.27 mm/min y se registran las lecturas correspondientes para cada deformación.

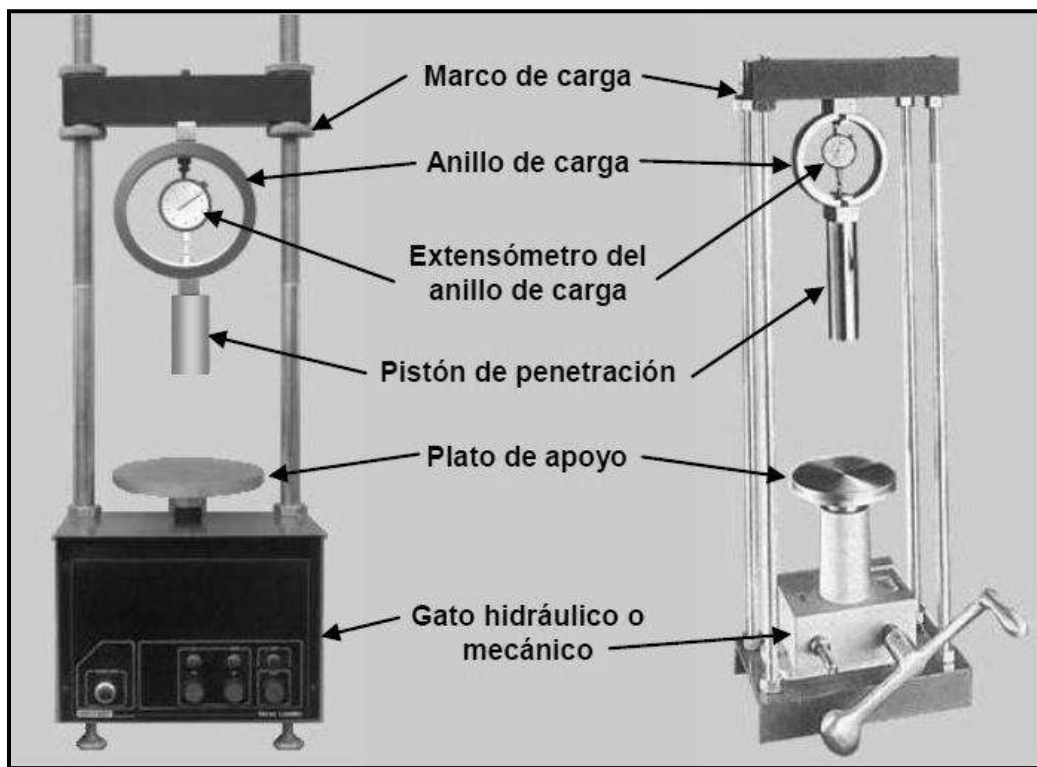


Figura 3 Equipo de carga VRS (M-MMP-1-11-13).

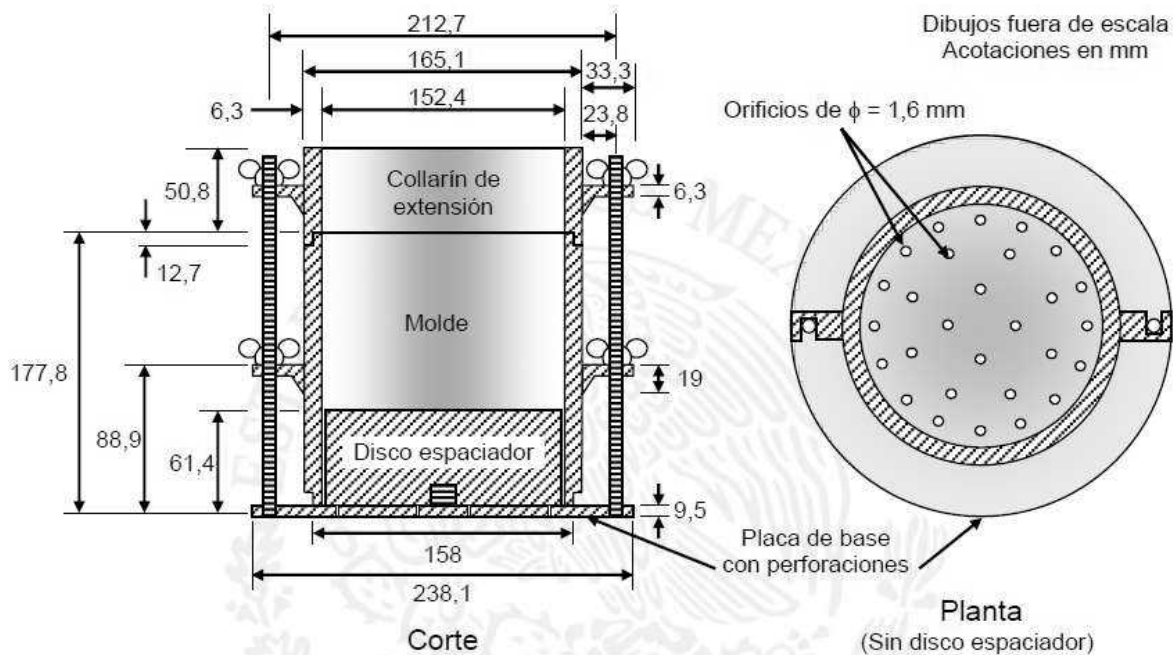


Figura 4 Molde con el collarín para la determinación del VRS (M-MMP-1-11-13).

Finalmente el VRS se determina con la siguiente expresión:

$$VRS = \frac{\text{Valor de la carga corregida}}{\text{Carga estándar}} \times 100$$

VRS = es el valor relativo de soporte del material.

Carga Estándar = 1360 kg para una penetración del pistón de 2.54mm.

1360 kg = representa la carga que presentaría un material de buena calidad a una penetración de 2.54mm.

Carga corregida: la carga se corrige cuando al graficar la carga vs la penetración la curva resultante tiene un cambio brusco de concavidad a su iniciación como el que se observa en el gráfico 1 de la **Figura 5**, se realiza la corrección correspondiente, trazando una tangente en el punto donde se observe la

pendiente máxima y se prolonga hasta intersectar el eje de las abscisas, el cual se debe tomar como nuevo origen y a partir de ahí tomar las lecturas correspondientes.

Obteniendo el VRS para cada espécimen, así como la humedad y el peso volumétrico seco, se realiza un gráfico como el que se observa en la **Figura 6**.

Una vez obtenido el gráfico mostrado en la **Figura 6** se determina el VRS de diseño para un peso volumétrico seco requerido según el diseño de pavimento.

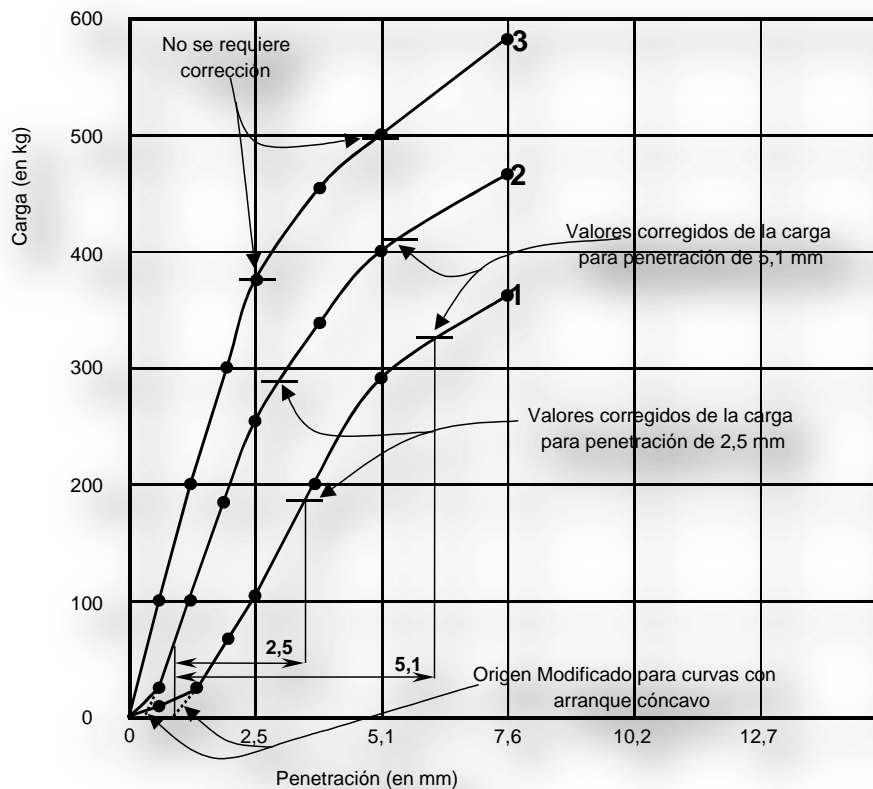


Figura 5 Corrección del VRS.

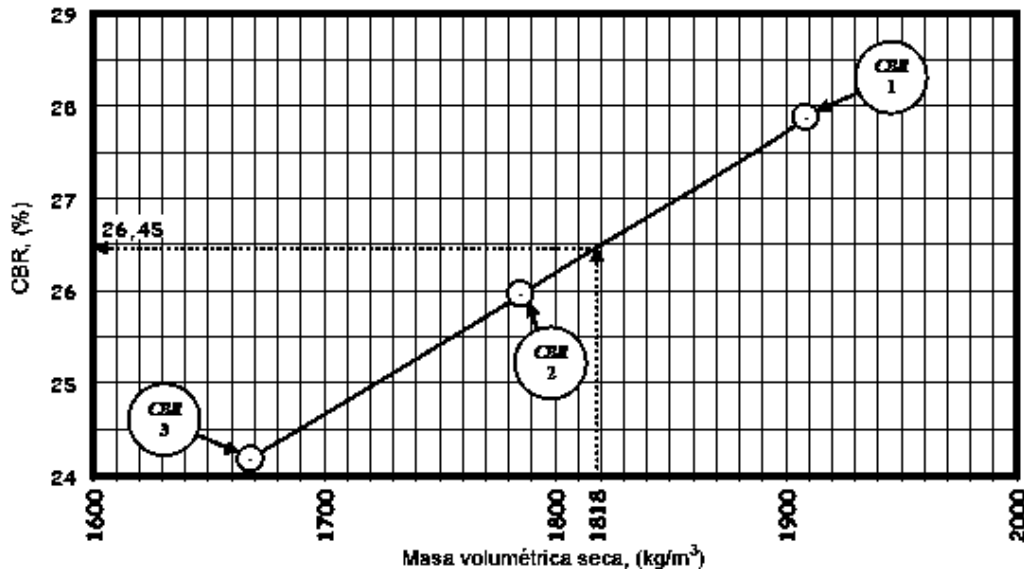


Figura 6 VRS (CBR) y el peso volumétrico seco para cada espécimen (M-MMP-1-11-13).

1.4.1.1 Variación Del VRS Con Respecto a La Compactación

En la **Figura 7** se observa la variación del valor relativo de soporte de una arcilla limosa en las condiciones de compactación, probando al material con el contenido de agua con el que se compactó y con el correspondiente a la absorción de agua que tuvo lugar tras cuatro días de exposición a un proceso de saturación por absorción libre (Rico y Del Castillo, 1992).

Se observa claramente la dependencia del VRS con el contenido de agua y con el peso volumétrico alcanzado y la reducción drástica del índice cuando se permiten aumentos posteriores al contenido de agua del suelo. Resalta la conveniencia de compactar con humedades no inferiores a la óptima en aquellos casos en que la expansión posterior del suelo constituya una característica de preocupar (Rico y Del Castillo, 1992).

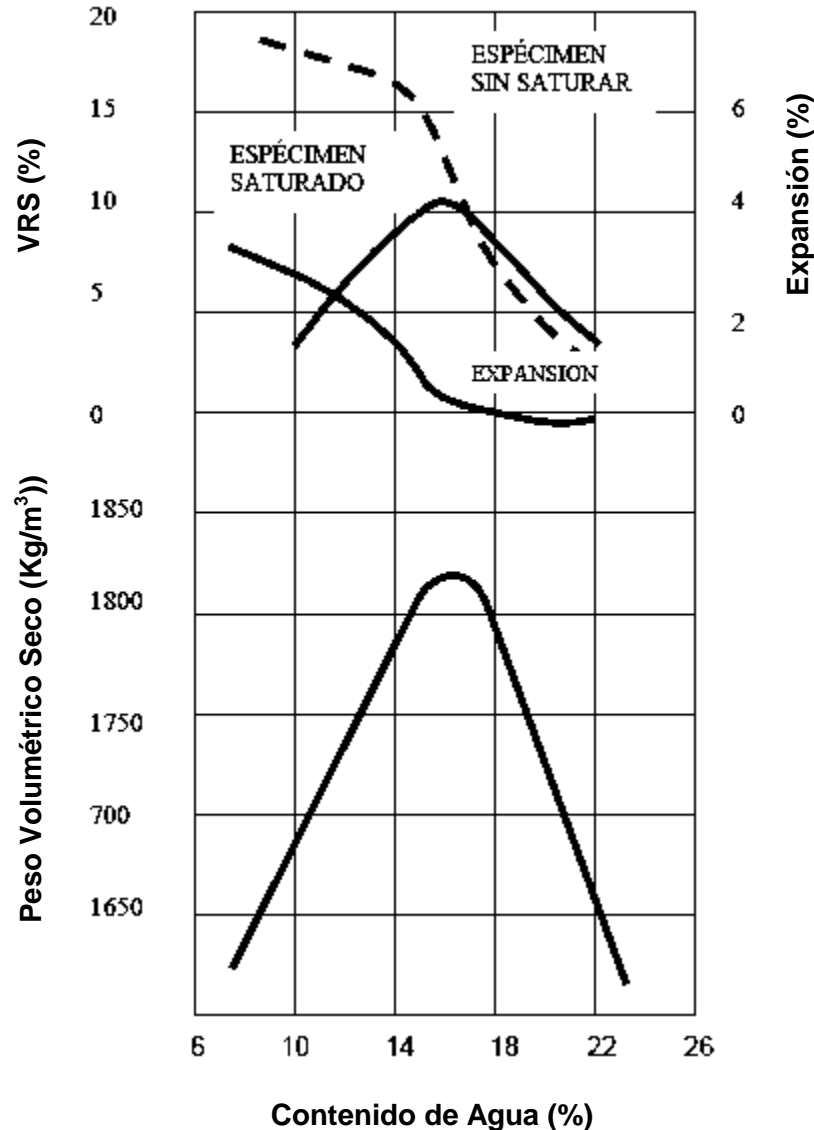


Figura 7 Variación del VRS con la compactación de una arcilla Limosa (Rico y Del Castillo, 1992).

Adicionalmente, en la **Figura 7** se observa que el VRS disminuye cuando crece el contenido de agua pero se mantiene constante el peso volumétrico seco, es decir su crecimiento es constante; también en estos suelos el VRS tiende a aumentar al crecer dicho peso volumétrico seco, pero esa tendencia tiene un límite a partir del cual crecimientos posteriores del peso volumétrico seco producen disminución del VRS, para cualquier contenido de agua práctico. Estos hechos deben invitar, una vez más, a reflexionar sobre el criterio de que una más intensa compactación se

refleja siempre en un mejoramiento de propiedades mecánicas o circunstanciales que un ingeniero pueda desear obtener (Rico y Del Castillo, 1992).

La disminución del VRS con el aumento del peso volumétrico seco más allá de un cierto límite es el resultado del aumento de presiones neutrales en el agua contenida en el suelo al extremar el proceso de compactación.

1.4.1.2 Uso Del VRS En Los Diseños Actuales

1.4.1.2.1 En México

En México desde hace tiempo y en la actualidad el método más utilizado para el diseño de pavimentos flexibles, es el denominado MÉTODO DE INGENIERÍA DE LA UNAM, el cual es un método teórico – experimental que está fundamentado en investigaciones realizadas por el instituto de ingeniería de la UNAM, que consistió en analizar una serie de tramos carreteros ubicados en diferentes estados del país, así como también se realizó una evaluación de carreteras ya existentes y finalmente se realizó una pista de prueba circular en donde se construyeron secciones de pavimento diferentes, es decir con diferentes materiales cada capa, realizándose estas investigaciones en el periodo (1962 - 1973).

El método supone que la estructura de la carretera corresponde a un sólido de capas múltiples y resistencia relativa uniforme, en el cual el logaritmo de la resistencia representado por el VRS crítico (\widehat{VRS}) es proporcional al logaritmo del número acumulado de ejes sencillos equivalentes de 8.2 toneladas, donde se comprobó que las correlaciones obtenidas dieron resultados muy satisfactorios (Corro, S., Informe 325 UNAM, 1974).

En el método las condiciones de falla bajo la acción del tránsito equivalente acumulado (suma de ejes equivalentes $\sum L$) son establecidas en términos de (σ_z, z) , donde σ_z representa el esfuerzo vertical correspondiente a una carga última a una profundidad (z). Para fines de proyecto, la duración hasta la falla ($\sum L$) se define por las condiciones del VRS crítico a una profundidad dada. ($\widehat{VRS}_{z,z}$).

Este método considera como datos de entrada básicos el tipo de carretera, el número de carriles, la vida de proyecto, el tránsito diario promedio anual (TDPA), la tasa de crecimiento y variables adicionales sobre características del terreno y materiales, así como de climas, nivel freático y precipitación pluvial. Para el diseño se requiere determinar un Valor Relativo de Soporte Crítico (\widehat{VRS}).

Adicionalmente se requieren pruebas de laboratorio confiables, para una mejor comprensión del comportamiento de las terracerías y demás capas a diseñar, debiendo realizarse para cada material propuesto y disponible, pruebas con tres diferentes energías de compactación; una baja (AASHTO estándar), una energía alta (AASHTO modificada) y una compactación inferior a ambas.

Encontrando la humedad óptima y teniendo el porcentaje de compactación normado que se especifique en el proyecto y dependiendo del control de la construcción, se indicará un rango de variación de humedad respecto al óptimo. Paralelamente el laboratorio deberá reportar los valores de resistencia en VRS para cada tipo de material a utilizar, finalmente se realiza un gráfico como el que se muestra en la **Figura 8**.

Teniendo los resultados y con la ayuda del gráfico de la **Figura 8**, se encontrará una zona que reflejará las condiciones esperadas para la subrasante, encontrándose, en función de la humedad crítica esperada, el valor crítico de \widehat{VRS} de diseño.

En función del \widehat{VRS} crítico obtenido para la subrasante, se recomienda un valor menor para el cuerpo del terraplén, del orden del 60% obtenido para la subrasante (Rico, et al, 1998).

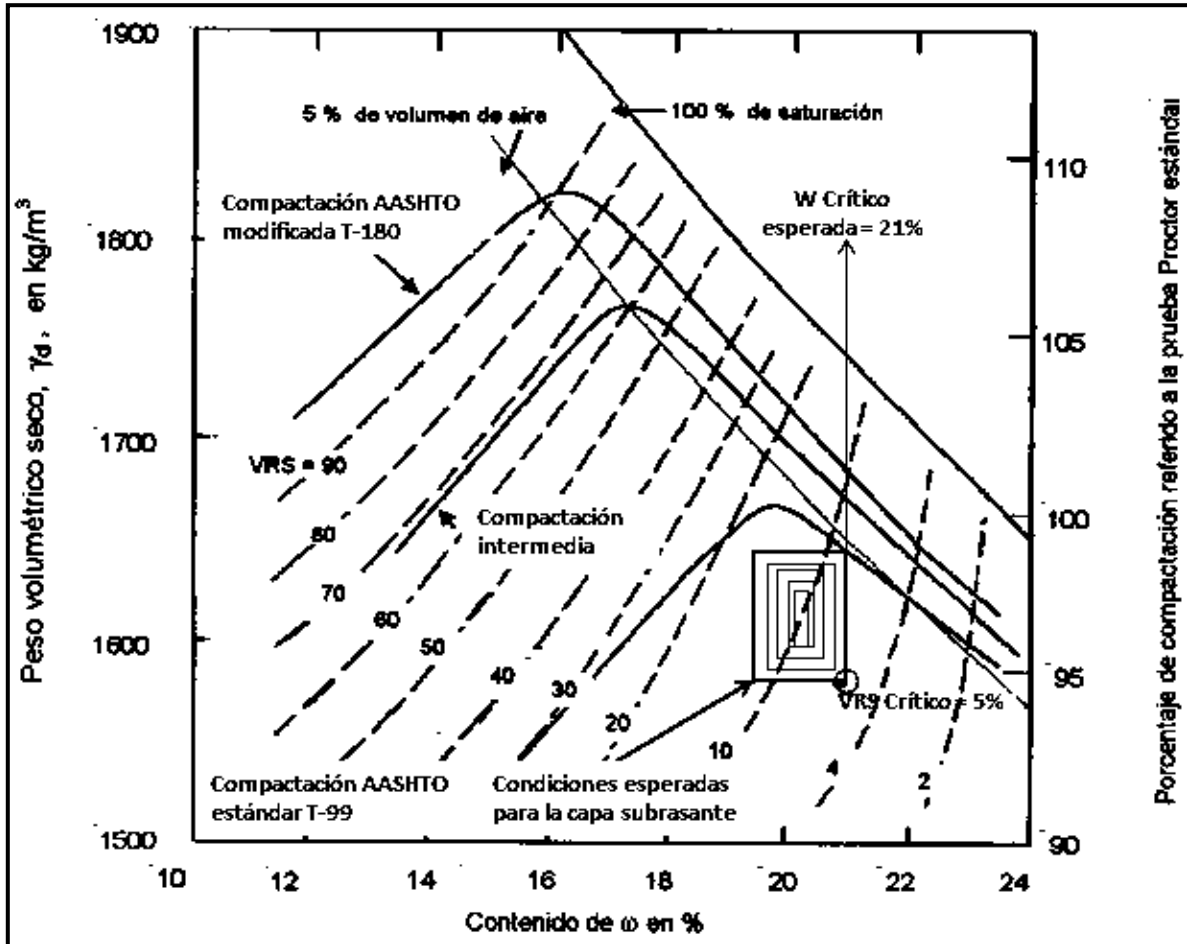


Figura 8 Ejemplo de las relaciones peso volumétrico seco – Contenido de humedad – VRS, para un suelo arcilloso (Rico, et al, 1998).

Para obtener el \widehat{VRS} crítico de las capas restantes, para la base y subbase, el método emplea la siguiente **Ecuación 1**, en donde interviene un coeficiente de variación estimado (v) entre 0.2 y 0.3, debido a cambios posibles de material, procedimiento constructivo, etc. Lo que hace este coeficiente es reducir el VRS de campo promedio, con lo que ayudará a cubrir incertidumbres de la prueba de Valor Relativo de Soporte como de los materiales, redundando en lo que se conoce como factor de seguridad. La ecuación se presenta a continuación.

$$\widehat{VRS} = \overline{VRS} (1 - 0.84v) \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

\overline{VRS} : Es el Valor Relativo de Soporte Crítico.

\overline{VRS} : Es el Valor Relativo de Soporte promedio.

v : Coeficiente de variación la resistencia de los materiales (0.2 – 0.3).

Posteriormente el siguiente paso que contempla el método, consiste en la información y procesamiento de los datos del tránsito, teniendo el TDPA inicial, su tasa de crecimiento en porcentaje anual y la composición vehicular detallada, considerando desde los automóviles más ligeros hasta los vehículos más pesados de carga. Se hace notar que el método contempla en este análisis los porcentajes de vehículos pesados, tanto cargados con carga legal, como totalmente vacíos, lo anterior se puede realizar en una tabla como el de la **Figura 9**.

CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO Σ

Nombre de la Vialidad: _____ No. de carriles por sentido: _____
 Fecha del Documento: _____

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS ②	COMPOSICION DEL TRANSITO Cargado o Vacio ③=①x②	COEFICIENTES DE DAÑO				NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton.					
				Z ₀ = ④	Z ₁ = ⑤	Z ₂ = ⑥	Z ₃ = ⑦	⑧=③x④	⑨=③x⑤	⑩=③x⑥	⑪=③x⑦		
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
		CARGADO											
		VACIO											
SUMAS	1.000		1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ②									
COEFICIENTE DE ADJUMILACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] \cdot 365$				TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ③									
TDPA = TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL =				C_T ④									
T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = %				Σ ⑤ = ② x ③ x ④									
n = AÑOS DE PROYECTO =				CD CARRIL PROYECTO =									

Profundidad	Sobre la superficie de la capa de:
Z ₀	
Z ₁	
Z ₂	
Z ₃	

Figura 9 Tabla para el cálculo de la suma de los ejes equivalentes.

Finalmente el método establece un procedimiento sencillo para obtener los espesores equivalentes de diseño de la sección estructural del pavimento, procedimiento que incluye varios nomogramas que están en función del nivel de confianza que se elija, el Valor Relativo de Soporte Crítico de cada capa y el tránsito equivalente acumulado en ejes sencillos de 8.2 toneladas en el carril de proyecto, como se observan en la **Figura 10** y **Figura 11**.

Con los nomogramas de la **Figura 10** y **Figura 11**, se obtiene los espesores equivalentes para cada capa a las profundidades Z_n , tomando en cuenta coeficientes de resistencia estructural recomendados a_i , que considera 1 cm de asfalto equivalente a 2 cm de grava.

$a_1 D_1 =$ carpeta, D_1 es el espesor en cm, a_1 el coeficiente de equivalencia.

$a_2 D_2 =$ base, D_2 es el espesor en cm, a_2 el coeficiente de equivalencia.

$a_n D_n =$ capa n, D_n es el espesor en cm, a_n el coeficiente de equivalencia.

Con lo anterior, se tiene la posibilidad de determinar el espesor final de cada capa de la sección estructural del pavimento diseñado, interviniendo para ello los diferentes criterios que adopte para una mejor estructuración de la sección carretera, tomando en cuenta ciertos arreglos de capas, ciertas clases de materiales y mínimos espesores que se tienen especificados por la dependencia o autoridad responsable.

El espesor se obtiene con la ayuda de los nomogramas **Figura 10** y **Figura 11**, teniendo como parámetros el VRS, tránsito equivalente acumulado en el carril de proyecto y el nivel de confianza. Teniendo estos valores se inicia con el \overline{VRS} , localizándolo en el eje de las abscisas y se traza una línea vertical hasta localizar el tránsito equivalente acumulado en el carril de proyecto ($\sum L$), una vez localizado se traza una línea horizontal hasta intersectar al eje de las ordenadas que corresponderá a Z_n .

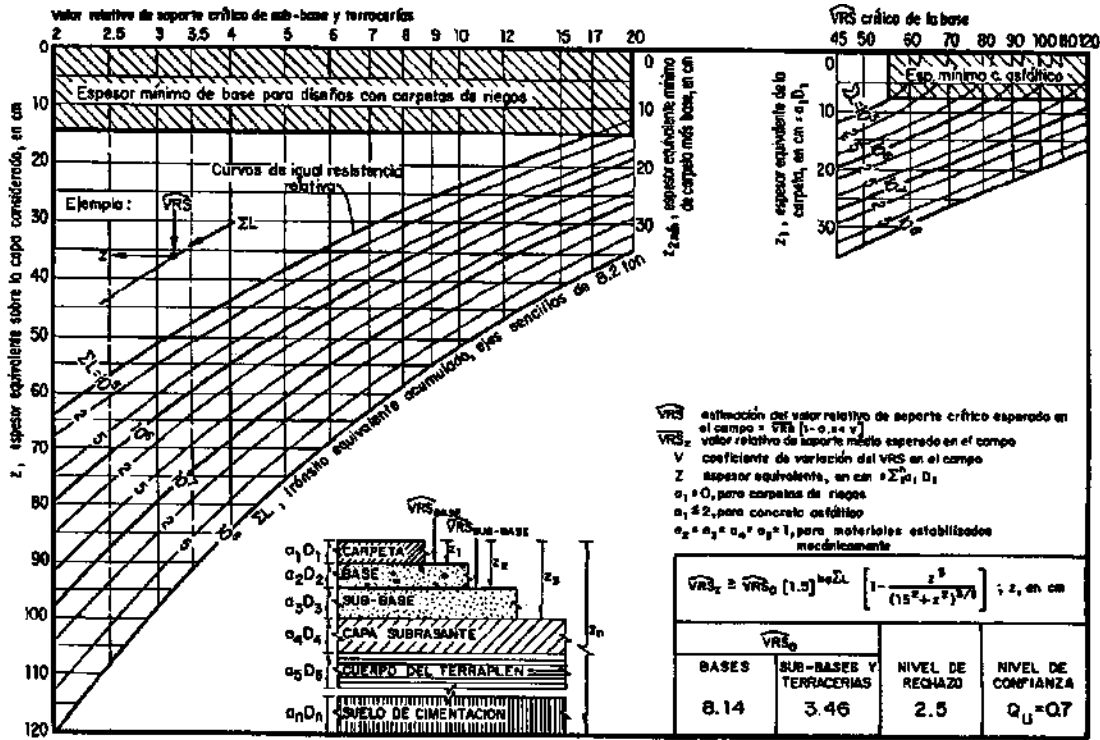


Figura 10 Nomograma para el diseño estructural de carreteras de pavimento flexible para un nivel de confianza de 0.7 (Corro, et al, 1981).

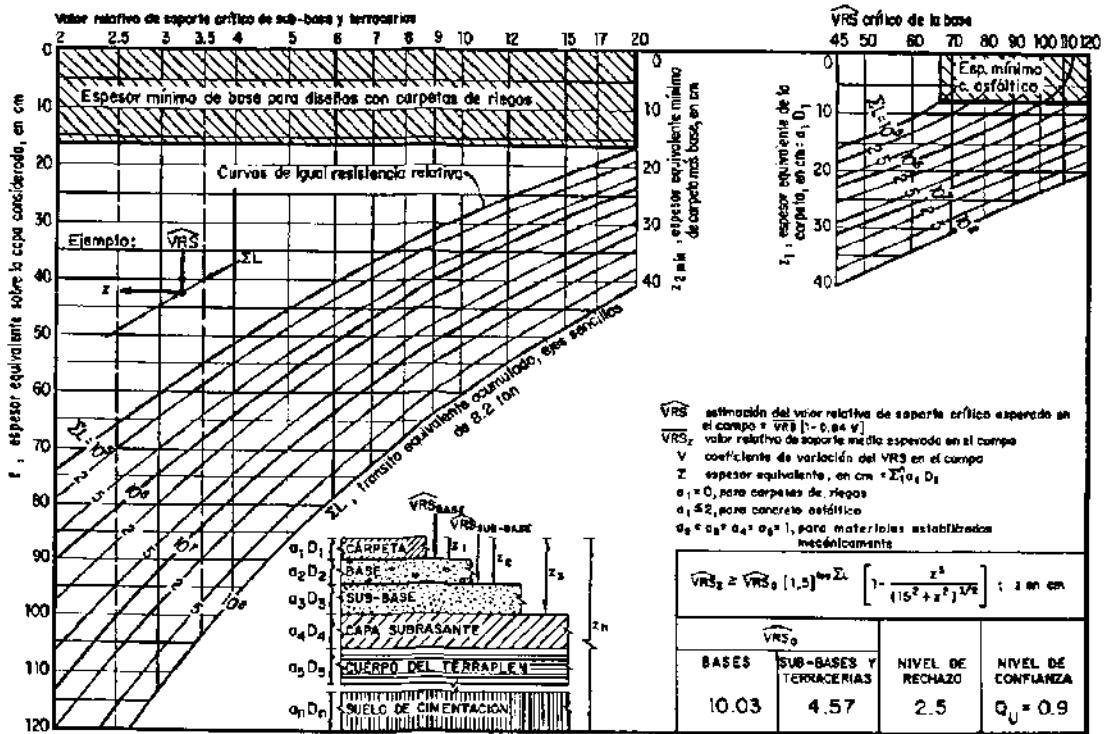


Figura 11 Nomograma para el diseño estructural de carreteras de pavimento flexible para un nivel de confianza de 0.9 (Corro, et al, 1981).

1.4.2 Ensayos De Módulo Resiliente

1.4.2.1 Definición de Módulo Resiliente

Hveem y Carmany (1948) (*Garnica, et al, 2000*) reconocieron que el módulo dinámico de elasticidad para subrasantes es un parámetro de gran importancia para entender el agrietamiento (por fatiga) de las superficies de asfalto y que la carga monotónica podría no ser la adecuada para su determinación.

En 1955, Hveem desarrolló el tema “comportamiento resiliente de los pavimentos”. El propuso la prueba del estabilómetro para caracterizar a las subrasantes.

Seed y sus colegas de la Universidad de California siguieron lo establecido por Hveem. Seed en 1955, y desarrollaron la prueba de carga repetida e introdujeron el término de módulo de resiliencia (*Garnica, et al, 2000*).

Este término fue cambiado más tarde por el de módulo resiliente (*Garnica, et al, 2000*), el cual fue definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable y se muestra en la **Ecuación 2**.

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{axial}} \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

σ_1 = Esfuerzo principal mayor

σ_3 = Esfuerzo principal menor

σ_d = Esfuerzo desviador

ϵ_{axial} = Deformación recuperable

Durante pruebas de carga repetida se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega a ser aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede asumirse como elástica. Al módulo que permanece constante se le llama **módulo de resiliencia** (Figura 12). Este concepto aplica tanto **para suelos finos** como **para materiales granulares**.

Así entonces, el concepto de módulo de resiliencia está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

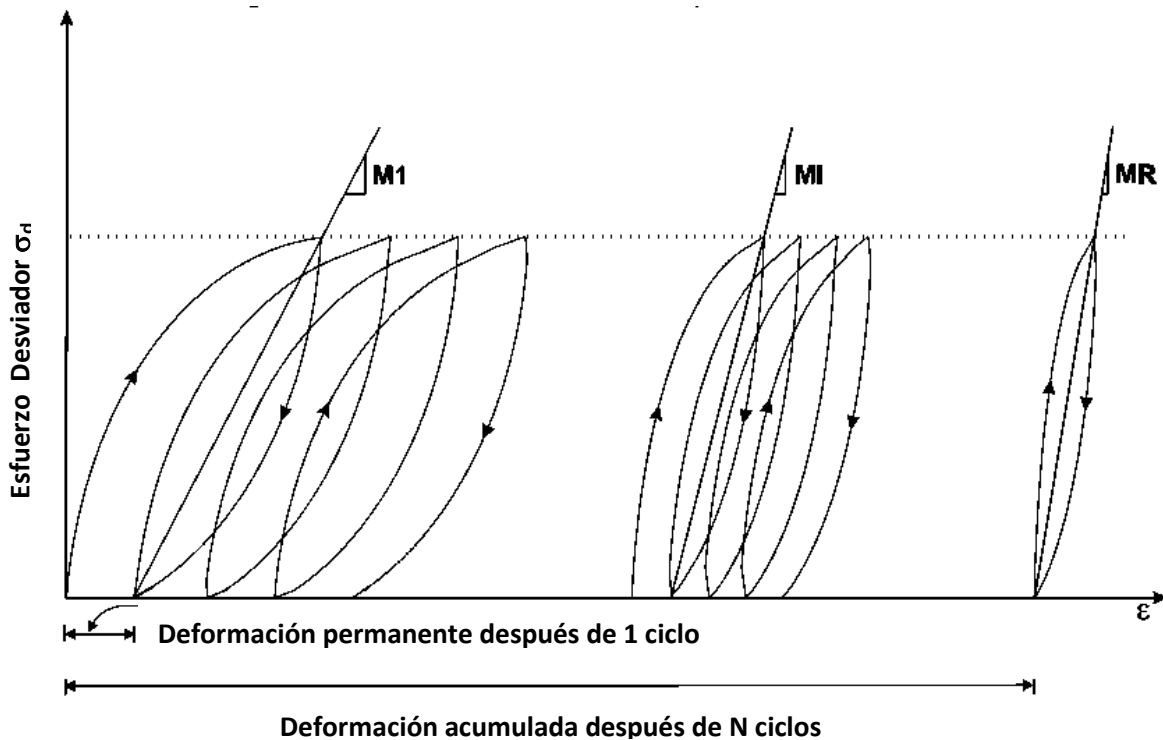


Figura 12. Se ilustra el mecanismo por el cual la deformación permanente se va acumulando; hasta que prácticamente es mínima, la pendiente correspondiente a esta deformación es el módulo resiliente.

Los materiales que constituyen los pavimentos incluyendo las terracerías y el terreno de cimentación se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes, las cuales son transmitidas por el tránsito vehicular.

Las deformaciones producidas por el tránsito vehicular son deformaciones Resilientes o elásticas las cuales se recuperan cuando se le deja de aplicar las cargas. La recuperación de estas deformaciones es de gran importancia en las diferentes capas que conforman el pavimento, ya que en cada una de ellas actúan

esfuerzos de diferentes magnitudes, debido a la estructura inherente de cada capa y su ubicación con respecto a la estructura del pavimento.

Las cargas aplicadas al pavimento son generadas por el paso de los vehículos, sin embargo la mayoría de las cargas son originadas por vehículos en movimiento, lo que origina una serie de pulsos que los transmiten a las capas inferiores de la capa de rodamiento, dichos pulsos están formados tanto por esfuerzos normales como cortantes lo cual hace complejo su análisis.

En la **Figura 13** se observa el esquema de una sección longitudinal de las capas de un pavimento, sobre la cual una carga se mueve a velocidad constante.

El estado de esfuerzos experimentado por el punto P, debido a la carga en el punto A, puede observarse en la **Figura 13 (a)**; que en este punto actúan tanto esfuerzos normales como cortantes.

Cuando la carga se mueve al punto B, los esfuerzos cortantes se vuelven cero (nulos) y únicamente actúan los esfuerzos normales, como se observa en la **Figura 13 (b)**; en este punto se tiene un estado triaxial de esfuerzos, debido a que se presentan solo esfuerzos normales. La dirección de los esfuerzos cortantes originados en el punto C es contraria a la dirección de los esfuerzos en el punto A, como se observa en la **Figura 13 (c)**.

En el laboratorio se realizan pruebas triaxiales simulando la condición B tratando de simular las condiciones más desfavorables. Durante las pruebas debe aplicarse un esfuerzo de confinamiento que varíe con el esfuerzo desviador; sin embargo es muy difícil simular dicha condición debido a que el esfuerzo de confinamiento es difícil estarlo controlando con respecto al esfuerzo principal mayor, debido a esto se mantiene constante durante toda la prueba lo que se varía únicamente es el esfuerzo desviador.

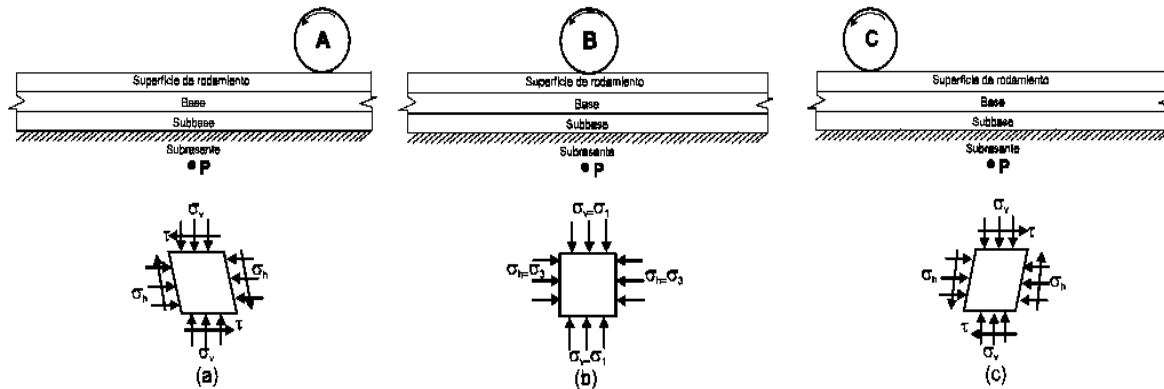


Figura 13 Estado de esfuerzos en una subrasante (*Garnica, et al, 2000*).

1.4.2.2 Condiciones De Ensayos Que Afectan El Valor Del Módulo De Resiliencia.

En pavimentos, las deformaciones que interesan son de dos puntos de vista: por un lado, las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla y por otro se sabe que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho (Rico y Del Castillo, 1992).

Con la finalidad de tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se ha realizado en el mundo una serie de experimentos, tanto en modelos a escala natural como en muestras de material analizadas en el laboratorio, obteniendo información muy valiosa sobre el comportamiento Esfuerzo – Deformación de los materiales.

Algunas de las investigaciones realizadas se encuentran en la publicación técnica número 142 publicada por Instituto Mexicano del Transporte en el año 2000, unas de las cuales se mencionan a continuación (*Garnica, et al, 2000*).

Una de las investigaciones es la realizada por Brown en 1996, dónde instrumentó una estructura de pavimento real, para posteriormente someter dicha estructura a una serie carga repetida generada por un tractocamión.

En las **Figura 14** (a) y (b) se observan los gráficos de Esfuerzo – Deformación obtenidos del análisis, dichos gráficos se obtuvieron al ubicar un punto de estudio a una profundidad de 35 cm con respecto a la superficie de rodamiento. Se observa que las cargas transmitidas al pavimento son en forma de pulsos, cuya magnitud depende de la presión de inflado de las llantas y de la carga por eje, así como también se observa que el tiempo de duración del pulso depende de la velocidad del vehículo. Además se observa que la deformación máxima registrada corresponde al esfuerzo desviador máximo y por lo tanto la deformación menor corresponde al esfuerzo desviador menor.

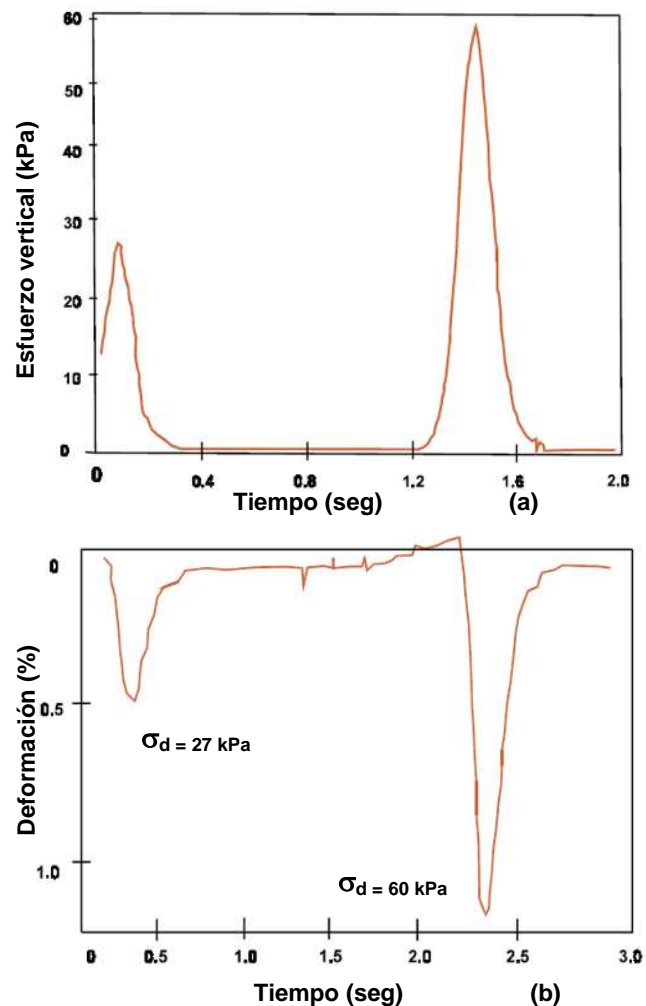


Figura 14 Se observa la variación típica de la deformación vertical resiliente en un pavimento con carpeta asfáltica (Brown, 1996).

Otro de los resultados obtenidos por Brown se observan en la **Figura 15**. En éste caso el análisis se realizó a una subrasante, donde los esfuerzos obtenidos se observan en la figura antes mencionada. Se puede observar que el esfuerzo máximo generado fue de aproximadamente 16 kPa.

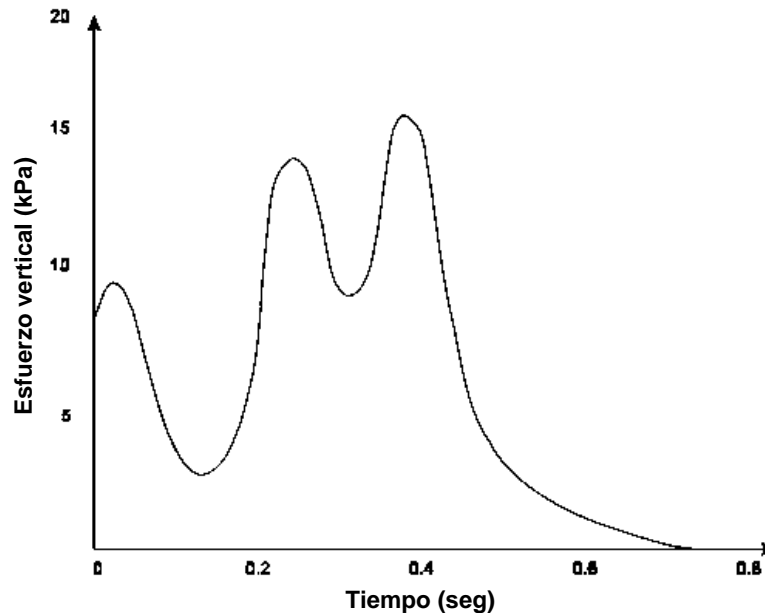


Figura 15 Se observan los esfuerzos verticales en una subrasante bajo la carpeta de 165 mm de espesor (Brown 1996).

Con base en los resultados que se obtuvieron por los investigadores (Citados por **Garnica, et al, 2000**), se puede concluir que los esfuerzos aplicados por una llanta vehicular a un pavimento se aproximan a una trayectoria senoidal, y el tiempo de duración de aplicación de la carga depende de la velocidad del vehículo.

Es decir mientras el vehículo incrementa su velocidad el tiempo de duración de aplicación de la carga disminuye, en lo cual puede repercutir en el daño generado al pavimento, y si disminuye la velocidad el daño será mayor.

1.4.2.3 Factores Que Afectan El Módulo De Resiliencia En Suelos Cohesivos

El módulo al igual que otros parámetros de los suelos, no es constante ya que cada suelo tiene propiedades diferentes y dicho módulo depende de muchos factores, algunos de los factores se mencionan a continuación:

- a) Número de aplicaciones del esfuerzo.
- b) Tixotropía.
- c) Magnitud del esfuerzo desviador.
- d) Método de compactación.

1.4.2.3.1 Número de aplicaciones del esfuerzo

Uno de los principales factores a los que se atribuye la variación del Módulo es el número de aplicaciones de carga, para entender más detalladamente se presenta la **Figura 16**, que es un estudio que se realizó a una arcilla compactada.

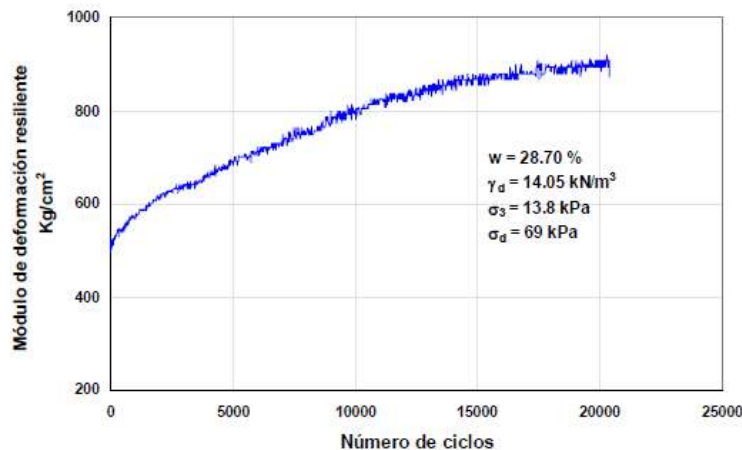


Figura 16 Se observa la variación del Módulo con el número de ciclos (Pt No. 142, IMT, 2000).

En la **Figura 16** se muestra un ensaye que se realizó a una arcilla compactada con una humedad del 28.7 % y un peso volumétrico de 15.05 KN/m^3 . Se observa que al inicio de los primeros ciclos el módulo se va incrementando considerablemente, pero conforme se incrementa el número de ciclos el módulo tiende a permanecer constante.

1.4.2.3.2 Tixotropía

Entre las partículas arcillosas se ejercen fuerzas debidas a las ligaduras fisicoquímicas que se manifiestan en sus respectivas películas envolventes de agua y cationes adsorbidos. Un amasado energético de la arcilla, puede romper

esas ligaduras momentáneamente, lo cual refleja macrofísicamente por una pérdida sensible de las propiedades de resistencia del material. Sin embargo, la mayoría de las arcillas vuelven más o menos lentamente a sus propiedades originales; a este fenómeno se le conoce como Tixotropía. El fenómeno es consecuencia del restablecimiento de las películas adsorbidas en su primitiva condición.

En estudios previos sobre arcillas compactadas (Mitchell, 1960; Seed y Chan, 1957, citados por **Garnica, et al, 2001**) se ha encontrado que muestras compactadas a altos grados de saturación, particularmente por métodos de compactación que inducen a esfuerzos cortantes al suelo, muestran un pronunciado incremento en la resistencia si se permite un periodo de reposo. Este incremento en la resistencia es atribuido a la tixotropía y al cambio progresivo en los arreglos de las partículas y presiones de poro del agua dentro del suelo en un tiempo prolongado. El efecto de la tixotropía en el módulo resiliente varía con el número de repeticiones (**Garnica, et al, 2001**).

En investigaciones realizadas por Seed en 1962 se observó que aun número menor de 10000 repeticiones, y con un incremento en el tiempo de almacenamiento previo a la prueba causa un aumento en el módulo resiliente; pero para mayor número de repeticiones los valores ya no son afectados significativamente por el periodo de almacenamiento (**Garnica, et al, 2001**).

1.4.2.3.3 Magnitud del esfuerzo desviador

En la **Figura 17** se observa un gráfico obtenido después de haber ensayado una muestra de arcilla que fue compactada con un contenido de agua del 29.9% y un peso volumétrico de 13.93 KN/m³.

En éste gráfico se observa que el módulo resiliente depende en gran medida del esfuerzo desviador y no así del esfuerzo de confinamiento.

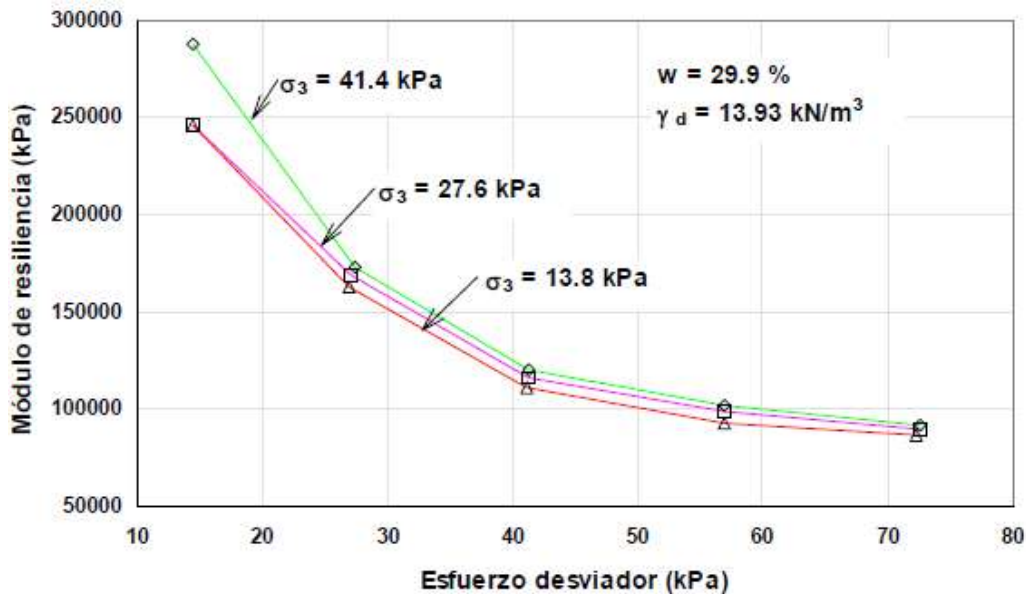


Figura 17 Efecto de la intensidad del esfuerzo en las características de resiliencia (Garnica, et al, 2001).

Se observa en la **Figura 17** que al incrementar el esfuerzo desviador el módulo resiliente disminuye rápidamente, sin embargo a partir de un esfuerzo de 40 kPa ya no se aprecia tanto la variación del módulo.

1.4.2.3.4 Método de compactación

Las características de resistencia de las arcillas compactadas han mostrado que, para muchos suelos, el método de compactación tiene un profundo efecto en el arreglo que adoptan las partículas de las arcillas.

En la **Figura 17** se observan los valores de módulo resiliente desarrollados a 60,000 aplicaciones, en muestras preparadas para toda la curva de compactación. Para contenidos de humedad entre el 16 y 18% la variación en módulos de resiliencia obtenidos por ambos métodos presenta diferencias muy marcadas. Se observa que los módulos mayores se presentan con el método de compactación de forma estática sin embargo para humedades entre el 18 y 19.5% el módulo es casi constante sin importar el modo de compactación.

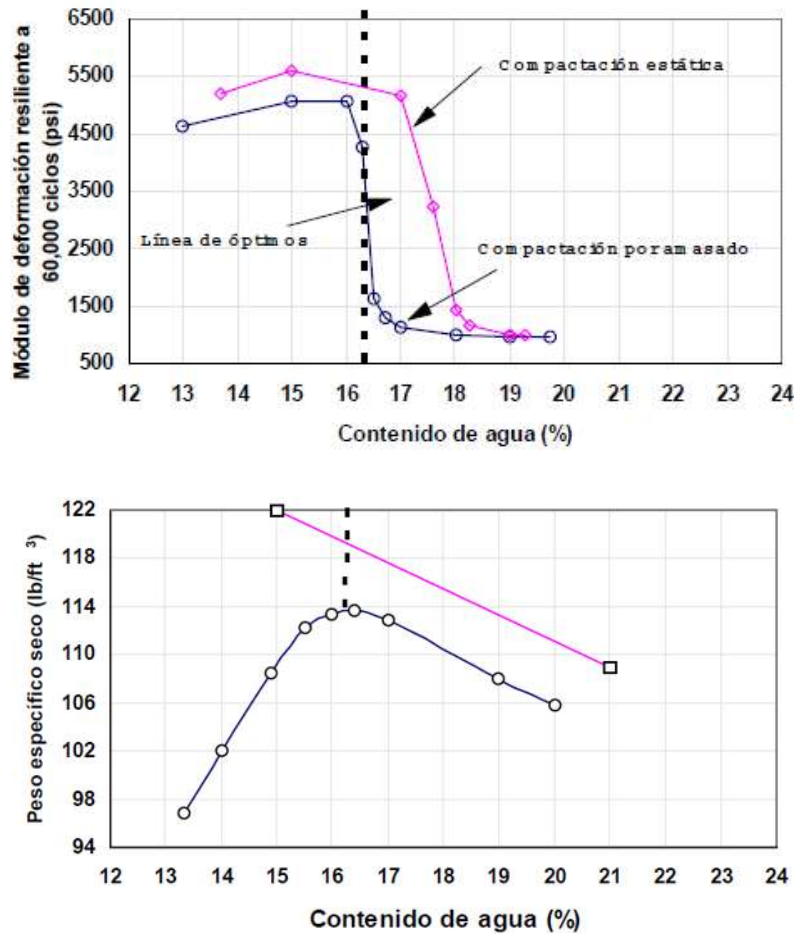


Figura 18 Efecto del método de compactación y el módulo resiliente (*Garnica, et al, 2001*).

1.4.2.4 Análisis de esfuerzos y deformaciones en un sistema multicapa

Los pavimentos flexibles son un conjunto de capas constituidas por diferentes materiales con propiedades distintas, conformados por una superestructura, que es la que se encuentra en la superficie y es la que está expuesta directamente al tránsito vehicular y a la intemperie, dicha superestructura también se le conoce como capa de rodadura, para pavimentos flexibles dicha capa se construye de una mezcla asfáltica donde los elementos principal son: el asfalto y el agregado pétreo (carpeta asfáltica). Para el diseño de los pavimentos actualmente se diseñan por dos criterios de falla: por deformación permanente y por fatiga en la carpeta asfáltica. Estos criterios tienen una relación empírica con el número de repeticiones de carga de 8.2 ton que resiste el pavimento antes de la falla.

Es muy importante realizar un análisis Esfuerzo – deformación de los pavimentos para realizar un mejor diseño. Para calcular los Esfuerzos y deformaciones a distintas profundidades en un pavimento se utiliza la **teoría multicapa elástica**, sin embargo la solución de esta teoría es algo complejo y se requiere de tiempo, por lo que existe una solución alterna de forma más sencilla denominada **teoría de Odemark**.

1.4.2.4.1 Teoría de elasticidad multicapa

En esta teoría el pavimento se modela como un sistema simplificado multicapa, donde cada capa se supone elástica e isotrópica. En la **Figura 19** se muestra un sistema de n capas, el sistema tiene un área flexible circular uniformemente cargada de radio a , que representa la llanta de un vehículo. En la realidad existen distintas configuraciones de llantas en las que se suman los efectos, en los análisis realizados con la teoría multicapa se pueden sumar los efectos de otras cargas de manera natural para representar la realidad.

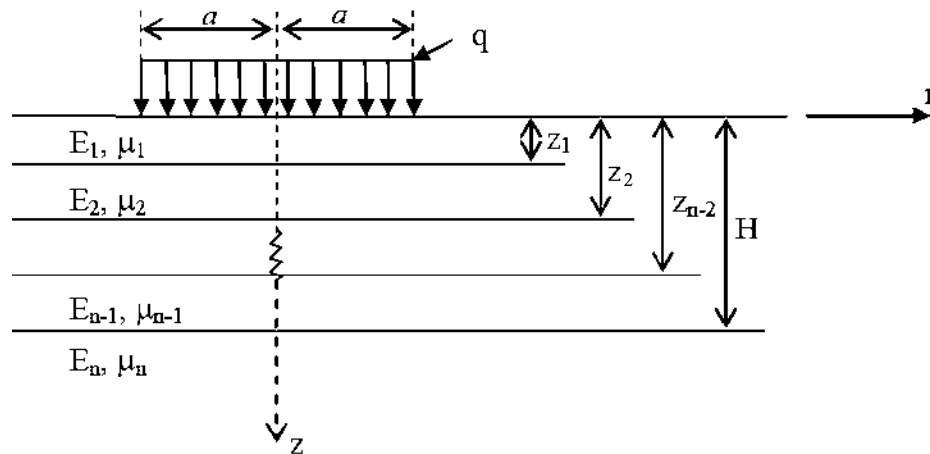


Figura 19 Sistema de n capas (Chávez, C., 2013).

Se observa además en la **Figura 19** que para cada capa uno de los principales parámetros necesarios para su análisis son los módulos (E, μ) que corresponde al módulo de elasticidad y al módulo de Poisson. Estos parámetros son sin duda

alguna los que definen el comportamiento de los materiales que conforman las capas de los pavimentos. Para la solución de la teoría elástica multicapa resolver la ecuación diferencial es un poco tardado por lo que en 1943 Burmister propuso una solución para analizar el estado de esfuerzos en una estructura de pavimento de forma gráfica.

Inicialmente Burmister propuso la solución basada en dos capas, la solución gráfica se observa en la **Figura 20**, donde explica la distribución de esfuerzos de Boussinesq. En la solución gráfica presentada por Burmister, se observa que involucra como parámetro principal una relación de módulos o rigidez entre una capa y otra (E_1/E_2), se observa además que el módulo es el único parámetro requerido de cada material que conforman cada capa, por lo tanto es muy importante la determinación correcta de este parámetro (Módulo).

Actualmente existe una gran tendencia a utilizar el módulo resiliente como parámetro característico de los materiales, es decir se ha comprobado en muchas investigaciones ya realizadas que el módulo de resiliencia es el parámetro que más representa las condiciones a las cuales estarán expuestos los materiales, debido a que los materiales colocados en los pavimentos se encuentran sometidos a cargas dinámicas (cíclicas), y el módulo resiliente se obtiene mediante ensayos en el laboratorio en un equipo triaxial cíclico sometiéndolo a una serie de esfuerzos, que representan las sollicitaciones a las que estarán sometidos los materiales en el pavimento.

En esta solución que presentada por Burmister (**Figura 20**), se puede observar que si se tiene una capa con un alto módulo, es decir una capa de muy buena calidad con una rigidez alta y una capa de baja calidad con un módulo más pequeño ($E_1/E_2 = 100$) la mayoría de los esfuerzos se disipan en la primer capa y en la segunda capa se disipan más constantemente. Caso contrario se da cuando en la primera capa se tiene un bajo módulo y en la segunda capa se disipa la mayoría de los esfuerzos.

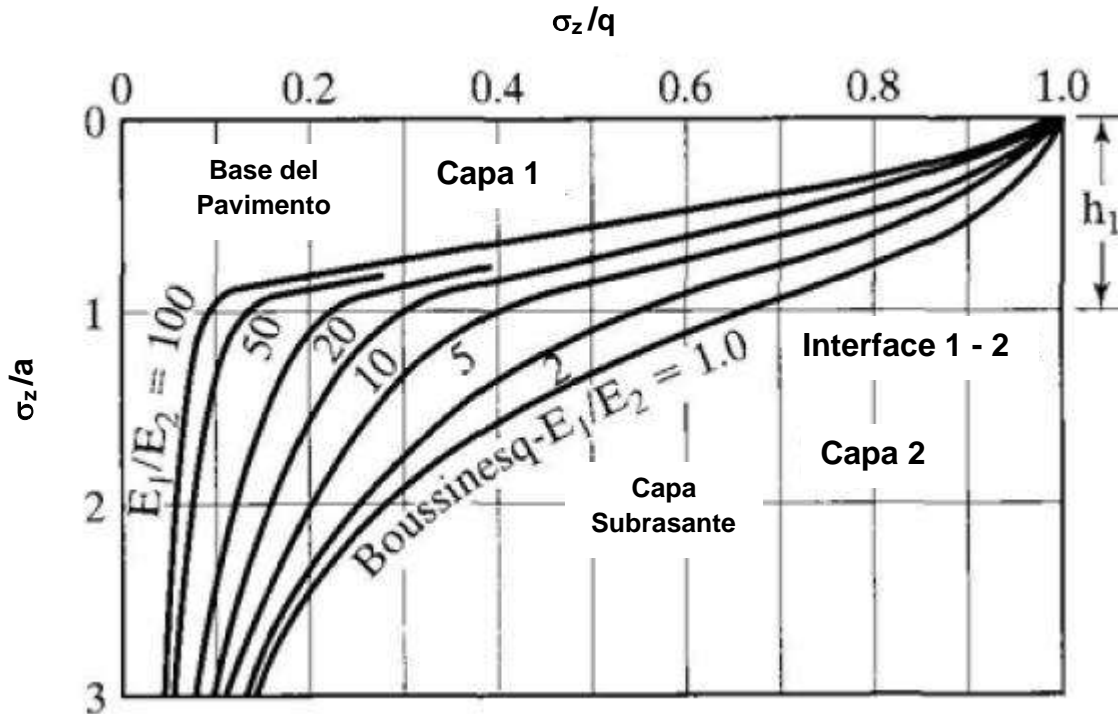


Figura 20 Solución Bicapa Burmister (Huang, 1993).

Adicionalmente existe otra teoría que es una forma más simple para calcular los esfuerzos de un pavimento de n capas, esta teoría es la llamada teoría de **Odemark**, que supone que los esfuerzos y deformaciones por debajo de una capa dependen de la rigidez de la capa inferior solamente.

Sin embargo esta teoría es una aproximación y no es correcta matemáticamente, por lo cual se debe realizar una corrección mediante un factor (f). Finalmente la solución se presenta a continuación.

$$h_e = f \times h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}$$

Dónde:

$f = 1.1 (a/h_1)^{0.3}$ Si el espesor de la capa h_1 , es menor que el radio del área cargada. El factor es igual a 1 en caso contrario y un sistema de n capas.

$f = 0.9$ Para la primera interface en un sistema de dos capas.

$f = 0.8$ Para un sistema de n capas a partir de la segunda interface.

El método de Odemark es válido para relaciones de módulos mayores a dos. Y que decrecen con la profundidad y el espesor equivalente mayor al radio del área cargada. Al realizar una comparación entre la teoría Elástica y la teoría de Odemark se observa que prácticamente no es mucho el error que existe en la teoría de Odemark como se observa en la **Figura 21**.

Finalmente se hace notar que para calcular los esfuerzos y deformaciones el parámetro principal que se toma en cuenta es módulo de elasticidad o de rigidez, de ahí la gran importancia de determinarlo de una manera muy sensible y con mucho cuidado ya que de él dependen los resultados que nos arrojaran ambas teorías.

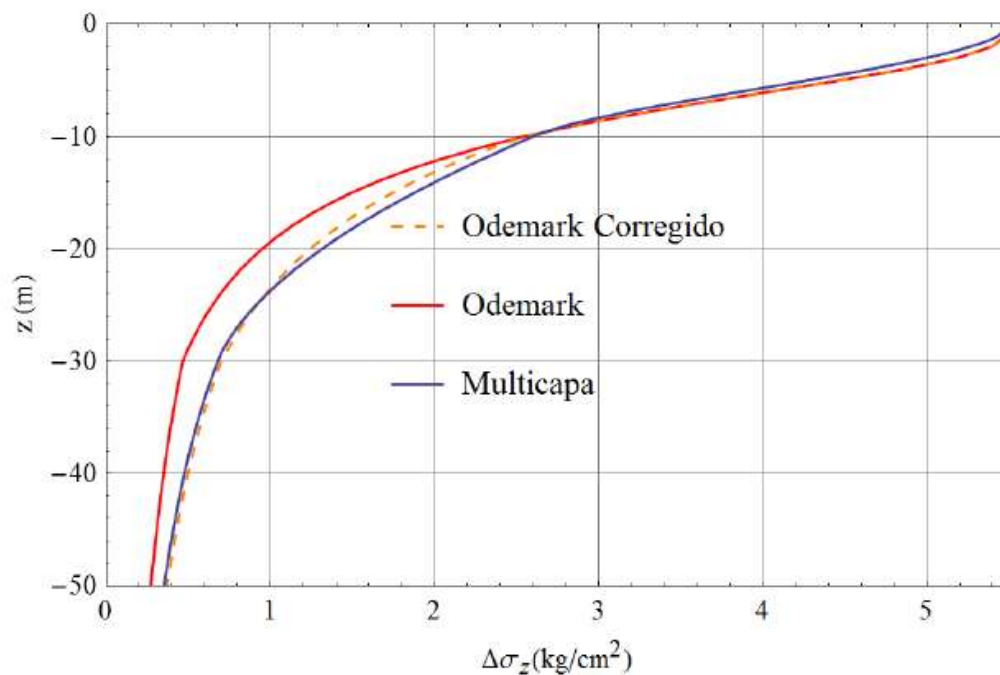


Figura 21 Resultado de la comparación de las Teorías de Odemark y la Multicapa (C. Chávez, 2013).

1.4.3 Deformación Permanente

1.4.3.1 Definición de deformación permanente

En los materiales existe un límite elástico y un límite plástico, donde el límite elástico es el esfuerzo máximo que un material puede resistir sin presentar deformaciones plásticas. En la zona donde el material vuelve a recuperar su estado original una vez que se le ha dejado de aplicar el esfuerzo; a este estado se le llama estado deformación elástica, pero si se pasa este límite el material presenta un estado plástico, donde el material ya no recupera su estado original, al cual se le denomina deformación permanente, si se sigue aplicando esfuerzo llega el momento donde se pasa el límite plástico, y es donde se presenta la falla del material.

Por consiguiente podemos decir que la deformación permanente en suelos se origina en el estado plástico de esfuerzos, donde un suelo ya no recupera su estado inicial.

Uno de los requisitos de un método analítico exitoso es la medición experimental de la deformación permanente así como la correcta caracterización de los materiales a utilizar en la construcción de los pavimentos.

La deformación permanente en las capas que conforman un pavimento, debido al tráfico genera deformaciones irreversibles en la superficie de rodamiento del pavimento, originando así las deformaciones permanentes como se observa en la **Figura 22**.

Debido a lo mencionado en el párrafo anterior en la práctica una construcción de pavimento debe ser diseñado de tal manera que ninguna o solo pequeñas deformaciones permanentes aparezcan en cada capa que lo conforman, ya que como se mencionó anteriormente las deformaciones permanentes se verán reflejadas en la superficie del pavimento como se observa en la **Figura 22**.

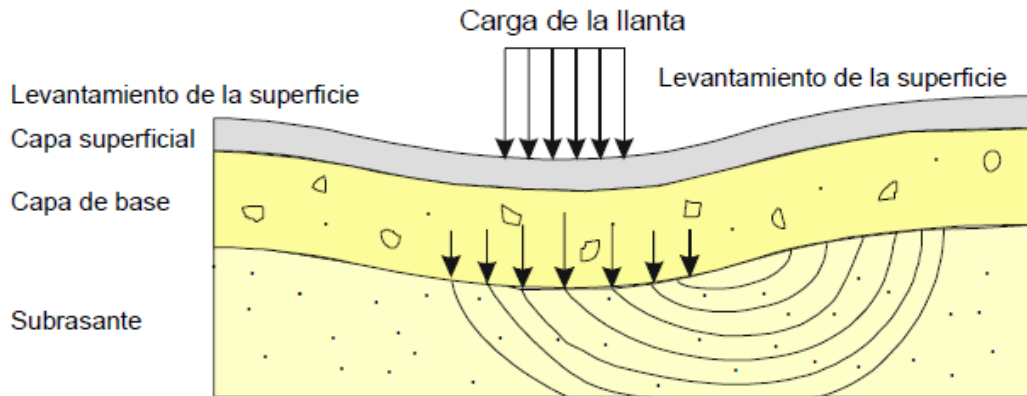


Figura 22 Deformación permanente generada la capa Subrasante (Según F.N. Hveem, Citado por Garnica, et al, 2001).

1.4.3.2 Concepto De Deformabilidad Plástica En El Diseño De Pavimentos

Por lo que para fines de diseño se debe de conocer la carga máxima que sobrepasa la deformación elástica y posteriormente se debe de verificar que no sobrepase las deformaciones permanentes permisibles para el diseño.

El concepto de deformabilidad plástica (shakedown) se utiliza para describir el comportamiento de las estructuras de ingeniería convencionales en virtud carga cíclica repetida.

El concepto de deformabilidad plástica (shakedown) establece que hay cuatro categorías de respuesta bajo cargas repetidas (**Figura 23**):

1. Totalmente elástico.
2. Rango de acomodo Elástico.
3. Rango de fluencia Plástica.
4. Colapso progresivo.

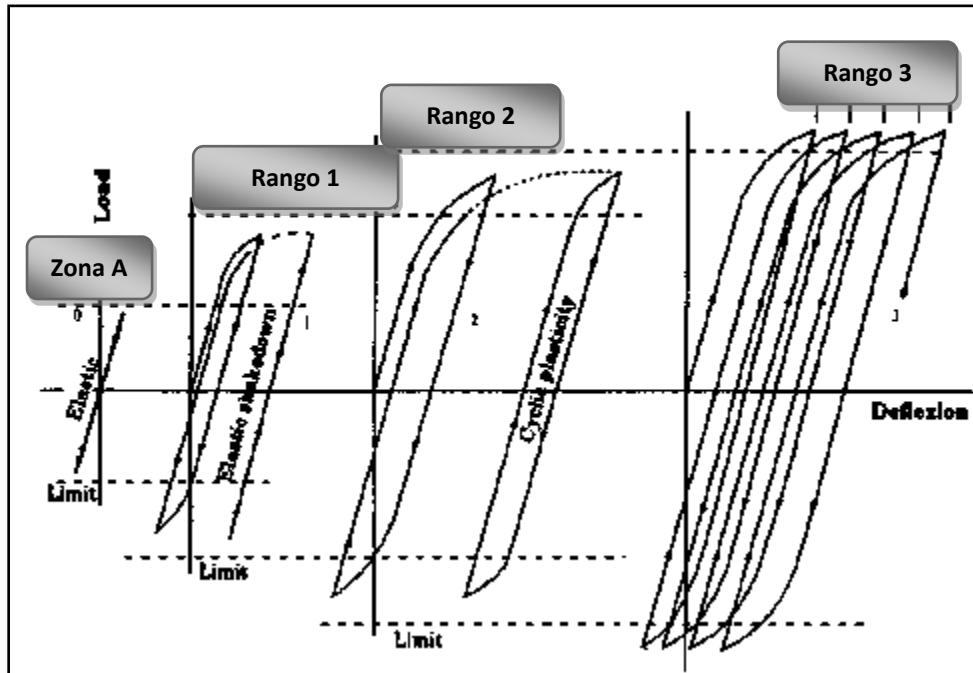


Figura 23 Comportamiento deformabilidad plástica (Shakedown) bajo carga cíclica repetida (Werkmeister 2004).

Como se observa en la **Figura 23** se representa una zona totalmente elástica (Zona A), en el rango 1 se representa en la primera parte deformaciones elasto – plásticas, que después de un número de ciclos desaparecen y se presentan sólo deformaciones elásticas, en el rango 2 ya se observa una deformación cíclica plástica de mayor magnitud, es decir ya se observa la deformación permanente significativa, en el último rango 3 representa una serie de deformaciones plásticas que progresivamente conducen a la falla, un ejemplo de este rango 3, se puede observar en la **Figura 24**.

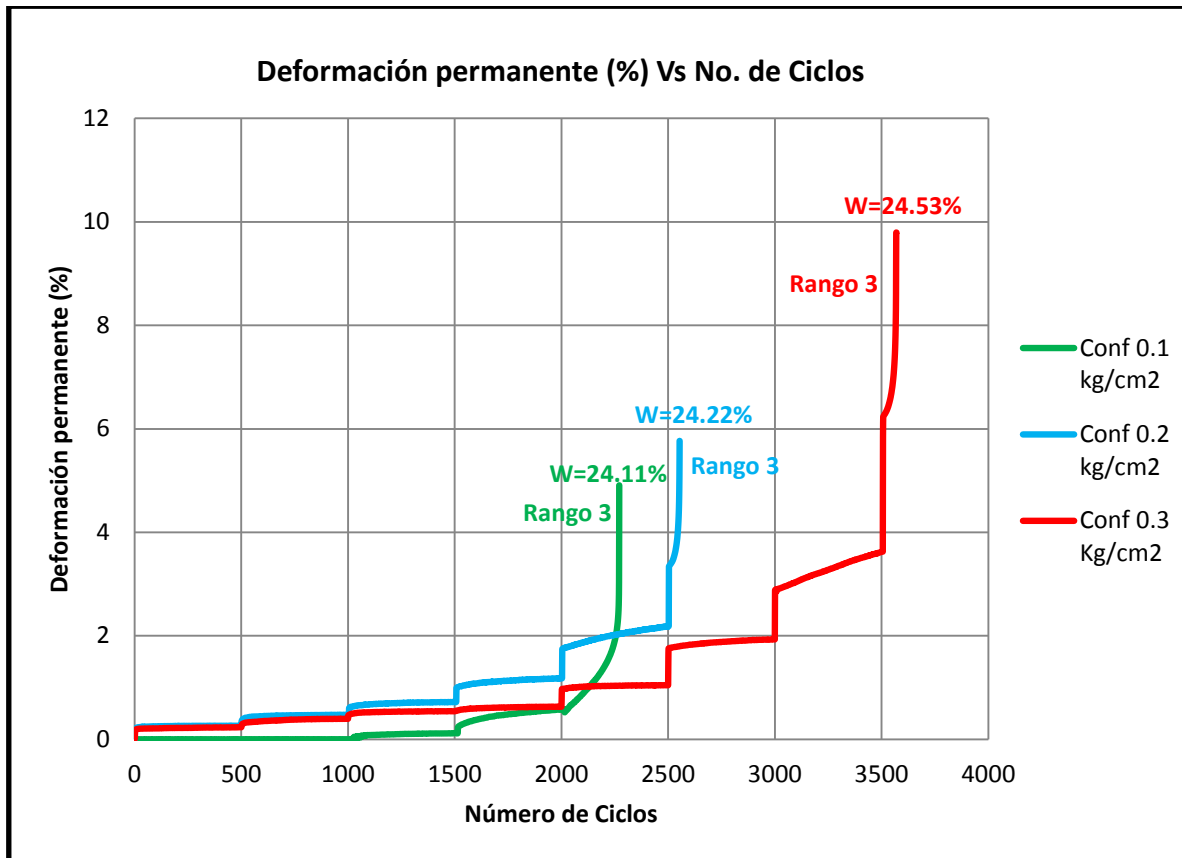


Figura 24 Gráficas de deformación permanente obtenidas para la humedad del 25% del tepetate en estudio con tres diferentes confinamientos (Zamora, Chávez 2012).

En la Figura 24, además se observan tres gráficos que representan el comportamiento de un material (SM) bajo cargas cíclicas manteniendo un contenido de humedad constante y un confinamiento constante. Se observan en los tres gráficos el rango 3, que es donde los incrementos de deformación permanente se van incrementando hasta llegar a la falla (colapso Figura 25).



Figura 25 Falla del material (Colapso), (Zamora, Chávez 2012).

La posible utilización del concepto de deformabilidad plástica (shakedown) en el diseño del pavimento se introdujo por primera vez por Sharp y Booker 1984 y Sharp 1983 (**Werkmeister 2004**). Sharp y Booker justifican la aplicación del concepto de deformabilidad plástica (shakedown) a partir de los resultados de las pruebas de carretera AASHO Kent 1962.

Adicionalmente se realizaron investigaciones en la Universidad de Nottingham, Inglaterra (**Werkmeister 2004**) con materiales granulares con un equipo triaxial cíclico. Los especímenes se elaboraron utilizando el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, obtenidos ambos parámetros mediante la prueba de compactación Proctor, así también se elaboraron los especímenes variando los contenidos de humedad.

Durante el proceso de ejecución de prueba el esfuerzo de confinamiento se mantuvo constante para cada material granular analizado. Los esfuerzos desviadores se fueron aplicando hasta que los especímenes llegaron a la falla (Ejemplo **Figura 26**).

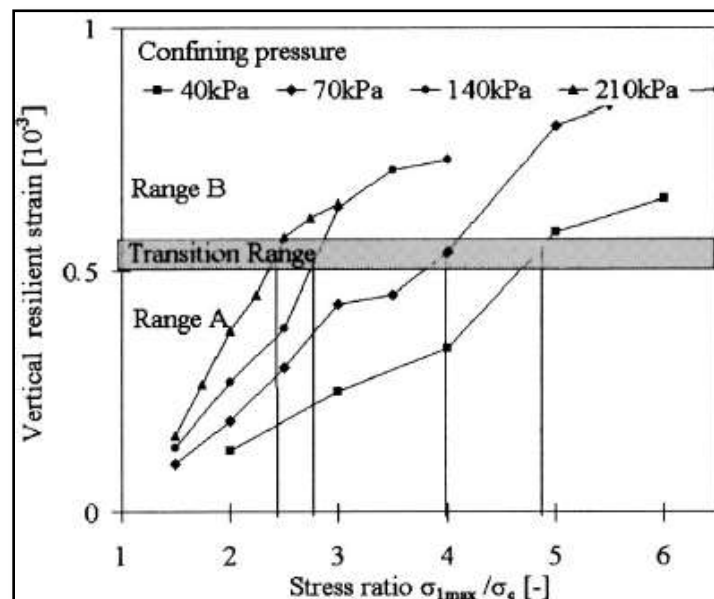


Figura 26 Muestra la deformación y el esfuerzo radial para cuatro diferentes esfuerzos de confinamientos para suelos granulares (**Werkmeister 2004**).

Los resultados de los ensayos realizados en la Universidad de Nottingham, Inglaterra (Werkmeister 2004) se observan en la **Figura 27**, donde se observa que existen tres tipos de deformación permanente acumulada que presenta Werkmeister para un material granular, en dicha figura se observan tres rangos (A, B, C, (1,2,3)) donde cada rango corresponde a diferentes esfuerzos de confinamiento.

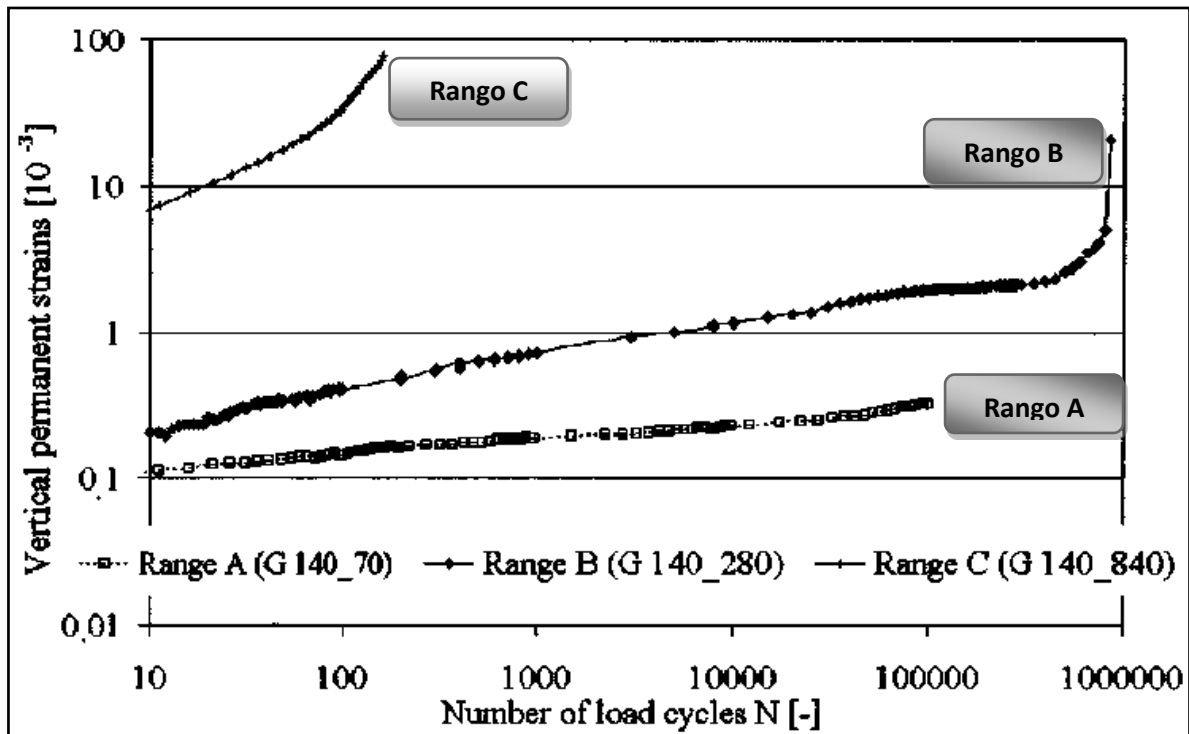


Figura 27 Comportamiento de la deformación permanente de un material granular (Granodiorita), (Werkmeister 2004).

El rango A (1): en éste rango se observa que la deformación permanente se va incrementando constantemente, es decir la pendiente permanece constante.

El rango B: con respecto a éste rango se observa que la deformación permanente se va incrementando con el número de repeticiones de carga, se nota que con un alto número de repeticiones de carga se presenta la falla.

El rango C: en este rango se observa que a un número bajo de repeticiones se presenta la falla.

Adicionalmente **Arnold** en su tesis doctoral (2004) describe los rangos que define el concepto de deformabilidad plástica (Shakedown) bajo acumulación de cargas repetidas.

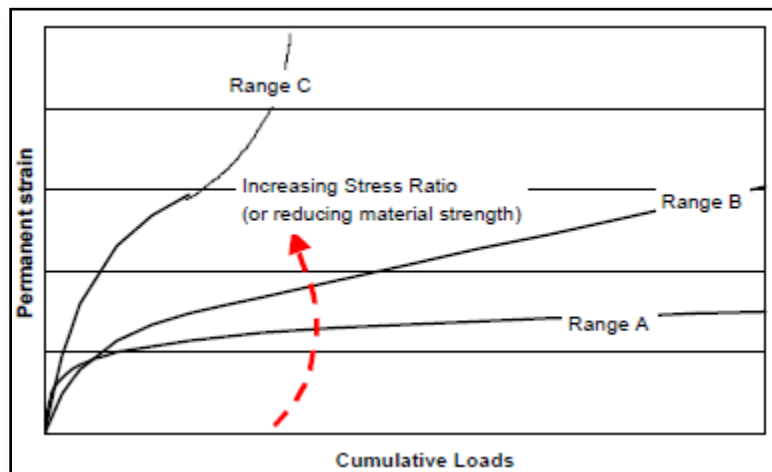


Figura 28 Se presentan los rangos A, B, C (1, 2,3) del concepto de deformabilidad plástica - Shakedown (Arnold 2004).

En la **Figura 28** se observa que el rango A (1) tiene un comportamiento plástico al inicio se presentan deformaciones plásticas no recuperables. Pero a partir de un cierto número de repeticiones las deformaciones plásticas disminuyen fuertemente y se presenta solo deformaciones elásticas. El rango B (2), se observa su comportamiento plástico inicial y al final se presenta una deformación permanente que se incrementa con una pendiente constante. Y finalmente en el rango C (3) su comportamiento es plástico, sin embargo su deformación se presenta con mayor rapidez lo que origina finalmente el colapso.

1.4.3.2.1 Análisis De Los Rangos

En la **Figura 27** se observa que el rango B, durante el proceso de prueba la deformación permanente se va incrementando conforme se le van aplicando los ciclos de carga hasta llegar a la falla, donde dicha falla se presentó en 1,000, 000 aplicaciones de carga, el comportamiento presentado en dicho gráfico corresponde a un comportamiento plástico. En el rango B el comportamiento de la deformación permanente fue teniendo un incremento mayor con respecto al rango A, es decir la pendiente es mayor que la obtenida en el rango A, esto se atribuye a que el esfuerzo desviador se incrementó, además se observa que un poco antes de la aplicación de 1,000,000 ciclos de carga su pendiente se incrementa de una manera considerable, dicho incremento representa que el espécimen fallará, por lo que se observa en el rango B que la falla se presenta al aplicarle 1,000,000 ciclos de carga.

En el rango C, el comportamiento que tuvo el material fue prácticamente plástico y la falla se presenta más rápidamente con respecto a los otros rangos (A, B), como se observa en la **Figura 29**, es decir se presenta el colapso.

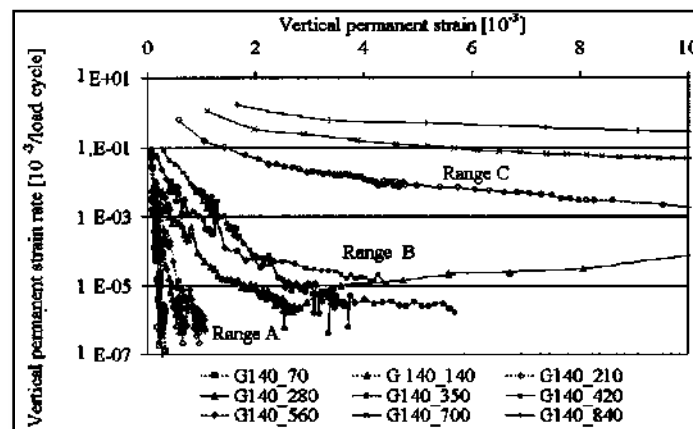


Figura 29 Se observa la velocidad de la deformación permanente por ciclo con respecto al número de ciclos de carga aplicados, Werkmeister 2004.

Como se observa en la **Figura 29** con respecto al rango C, la velocidad de la deformación por Ciclo de carga es mucho mayor que con respecto a los demás rangos, se observa además que al inicio en ambos rangos la velocidad de la

deformación por ciclo de carga es alta, pero posteriormente se estabiliza para los rangos A y B. Para el rango C llega a una cierta velocidad inicial alta, pero sigue incrementándose la deformación, sin embargo la velocidad con la que se deforma es mucho mayor que los rangos A, B, esto explica porque el espécimen correspondiente al rango C falla primero.

1.4.3.3 Ensayo de Deformación Permanente del Eurocódigo (Norma UNE-EN 13286-7 (2004))

Esta norma específica el procedimiento de ensayo para la determinación del comportamiento elástico y permanente de los materiales sin ligante, bajo condiciones que simulen las condiciones físicas y los estados de esfuerzo de los materiales que conforman las capas de los pavimentos sometidos a cargas en movimiento (dinámicas). Estos procedimientos permiten determinar las propiedades mecánicas que se pueden utilizar para clasificar las características de comportamiento de los materiales, y para calcular las respuestas estructurales de los pavimentos.

El ensayo se aplica a probetas cilíndricas, preparadas por compactación en laboratorio, con un tamaño de partícula máximo absoluto más pequeño que una quinta parte del diámetro de la probeta.

Para la aplicación de la carga a la probeta se aplican dos métodos:

- a) **Método A:** El método de presión de Confinamiento Variable, en el cual la presión de la cámara triaxial se repite en ciclos, en cada fase con la carga axial.
- b) **Método B:** El Método de Presión de Confinamiento Constante, en el cual sólo se aplica una carga axial cíclica y una presión de confinamiento constante.

El ensayo triaxial cíclico, consiste en someter una probeta cilíndrica de suelo a esfuerzos cíclicos simulando el rango de fuerzas a las que está sometida una capa de pavimento, y midiendo después la deformación axial y la deformación radial de la probeta inducidos por esta carga. En el método A (Presión de Confinamiento Variable), se aplica un esfuerzo de desviación axial cíclico y una presión de confinamiento (cíclica) variable, que varían en cada fase. Sin embargo también se puede adoptar un régimen de esfuerzos simplificados, con un esfuerzo de desviación axial cíclico y una presión de confinamiento constante, método B.

En esta norma (UNE-EN 13286-7 (2004)), se describe el procedimiento para tres diferentes objetivos, los cuales se describen a continuación:

a) Procedimiento para el estudio del comportamiento elástico

El comportamiento elástico del material representa el comportamiento durante una aplicación de carga. Los resultados del ensayo se pueden emplear para determinar valores del módulo de elasticidad del material para diferentes niveles de esfuerzos, o parámetros de modelos elásticos no lineales, que se puedan utilizar en los procedimientos de diseño analítico y numérico de pavimentos.

En este procedimiento, primero se aplica un acondicionamiento cíclico, para estabilizar las deformaciones permanentes de los materiales y conseguir un comportamiento elástico. El acondicionamiento se realiza mediante la aplicación de un gran número de ciclos de una configuración de esfuerzos, que corresponde al nivel máximo de esfuerzos aplicado durante el ensayo. Entonces se observa el comportamiento elástico para varias configuraciones de esfuerzos, aplicados cada uno con un número reducido de ciclos, sobre la misma probeta.

b) Procedimiento para el estudio de deformaciones permanentes

Cada ensayo de deformación permanente consiste en la aplicación de un gran número de ciclos de carga de una combinación de esfuerzos única, sin acondicionamiento previo. Este procedimiento se puede utilizar para determinar deformaciones permanentes del material para un nivel de esfuerzos particular, o

parámetros de modelos de predicción de deformaciones permanentes, que se puedan usar para el diseño y análisis de pavimentos.

c) Procedimiento multietapas

Este procedimiento se puede utilizar para evaluar rápidamente deformaciones permanentes producidas por diferentes niveles de esfuerzo. Consiste en aplicar sucesivamente a la misma probeta, varias secuencias de carga, con niveles de esfuerzos que van aumentando, hasta que la deformación axial permanente acumulada supera un límite especificado.

Para este trabajo de investigación se decidió emplear este procedimiento descrito en el inciso C de este documento, con la finalidad de obtener las deformaciones permanentes más rápidamente con diferentes niveles de esfuerzos.

1.4.3.3.1 Equipo Para El Ensaye

El equipo triaxial debe de aplicar la carga cíclica requerida a una probeta cilíndrica con un diámetro mayor de 5 veces el tamaño máximo de la partícula del material, y cuya altura sea igual dos veces el diámetro ($\pm 2\%$).

a) Cámara triaxial

Es el equipo donde se coloca la probeta para ser ensayada, además se le coloca un fluido, que en este trabajo el fluido que se le colocó fue aire. Con la finalidad de aplicar el esfuerzo de confinamiento a la probeta. Como se puede observar en la **Figura 30**.

b) Dispositivo de carga

Para el método B, el dispositivo de aplicación de carga debe satisfacer los siguientes requisitos:

- El dispositivo de carga axial debe ser capaz de aplicar sobre la probeta, cargas axiales repetidas variables, en ciclos fijos de carga y descarga, y un esfuerzo desviador máximo de 600 kPa.
- El sistema de control de la presión debe poder aplicar una presión de confinamiento máxima de al menos 70 kPa.
- La presión de confinamiento también se puede aplicar mediante vacío parcial dentro de la probeta.
- Durante cada ciclo, los valores mínimos y máximos del esfuerzo de desviación y la presión de confinamiento constante se deben aplicar con una precisión de ± 2 kPa o del 1%, lo que sea mayor.
- La frecuencia de carga axial se debe mantener entre 0.2 Hz y 10 Hz.

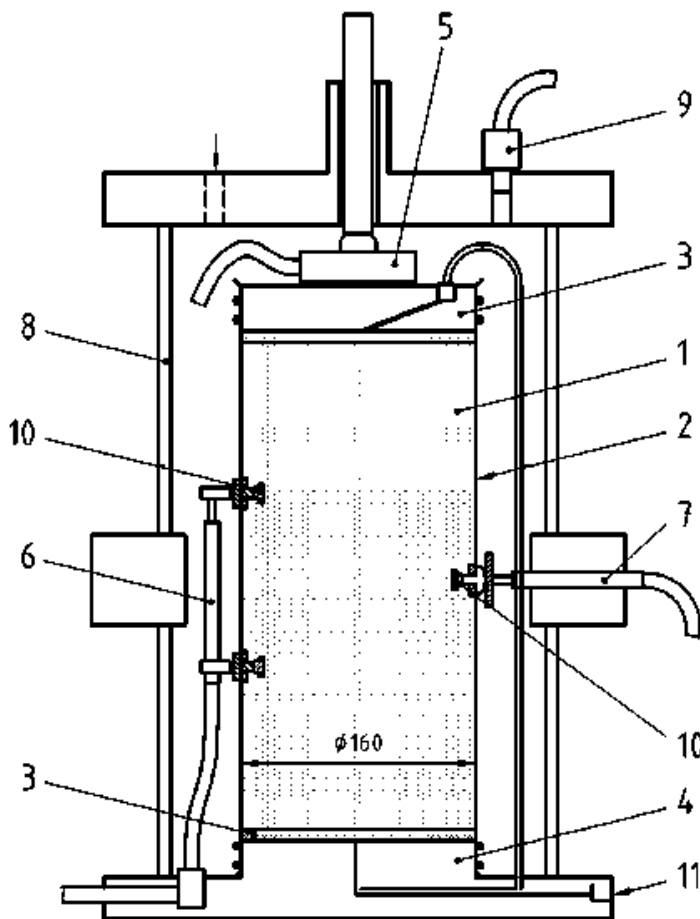


Figura 30 Cámara triaxial, UNE-EN 13286-7 (2004).

- 1.- Probeta.
- 2.- Membrana.
- 3.- Cubierta de la probeta.
- 4.- Base de la probeta.
- 5.- Celda de carga.
- 6.- Transductores de desplazamiento variable lineal axial.
- 7.- Transductores de desplazamiento variable lineal radial.
- 8.- Pared de la celda triaxial.
- 9.- Transductor de presión.
- 10.- Terminales de conexión de los transductores del desplazamiento.
- 11.- Circuito de drenaje.

c) Transductores de presión

Las presiones de confinamiento en la celda o el vacío parcial en la probeta, se debe registrar por medio de transductores de presión con gamas de sensibilidad adecuadas y con una precisión de ± 2 kPa.

d) Transductores de carga axial

La carga axial aplicada a la probeta, se debe registrar por medio de un transductor que tenga una gama de sensibilidad adecuada y que proporcione mediciones de esfuerzo axial con una precisión de ± 2 kPa. El transductor de carga se debe de colocar, preferentemente en el interior de la celda triaxial, en contacto directo con la cubierta de la probeta.

e) Equipo de medición de las respuestas

Las deformaciones axiales de la probeta se deben de medir utilizando al menos, dos transductores de desplazamiento fijados directamente a la parte central de la probeta (de tal manera que la distancia entre señales en la probeta no exceda de la mitad de la altura de la probeta).

Las deformaciones radiales de la probeta se deben de medir en el punto medio de la altura de la probeta, utilizando transductores fijados directamente a la probeta. En este trabajo no se realizaron este tipo de mediciones. Sin embargo, tanto las deformaciones axiales como radiales se deben de registrar con una precisión de $5 \times 10^{-3} \text{ mm} + 10^{-3} \times L$ (donde L es el desplazamiento medido en milímetros).

f) Membrana

La membrana utilizada para recubrir la probeta debe proporcionar protección fiable contra fugas. Para que ofrezca una restricción mínima, el diámetro de la membrana sin tensar no debe ser menor del 95% del diámetro de la probeta. El grosor de la membrana no debe exceder del 0.8% del diámetro de la probeta. La membrana se debe fijar a la cubierta y a la base de la probeta por medio de juntas teóricas de caucho, cuyo diámetro interior, sin tensar, sea inferior al 90% del

diámetro de la cubierta y de la base, o por otros medios que proporcionen una hermeticidad positiva.

g) Balanza

El dispositivo para pesar debe determinar la masa de la probeta con una precisión de $\pm 0.2\%$.

h) Entorno del ensayo

El ensayo se debe de realizar en un entorno en que las fluctuaciones de temperatura sean inferiores a ± 4 °C, y donde no penetre directamente la luz solar.

i) Martillo neumático - pistón de compactación (Figura 31)

Con el pistón de compactación y con la ayuda del martillo neumático, realizamos la compactación de la probeta.



Figura 31 Equipo necesario para el ensayo de deformación permanente para este trabajo.

1.4.3.3.2 Preparación de la Probeta

El diámetro de la probeta a ensayar debe ser mayor de 5 veces el tamaño máximo de partícula de material, y la altura debe de ser dos veces el diámetro ($\pm 2\%$).

Se pueden aplicar diferentes métodos de preparación para conseguir las condiciones de estado requeridas (contenido de humedad y densidad en el lugar).

En esta norma **UNE-EN 13286-7 (2004)**, se presentan dos métodos de compactación, aunque se pueden emplear otros como, por ejemplo, la compactación Proctor o la compactación mediante martillo vibratorio.

En este trabajo el método de compactación que se siguió para la realización de la probeta fue mediante el martillo vibratorio.

Recomendaciones

El contenido de agua y la densidad de las probetas deberían de ser representativos de las condiciones de campo. Estas condiciones deberían resaltarse en los resultados.

Algunos ejemplos que presenta esta norma para la compactación son los siguientes (ver **Tabla 1**):

Tabla 1 Ejemplo de condiciones para preparar la muestra.

Contenido de Agua (%)	Densidad en estado seco
1 probeta	100 % $\gamma_{d\ OPM}$
1 probeta	97 % $\gamma_{d\ OPM}$
1 probeta	95 % $\gamma_{d\ OPM}$

En la **Tabla 1** se observan las condiciones recomendadas por esta norma UNE-EN 13286-7 (2004), donde recomienda una probeta compactada con el 100% de la densidad óptima, así como una al 97 y 95% de la densidad óptima.

Los métodos de compactación recomendados por esta norma son los siguientes:

1.4.3.3.2.1 Método de Compactación Mediante Vibrocompresión

Este método se aplica a materiales cuya granulometría sea menor de 31.5 mm.

Se selecciona una muestra representativa del material, se mezcla el material con agua hasta obtener el contenido de agua inicial deseado. Después del mezclado, el material se debe introducir en una bolsa de plástico, conservándose durante 24 horas (para materiales que absorben el agua).

La probeta se compacta en una capa mediante un proceso de vibración.

El material debe compactarse en un molde de plástico cilíndrico, que pueda admitir dos capas, cubriendo los extremos de la probeta después de la compactación para evitar pérdidas de humedad durante el almacenaje. El molde se debe modificar para que contenga los terminales que se necesitan embeber en el material durante el proceso de compactación. Los terminales se utilizan como puntos/estaciones de referencia para las mediciones de la deformación.

El tiempo de compactación no debe exceder de 90 segundos.

Para probetas compactadas con contenidos de humedad bajos (por debajo de la óptima, W_{OPM}), en algunas ocasiones el tiempo de compactación puede exceder este límite. En este caso, el proceso de compactación se modifica como sigue:

- El material se prepara y se compacta con el contenido de agua óptimo W_{OPM} . La probeta se coloca, en su molde, sobre una base rígida y porosa. La probeta se coloca con su base en posición vertical, en una estufa donde se seca (40 ± 5) °C de temperatura, hasta que alcance el contenido de agua deseado (la pérdida de humedad se determina pesando la probeta a intervalos de tiempo regulares).
- Después de la compactación de la probeta, se colocan las tapas en los dos extremos del molde, se precintan con cinta adhesiva para evitar pérdidas de

humedad. La probeta se conserva en posición vertical durante 24 h antes del ensayo, a una temperatura de (20 ± 3) °C.

1.4.3.3.2 Compactación Mediante Martillo Vibratorio

Este método consiste en la compactación de la probeta en varias capas, utilizando un proceso de Vibrocompresión.

- Se selecciona una muestra representativa del material.
- El material se mezcla con agua para obtener el contenido de agua inicial deseado. Después del mezclado, el material se debe colocar en una bolsa de plástico, conservándolo durante 24h (para materiales que absorben agua), (ver A de la **Figura 32**).

La probeta se compacta como sigue:

- Se coloca la membrana de látex sobre la placa inferior de la celda triaxial, se coloca una piedra porosa sobre la placa inferior (ver B de la **Figura 32**).
- Se fija una junta teórica de caucho sobre la membrana de látex para sellarla con una placa inferior.
- Sobre la placa inferior se coloca un molde partido con la membrana de látex extendida a lo largo del mismo.
- La membrana de látex se estira ligeramente sobre la superficie interior del molde partido y sobre su borde superior.
- Se aplica vacío al molde partido para obtener la membrana apretada contra el molde durante el proceso de compactación (Para este fin se pueden emplear otras técnicas adecuadas).
- Se colocan los terminales en sus posiciones dentro del molde y se utilizan como puntos de referencia para las mediciones de deformación.
- La mezcla húmeda del material sin ligante se compacta en seis o siete capas, en el molde partido forrado con la membrana, sujeto en la parte inferior de la celda triaxial (ver C, D, E de la **Figura 32**).

- Se determina la altura de cada capa. Para cada capa, se introduce en el molde la masa de material que se necesita para obtener la densidad requerida, cuando la capa se compacte a su altura final. Se compacta cada capa por vibración hasta que se obtenga la altura final de la capa. Entre capas se escarifica la superficie del material. Se debe aclarar que, para obtener una densidad uniforme, las capas inferiores tienen que estar ligeramente menos compactadas, ya que la compactación de cada capa aumenta la densidad de material en las capas que están por debajo de ella. Después de que la última capa esté parcialmente compactada, se coloca la cubierta superior y se continúa la vibración hasta que se obtenga la altura final de la probeta.
- Una vez que la probeta esté formada, se coloca la parte superior de la piedra porosa y la cubierta de la probeta sobre la superficie de ésta, se colocan los extremos de membrana sobre la cubierta y la base y se sella la probeta con juntas tóricas o bandas de caucho (ver F de la **Figura 32**).
- Se aplica un vacío parcial de 10 kPa a la probeta y se quita el molde partido.

En la **Figura 32** se observa el procedimiento resumido empleado para este trabajo, que corresponde al especificado por esta norma, para el método de compactación con martillo vibratorio.

En los incisos G,H,I **Figura 32** se describe la probeta ya terminada, posteriormente se coloca dentro de la cámara triaxial para someterla al ensayo en el marco triaxial cíclico, observando así en el inciso I) el espécimen después de la terminación de la serie de esfuerzos.

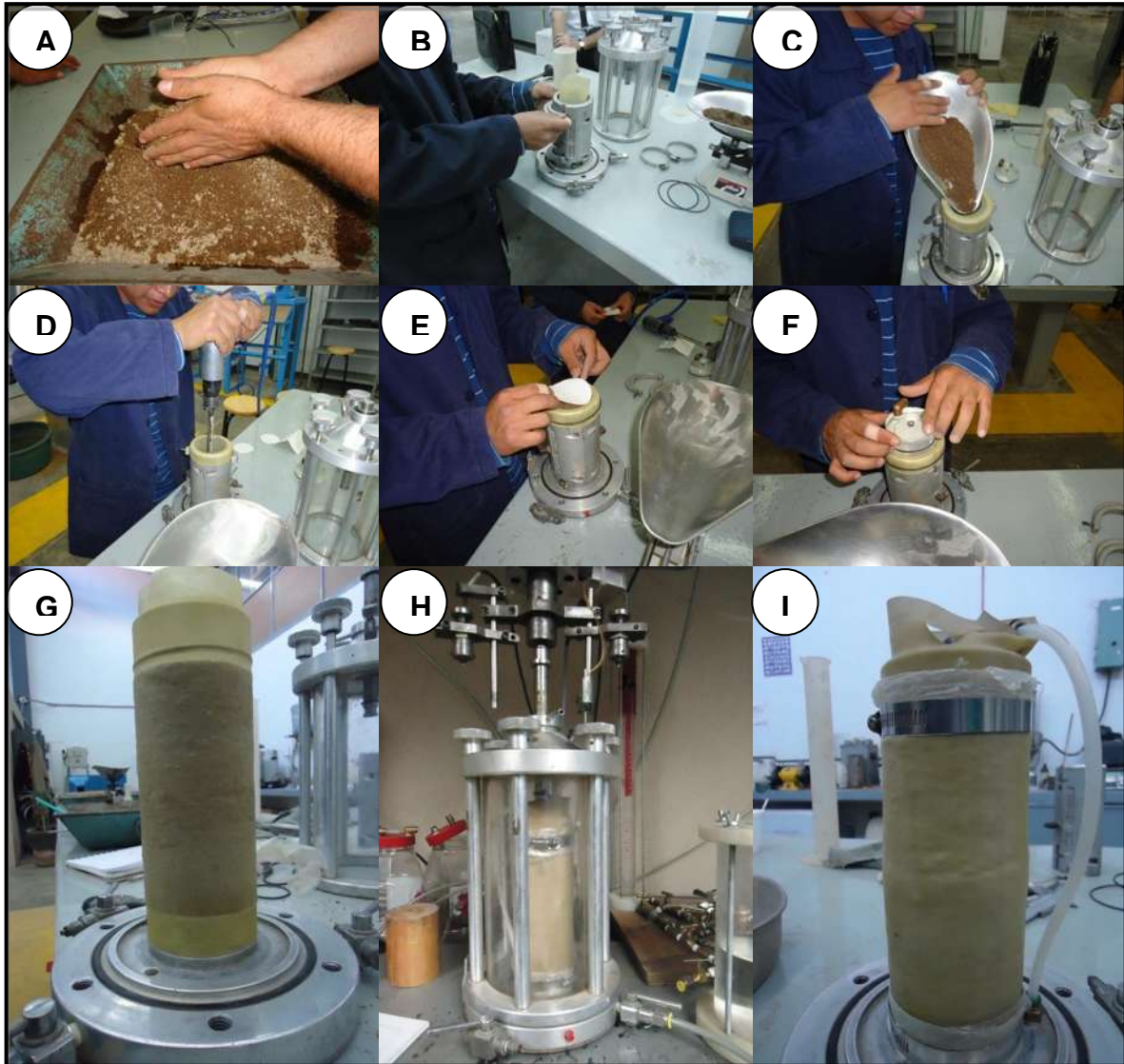


Figura 32 Se observa de forma resumida el procedimiento seguido para este trabajo.

1.4.3.3.3 Procedimiento De Ensayo Para El Estudio De La Deformación Permanente

El objetivo principal de este procedimiento de ensayo es analizar el desarrollo de las deformaciones permanentes, con el número de ciclos de carga para diferentes niveles de esfuerzo. En el procedimiento monoetapa, solamente se puede repetir una configuración de esfuerzos aplicada sobre cada probeta. En el procedimiento

multi-etapa, se aplican sucesivamente varias configuraciones de esfuerzos diferentes sobre la misma probeta.

La deformación permanente que se produce mediante la aplicación de cargas de una manera multietapa, puede ser diferente de la que se produce cuando se aplica un nivel de carga único.

1.4.3.3.1 Aplicación de carga única

En este caso los ensayos se pueden realizar aplicando una carga de presión de confinamiento variable (Método A) o aplicando una carga de presión de confinamiento constante (Método B).

Método A: Presión de confinamiento Variable

En este método, la presión de la celda es cíclica en fase con la carga axial.

El número de ensayos a realizar y el nivel de esfuerzo a aplicar en cada ensayo dependen de las sollicitaciones a las que estará expuesto el material en el pavimento.

En cada ensayo, se comienza aplicando los esfuerzos iniciales $\sigma_{3min} = 10 \text{ kPa}$ y $\sigma_{dmín}$. Si es posible, se utiliza $\sigma_{dmín} = 0$, pero con algún equipo puede ser necesario un valor positivo (que no debe exceder de 5 kPa). Cuando la probeta a ensayar es grande, la presión de confinamiento mínima se puede aumentar hasta 20 kPa, para reducir la influencia del gradiente de presión hidrostática del fluido de la cámara.

Después, se realiza la aplicación de carga cíclica durante, **al menos 80,000 ciclos**, se leen y se registran los valores de esfuerzos y de deformaciones siguientes:

Durante los primeros 20 ciclos se deben tomar de forma continua las lecturas, y después a los siguientes números de ciclos (como mínimo). En cada número de

ciclos seleccionado, las lecturas se deberían registrar para **10 ciclos consecutivos**.

Lecturas: {1 a 20; 50; 100; 200; 400; 1 000; 2 500; 5 000; 10 000; 12 500; 15 000; 20 000; 30 000; 40 000; 50 000; 60 000; 70 000 y 80 000}

Cuando la carga está completa (o se han producido excesivas deformaciones más del 2 %), se saca la probeta de la cámara triaxial, se retira el equipo y la membrana y se determina la humedad, utilizando toda la probeta.

Método B: Presión de confinamiento Constante

En este método la presión de confinamiento se mantiene constante durante la aplicación de carga.

El número de ensayos a realizar y el nivel de esfuerzos a aplicar en cada ensayo dependen de las sollicitaciones a las que estará expuesto el material en el pavimento.

En cada ensayo, se comienza aplicando los esfuerzos iniciales $\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ y $\sigma_{d\text{mín}}$. Si es posible $\sigma_{d\text{mín}} = 0$, pero con algún equipo puede ser necesario un valor positivo que no debe de exceder de 5 kPa.

Después se realiza la aplicación de carga cíclica durante, al menos, 80,000 ciclos, se leen y registran los mismos valores de esfuerzo y de deformación que el Método A.

Durante los primeros 20 ciclos se deben tomar de forma continua las lecturas, y después a los siguientes números de ciclos (como mínimo). En cada número de ciclos seleccionado, las lecturas se deberían registrar para **10 ciclos consecutivos**.

Lecturas: {1 a 20; 50; 100; 200; 400; 1 000; 2 500; 5 000; 10 000; 12 500; 15 000; 20 000; 30 000; 40 000; 50 000; 60 000; 70 000 y 80 000}.

1.4.3.3.2 Aplicación de carga multietapas

Este procedimiento consiste en determinar los niveles de esfuerzo máximos, que no se deberían exceder, para evitar las deformaciones permanentes excesivas. El procedimiento consiste en aplicar, sobre la misma probeta, diferentes configuraciones de esfuerzo con una presión de confinamiento constante.

En la **Tabla 2** y **Tabla 3** se muestran dos procedimientos diferentes de aplicación de la carga, uno con un nivel de esfuerzo alto y uno con un nivel de esfuerzo bajo.

Los niveles de esfuerzo aplicados deberán de cubrir todo el rango de esfuerzos a los que el material se verá sometido en el pavimento.

Generalmente se recomienda utilizar el procedimiento un nivel de esfuerzo bajo para suelos cohesivos y para suelos granulares un nivel de esfuerzo alto.

Para este trabajo de investigación se utilizó el procedimiento para un nivel de esfuerzo bajo (**Tabla 3**), al tratarse de un suelo cohesivo.

Para el ensayo de la probeta se comienza aplicando los esfuerzos iniciales $\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$ y σ_{dmin} . Como se define en la **Tabla 2** y **Tabla 3**. En los procedimientos antes mencionados se asume que $\sigma_{dmin} = 0$, pero con algún equipo puede ser necesario un valor positivo que no debe de exceder de 5 kPa.

Después, se aplican las cargas cíclicas especificadas en la **Tabla 2** o **Tabla 3** (dependiendo del procedimiento de carga seleccionado), durante 10,000 ciclos para cada configuración de esfuerzos, comenzando con la secuencia 1. El ensayo se interrumpe cuando la deformación axial permanente alcanza el 0.5% para cada secuencia, y luego se continúa con la secuencia siguiente. Si se conoce que se necesitan más de cuatro configuraciones de esfuerzos para alcanzar el 0.5% del límite de deformación axial, se pueden omitir los niveles de esfuerzos más bajos, a condición de que en esta secuencia se apliquen, al menos tres configuraciones de esfuerzos.

Una vez que el ensayo se haya completado de acuerdo con la secuencia 1 (o terminado de acuerdo al 0.5% del límite de deformación), el ensayo se debe continuar de acuerdo a la secuencia 2, después con la secuencia 3, hasta completar la serie de 5 secuencias.

Durante los primeros 20 ciclos se deben tomar de forma continua las lecturas, y después a los siguientes números de ciclos (como mínimo). En cada número de ciclos seleccionado, las lecturas se deberían registrar para **10 ciclos consecutivos**.

Lecturas: {1 a 20; 50; 100; 200; 400; 1,000; 2,500; 5,000; 7,500; 10,000}.

Cuando las configuraciones de esfuerzos estén completadas (o se han producido excesivas deformaciones más del 0.5%), se saca la probeta de la cámara triaxial, se retira el equipo y la membrana y se determina la humedad, utilizando toda la probeta.

Tabla 2 Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo alto).

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)
Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

Tabla 3 Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo bajo).

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)		Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)
Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.
20	0	20	45	0	60	70	0	80	100	0	100	150	0	100
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

1.4.3.3.4 Clasificación de los materiales basada en los ensayos de deformación permanente de acuerdo al Eurocodigo

El Eurocodigo clasifica a los materiales al igual que Arnold en 2004, estableciendo tres rangos, los cuales se describen a continuación, su comportamiento se observa en la **Figura 33**:

- **Rango A (Acomodo plástico)**: este rango se presenta cuando después de un número de repeticiones de carga el incremento de deformación termina y no se presenta más deformación. En éste intervalo la respuesta es totalmente resiliente, generalmente se da a bajos esfuerzos.
- **Rango B (Fluencia plástica)**: se presenta cuando la pendiente de deformación es constante, se trata de un comportamiento intermedio. Se puede presentar la falla a un número muy alto de repeticiones de carga.
- **Rango C (Colapso plástico progresivo)**: es originado cuando se presenta un colapso a bajo número de repeticiones de carga y las deformaciones no se estabilizan.

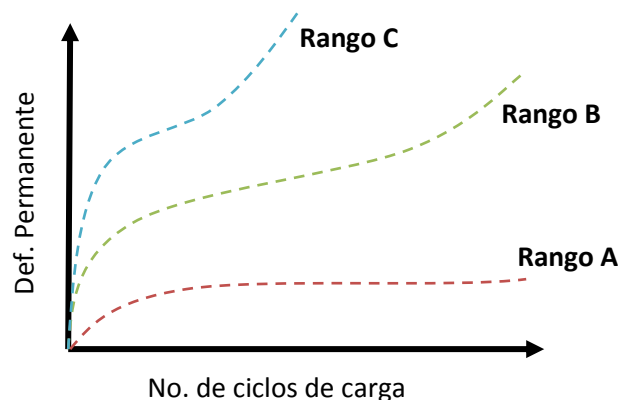


Figura 33 Comportamiento de los suelos en base a la deformación permanente.

Los criterios para definir cada rango, son los siguientes:

Rango A:

$$(\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}) < 0.045 \times 10^{-3}$$

Rango B:

$$0.045 \times 10^{-3} < (\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}) < 0.4 \times 10^{-3}$$

Rango C:

$$(\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}) > 0.4 \times 10^{-3}$$

Las ecuaciones de deformación anteriormente definidas describen las pendientes de deformación para los diferentes materiales. Lo ideal será diseñar los pavimentos de tal manera que el comportamiento sea el presentado por el rango A (acomodo plástico), como se observa en la **Figura 33**, si se sigue este comportamiento no se presentarían deformaciones (roderas), sin embargo si el material sigue el comportamiento del rango B, hay un gran riesgo de que pueda sufrir deformaciones (roderas) el pavimento, finalmente el comportamiento del rango C no es recomendable ya que este comportamiento genera el colapso de los materiales, sin duda alguna este comportamiento generaría una gran falla en el pavimento.

1.5 Influencia Del Contenido De Humedad En El Comportamiento

1.5.1 Efecto Del Contenido De Humedad/Succión

La cohesión, la rigidez y la resistencia a la deformación de los materiales triturados aumentan con la disminución en el contenido de humedad (Theyse et al, 1999; Basma y Al-Suleiman, 1991, citado por Barrera, et al 2004). Esto se debe a que un gran componente de la cohesión de los materiales triturados es una cohesión aparente causada por succión del suelo. En los estudios de los suelos parcialmente saturados (Croney y Coleman, 1952, citado por Barrera, et al 2004) de succión se conoce como la succión matricial (s) (**Ecuación 3**).

$$s = U_a - U_w$$

Ecuación 3

Dónde:

s = succión matricial.

u_a = Presión de poro del aire.

u_w = Presión de poro del agua.

Croney en 1952 (citado por Barrera, et al, 2004) supone $u_a = 0$ y la succión se define como u_w sin un esfuerzo externo. El efecto del esfuerzo total aplicado p , fue tomado en cuenta por el uso de un coeficiente de compresibilidad (α) (**Ecuación 4**).

$$U = s - \alpha p$$

Ecuación 4

Dónde:

s = Succión negativa.

u = presión de poro del agua.

p = Esfuerzo total.

α = coeficiente de compresibilidad.

El esfuerzo efectivo (P') es el esfuerzo total menos la presión de poro del agua (u).

$$P' = p - U$$

Ecuación 5

Se deduce de la **Ecuación 5** que a medida que se incrementa de succión (es decir, un valor negativo más grande) la presión de poro del agua disminuye y por lo tanto el esfuerzo efectivo se incrementa (**Ecuación 5**). Por lo tanto, la succión que está presente en todos los suelos parcialmente saturados y materiales granulares tiene un efecto significativo en el esfuerzo efectivo. Es el esfuerzo efectivo que regula el nivel del esfuerzo efectivo de confinamiento o la presión hidrostática, el cual, cuando se incrementa, tiene el efecto de aumentar la resistencia de un material. Sin embargo, la succión no se mide generalmente en el laboratorio ni es conocida en el campo y por lo tanto los esfuerzos totales se utilizan normalmente en los

estudios del comportamiento de los materiales bajo carga repetida (Brown, 1996, citado por Arnold, et al, 2014).

En la **Figura 34** se observa el comportamiento de cinco mezclas de material, donde se puede observar y como lo menciona Arnold (2004) mientras se incrementa la succión el contenido de agua disminuye y la presión de poro disminuye y por lo tanto los esfuerzos efectivos se incrementan, lo que origina una mayor resistencia de los materiales. Es decir mientras mayor sea la succión los esfuerzos efectivos aumentaran en los suelos.

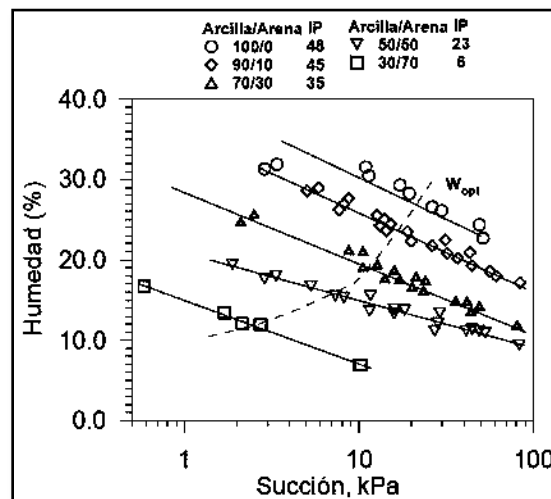


Figura 34 Relación del contenido de Agua y la succión para cinco mezclas de suelos diferentes (Alonso, 1998, citado por Barrera, et al, 2004).

1.6 Metodologías De Caracterización Para Diseño De Suelos Compactados Para Pavimentos

1.6.1 Introducción

Anteriormente para diseñar un pavimento, se iniciaba con diseñar las terracerías, a partir de los resultados obtenidos se continuaba con el diseño de los pavimentos, por ello la gran importancia de diseñar adecuadamente las terracerías.

Actualmente diseñar un suelo no basta con obtener el VRS, ya que este parámetro no representa de una manera precisa las condiciones a las que estarán sometidos los materiales en el pavimento. Sin embargo un parámetro que representa adecuadamente las condiciones de tránsito a las que estarán sometidos los materiales en los pavimentos es el Módulo Resiliente, por ello se necesita determinar este parámetro en el laboratorio.

Uno de los principales parámetros a obtener para el diseño de las terracerías y posteriormente el pavimento es el Valor Relativo de Soporte (VRS), así como otros parámetros (contenido de humedad, peso volumétrico seco), y actualmente el Módulo Resiliente.

En este apartado se describirán metodologías que se pueden utilizar para el diseño de un suelo.

1.6.2 Método de VRS

Anteriormente el Valor Relativo de Soporte (VRS) se utilizaba como parámetro principal para el diseño de pavimentos, se basaban principalmente en la obtención de diversos parámetros de cada material que conforman las capas del pavimento como son: peso volumétrico seco, contenido de humedad y el VRS, para posteriormente realizar un gráfico como el que se observa en la **Figura 35**.

En la **Figura 35** se observa un gráfico que representa el espacio Proctor, con diferentes energías de compactación, AASHTO MODIFICADA, AASHTO ESTANDAR una compactación menor, así como el VRS obtenido para un suelo arcilloso a diferentes contenidos de humedad, el gráfico nos permite seleccionar un área con un VRS especificado y diversos contenidos de humedad y diferentes densidades, el área se selecciona obteniendo la humedad y el peso volumétrico seco del material, así podemos ver que VRS corresponde para esas características, y obtener éste parámetro de diseño de los pavimentos.

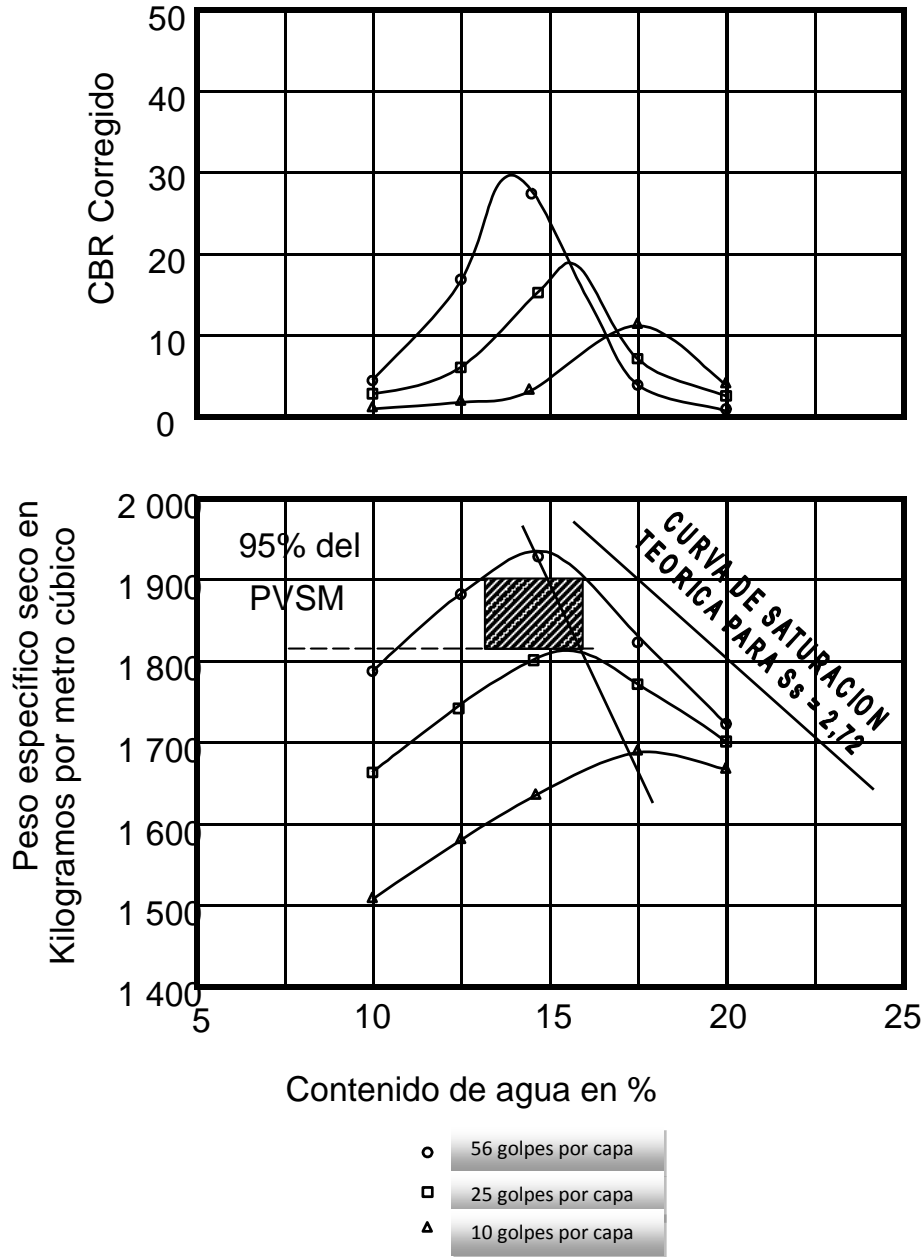


Figura 35 Ejemplo relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, porcentaje de compactación (Rico, et al, 1998).

El área seleccionada debe de cumplir con las características a las cuales estará en campo (γ_d , w), en el pavimento, por ello previamente se tiene que realizar una prueba de compactación a los diversos materiales que conforman cada capa del pavimento, a partir de ahí seleccionar el grado de compactación que se deberá cumplir en campo. Obteniendo estos parámetros y con la ayuda de un gráfico como el que se observa en la **Figura 36** podemos determinar que VRS de diseño le

corresponde a el material analizado. Adicionalmente se puede seleccionar un rango de contenido de humedad, al que se prevé estará en campo y a partir de ahí establecer un área como él se observa en la **Figura 36**, y en base a la humedad requerida se obtendrá un VRS de diseño ya corregido.

La norma que actualmente existe es una norma publicada por instituto mexicano del transporte (IMT) la cual se designa como: M-MMP-1-11-13_CBR Y EXPANSIÓN que describe el procedimiento para obtener el VRS dinámicamente, el procedimiento se describe en el apartado **1.4.1** de éste documento.

Así como también se puede observar la **Figura 6** que muestra la forma de determinar un VRS con una masa volumétrica seca.

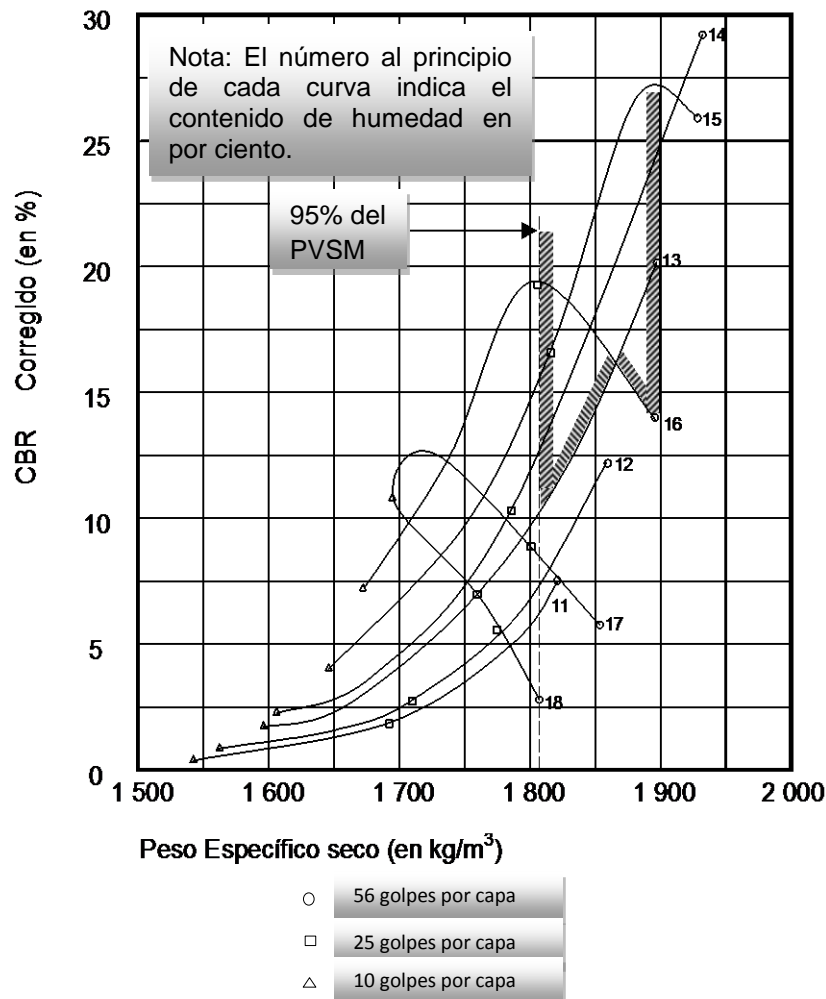


Figura 36 Ejemplo relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, porcentaje de compactación (Rico, et al, 1998).

1.6.3 Método Ramcodes

Es una metodología racional para el análisis de densificación y resistencia de geomateriales compactados que se basa en experimentos factoriales, en conceptos de Mecánica de Suelos No Saturados. Esta metodología, se comenzó a desarrollar desde 1998 por F.J. Sánchez Leal, y se fundamenta en tres aspectos esenciales, que son: la clasificación **cuantitativa**, que resume las características de un suelo en un valor numérico único en una escala continua, **el potencial de densificación**, que estudia la probabilidad de que el geomaterial alcance una densidad en un rango de contenidos de agua, bajo la energía de compactación y en relación entre el contenido de agua, la densidad, y la respuesta del geomaterial, ya sea de resistencia, deformabilidad, módulos, etc., bajo las condiciones particulares de un experimento (Sánchez, et al, 2002).

En el área de los suelos compactados, la clasificación cuantitativa permite anticipar comportamientos de densificación y resistencia, lo que facilita las labores de preselección de bancos de material. También, la clasificación cuantitativa, a través del factor característico, sirve como parámetro para evaluar la variabilidad del material del suelo durante la explotación de bancos. Debido a que están fundamentados en un experimento diseñado bajo una concepción factorial, los mapas de resistencia son de gran utilidad en el estudio del comportamiento del suelo, asociando a los conceptos de Mecánica de Suelos No Saturados, tales como la trabazón entre partículas, y la succión, a variables que son comúnmente manejadas y medidas en campo y laboratorio, tales como el contenido de agua y el peso unitario seco. Estos mapas se transforman también en cartas de control para garantizar que en campo se compacte el material en las condiciones previstas durante el diseño.

Adicionalmente, los mapas sirven para guiar al especialista en estudios de patología para representar los estados del suelo luego de la fabricación de la estructura, y luego de la falla. Una de las aportaciones más significativas de RAMCODES al control de calidad de compactación es demostrar que, con la

metodología tradicional basada en el alcance de un nivel mínimo de densificación y en ensayos de CBR bajo hidratación, se cometen serios errores que bien podrían acarrear fallas en las estructuras de pavimento, o bien podrían cargar al constructor con innecesarios retrasos que redundarían en importantes implicaciones económicas (Sánchez, et al, 2002).

1.6.3.1 Clasificación Cuantitativa

La clasificación cuantitativa como ya se mencionó anteriormente es uno de los principales aspectos esenciales de la metodología RAMCODES. Esta clasificación consiste en resumir en un solo valor las características índices del suelo que más significativamente afectan su comportamiento; estas características, según Sánchez Leal, son la proporción granulométrica y la superficie específica de la parte fina.

Para realizar la clasificación cuantitativa, (Sánchez, et al, 2002) propuso el factor característico (F_p), definido como el producto lineal de la proporción granulométrica entre finos y gruesos, y el límite líquido, este último como una medida de la superficie específica de los finos. La ecuación que propuso es la siguiente:

$$F_p = (1 + W_L) \left(\frac{F}{1 + G} \right)$$

Ecuación 6

Dónde:

W_L : Es el límite líquido del material, en decimal.

F : Es la fracción que pasa el tamiz No. 200 (0.075 mm), en decimal.

G : Es la fracción retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm), en decimal.

El factor característico F_p está asociado a la clasificación descriptiva según la **Figura 37**.

Rango de F_p	Clasificación
0.0-0.2	Gravas limosas y arcillosas
0.2-0.5	Arenas limosas y arcillosas con grava
0.5-0.7	Arenas limosas y arcillosas
0.7-1.4	Arcillas ligeras limosas y arenosas
>1.4	Arcillas francas
0.0-0.2	Arenas limpias
0.0-0.2	Arenas sin grava

Figura 37 Muestra el F_p relacionado con la clasificación descriptiva (Sánchez, et al, 2002).

El factor característico así definido es solo útil para suelos llamados con finos plásticos, es decir suelos con límite líquido. El límite líquido es una medida de la superficie específica de los finos del material, y va en proporción directa a su valor.

El ensayo de copa de Casagrande, sin embargo, se vuelve insensible a los cambios en la superficie específica para masas con consistencia representativa de límites líquidos por debajo de 20%. Para determinar el límite líquido para este tipo de materiales habría que recurrir a un método directo, por ejemplo el ensayo fall cone de la normativa británica. Para esta metodología Sánchez L. utilizó el ensayo de Azul de Metileno.

1.6.3.2 Potencial de Densificación

El potencial de densificación es otro de los aspectos importantes para la metodología RAMCODES. Y se obtiene a partir de la relación entre el contenido de humedad y el valor de la densidad seca alcanzada bajo una misma energía y método de compactación desarrollada en un ensayo de laboratorio.

Los parámetros de referencia del potencial de densificación son típicamente la densidad máxima seca (DMS), su contenido de agua asociado, llamado óptimo (CAO), así como la curva que describe dicha relación.

Sánchez, a través del factor característico F_p obtuvo unas sencillas correlaciones lineales con los parámetros mencionados en el párrafo anterior (DMS, CAO).

Sánchez Leal en esta metodología presenta una serie de resultados obtenidos después de analizar 84 muestras de suelo de la región geológica Mesa de Guanipa, en el oriente venezolano, los resultados se observan en las **Figura 38** y **Figura 39**.

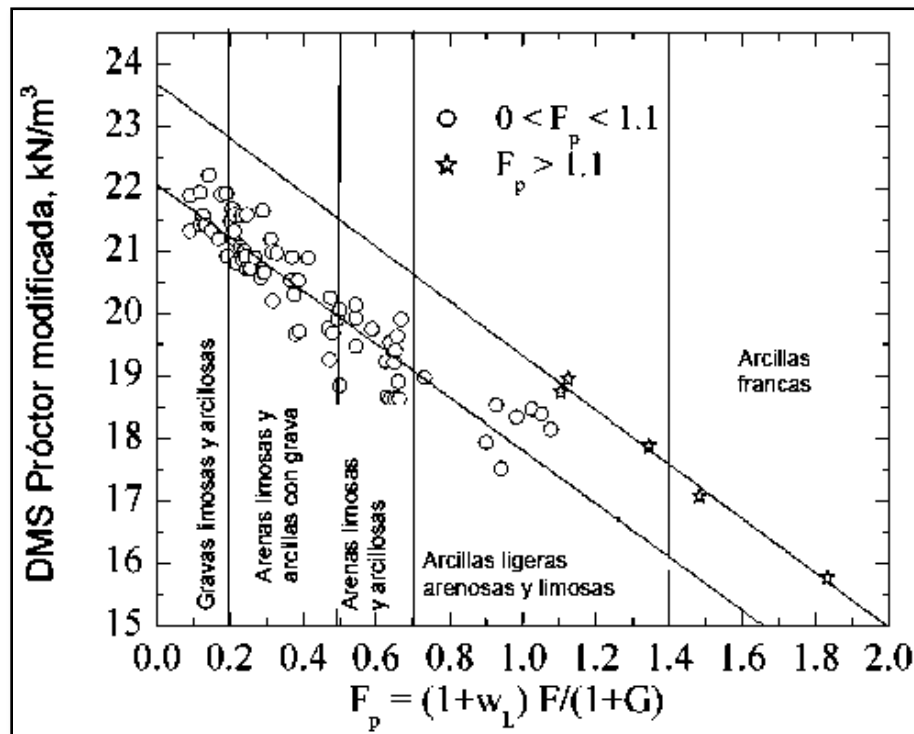


Figura 38 Variación de la DMS de la Proctor modificada y el F_p (Sánchez, et al, 2002).

Se observa en las **Figura 38** y **Figura 39** que el factor característico F_p coincide con los valores mostrados en la tabla de la **Figura 29**.

Se observa además, que cuando el factor característico aumenta la densidad disminuye, y mientras el F_p disminuye la densidad aumenta. En la **Figura 38** la densidad máxima corresponde para las Gravas limosas y arcillosas, sin embargo las densidades mínimas corresponden a las Arcillas francas.

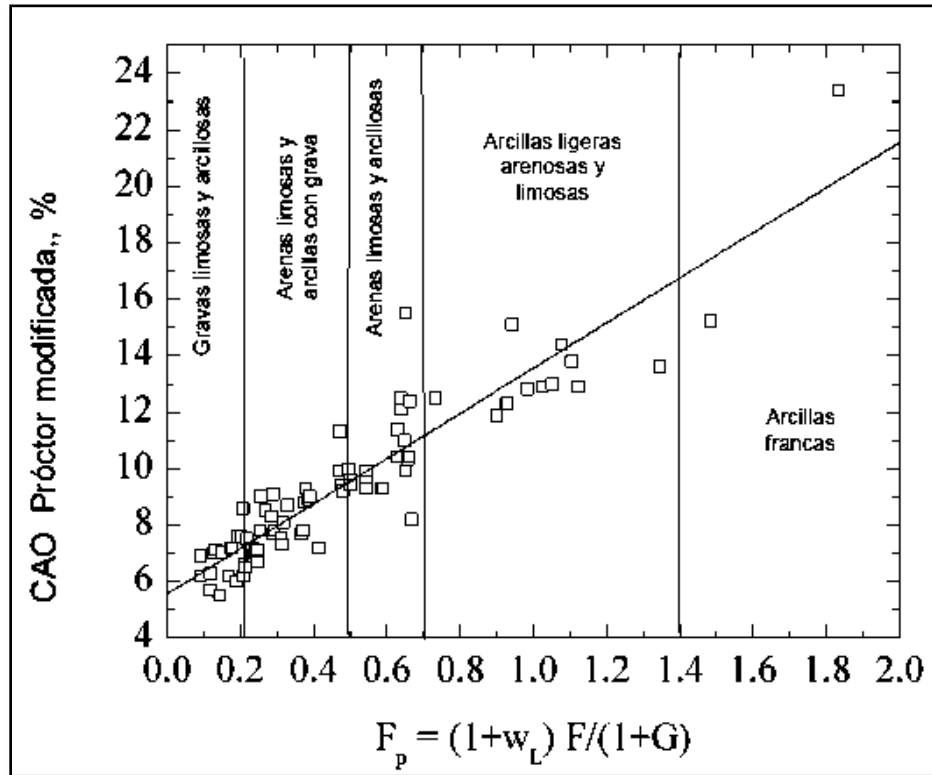


Figura 39 Variación del CAO de la Proctor modificada y F_p (Sánchez, et al, 2002).

En la Figura 39 se observa que para F_p altos los contenidos de agua son muy altos y por lo tanto las densidades resultan bajas, para F_p bajos el contenido de agua es bajo, lo que origina densidades altas.

De las correlaciones realizadas por Sánchez Leal en el 2002, se observa en la Ecuación 7 la relación entre la DMS y el F_p , ecuación obtenida en base a resultados estadísticos obtenidos y correlaciones realizadas.

$$DMS = A + B * F_p \quad \text{Ecuación 7}$$

$$CAO = C + D * F_p \quad \text{Ecuación 8}$$

Se observan en la tabla de la Figura 40 los parámetros estadísticos necesarios para obtener la DMS en función del factor característico F_p .

La Ecuación 8 establece la relación entre CAO y el F_p obtenida por medio de un ajuste de mínimos cuadrados.

Los valores estadísticos utilizados para la **Ecuación 8** son los siguientes:

$C = 5.57$, $D = 7.99$, $r = 0.908$ y $SD = 1.03\%$.

Dónde:

n : es el número de datos considerados.

r : es el factor de correlación.

SD : es la desviación estándar para DMS en kN/m^3 .

Rango para F_p	0.0-1.1	>1.1
A	22.07	23.68
B	-4.26	-4.35
n	79	5
r^2	0.869	0.988
SD	0.43	0.16

Figura 40 se observan los valores estadísticos de correlación para F_p y la DMS.

1.6.3.3 Relación Entre El Contenido De Agua, La Densidad Y La Resistencia

Para la evaluación de la relación entre el contenido de agua, la densidad seca y la resistencia (representada por el CBR), Sánchez Leal en el 2002 propuso unos mapas de resistencia, definidos como la representación, en gráficos de contorno, de la superficie de respuesta que describe la resistencia del suelo cuando es compactado con un mismo método de compactación en un rango amplio de contenidos de humedad y densidades secas (experimento factorial). La superficie es un ajuste estadístico de los datos de respuesta (CBR) obtenidos por medio de la aplicación de la normativa ASTM variante 7.2, 1883, que rige el ensayo del CBR para el estudio de la resistencia del suelo en la condición tal como se compacto.

En la **Figura 41** se observa un ejemplo extraído de la literatura (arcilla de Vicksburg, Turnbull y Foster, 1956, citado por **Sánchez, et al, 2002**) la información requerida para el trazo de una superficie de respuesta de CBR. Se observa además que del lado seco los CBR son los más grandes y del lado húmedo se presentan los CBR'S más bajos.

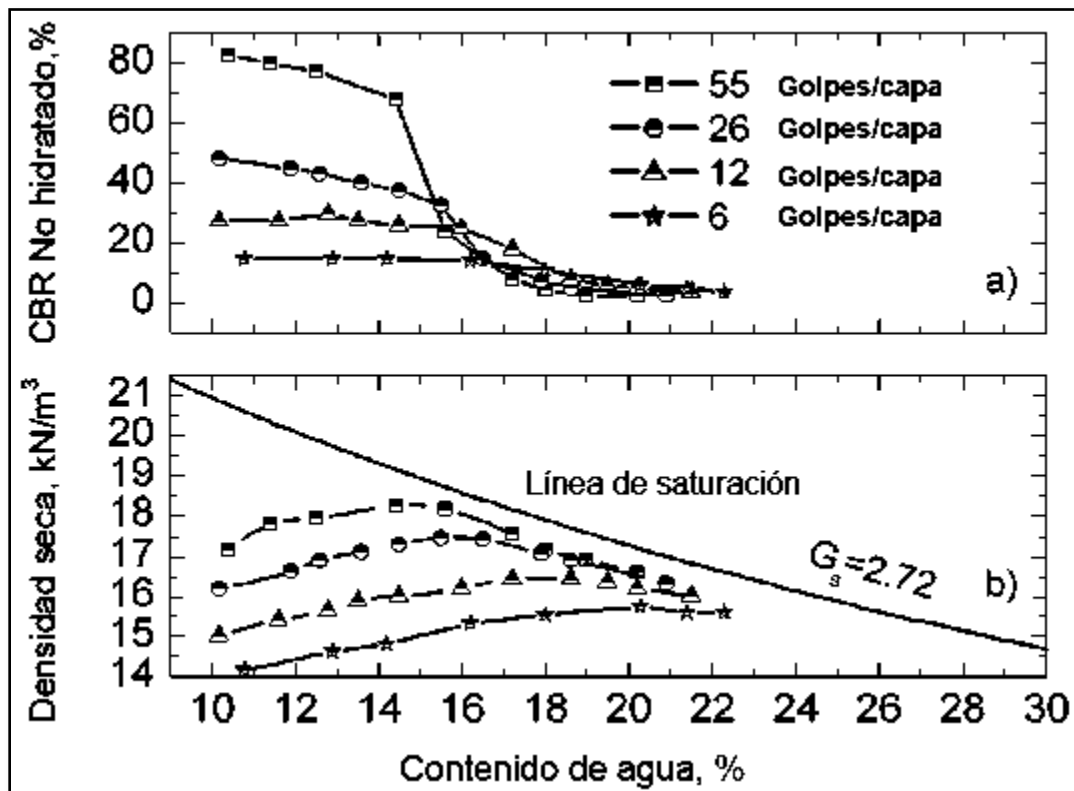


Figura 41 Contenido de agua Vs densidad seca y CBR para la arcilla de Vicksburg (según Turnbull y Foster, 1956, citado por **Sánchez, et al, 2002**).

Adicionalmente se presenta un mapa de resistencias, el cual se observa en la **Figura 42**, en la que se puede apreciar que la resistencia máxima no coincide con la densidad máxima y el contenido de agua óptimo. En este caso se observa que la máxima resistencia se presenta del lado seco, con un contenido de agua cercano al 12%, mientras el contenido de agua aumenta la resistencia disminuye, esto es que entre más densidad no siempre significa más resistencia.

Es necesario trazar mapas de resistencia como el que se observa en la **Figura 42**, para así poder realizar un mejor análisis y poder delimitar las regiones aceptadas (**Figura 43**), que cumplan con las especificaciones de la zona.

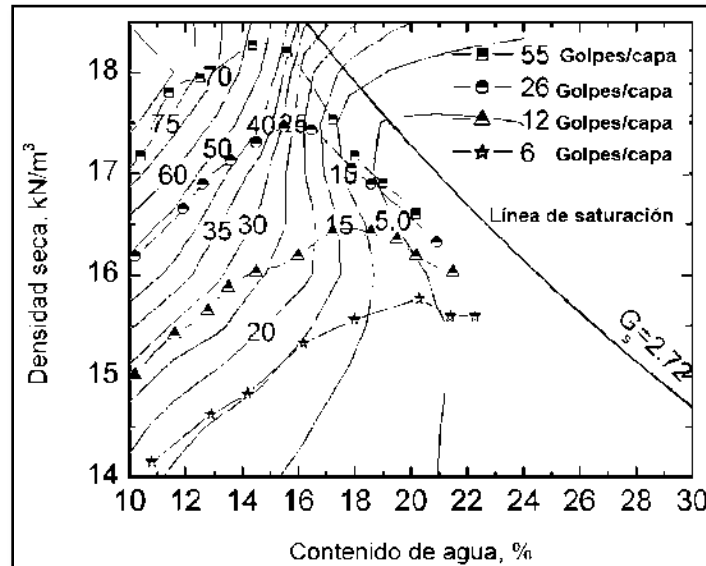


Figura 42 Mapa de resistencias para la arcilla de Vicksburg (*Sánchez, et al, 2002*).

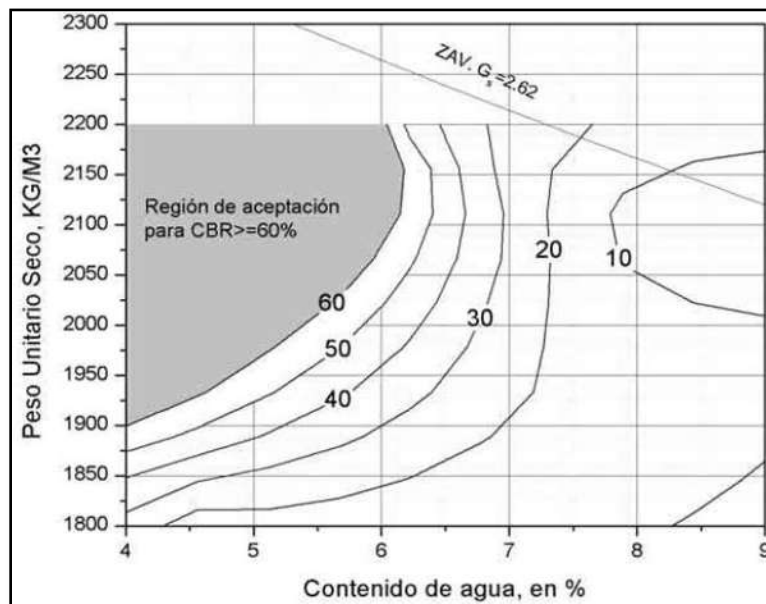


Figura 43 Región de aceptación para arena limosa de Bare – 8, Anzoátegui, Venezuela (*Sánchez, et al, 2002*).

El mapa de la **Figura 42** es de gran ayuda para la delimitación de regiones aceptadas para el control de compactación de campo, como se puede observar en la **Figura 43**, la región delimitada corresponde a una arena limosa y se observa que el CBR mínimo aceptado es del 60% y que el contenido de agua máximo para que cumpla con esa resistencia es del 6%, si se sobre pasa este contenido de agua la resistencia disminuirá significativamente.

1.6.4 Guía AASHTO 2002

La guía presenta los procedimientos para el diseño y análisis de todos los sistemas comúnmente usados en los pavimentos ya sean nuevos o rehabilitados.

Usa el procedimiento de diseño mecanicista calibrado que permite la plena integración de la caracterización de materiales, condiciones climáticas, y la carga de tráfico en diseño de pavimentos.

Incluye las metodologías de diseño para los diversos tipos de pavimentos siempre que sea posible. Los mismos parámetros de diseño, tales como materiales y caracterización de suelos, factores climáticos, análisis de tráfico, y la fiabilidad, son utilizados en todos los tipos de pavimento. Esta integración de los parámetros de entrada pone a todo tipo de pavimento en una base equitativa y permite el uso de tipos de pavimentos alternativos para la comparación.

La guía utiliza un enfoque jerárquico para determinar los insumos del diseño. Mediante tres niveles de entrada, en función de la importancia del proyecto y la disponibilidad de los datos. El Nivel 1 se basa en mediciones específicas del lugar, el nivel 2 en los valores regionales o ecuaciones de regresión, y el nivel 3 en los valores por defecto. El nivel 1 es el más exacto ya que utiliza las mediciones reales sobre o cerca de los sitios de los proyectos, mientras que el nivel 3 es el menos preciso. Este enfoque permite el uso de los procedimientos actuales y proporciona para la inclusión de procedimientos mejorados en el futuro.

Además la guía elimina el enfoque de la carga por eje simple equivalente y utiliza el espectro completo de las cargas por eje aplicadas a una estructura de pavimento por el flujo de tránsito vigente o de proyecto.

Las cuatro categorías de entrada que considera son: el tráfico, la caracterización de materiales, el clima y la fiabilidad. Estas categorías antes mencionadas se analizan muy detalladamente para poder establecer parámetros de diseño.

Se hace hincapié en lo que respecta a la caracterización de los materiales, debido a que en éste trabajo se realizó la caracterización de un material (SM) para utilizarlo en una de las capas de los pavimentos (Subrasante), dónde el principal parámetro de diseño que se debe obtener, es el Módulo Resiliente y el Valor Relativo de Soporte. Para obtener el parámetro principal que es el Módulo Resiliente la guía recomienda seguir una serie de niveles, de tal manera que establece la forma de determinar el Módulo resiliente, ya sean ensayos directos para obtener el MR o bien utilizando una de las ecuaciones empíricas que están en función del VRS.

Es importante mencionar que siempre es recomendable realizar los ensayos directos al material y obtener su Módulo Resiliente ya que de esta forma se realizara el diseño con una gran certeza y no habrá la incertidumbre de que pueda haber un problema debido al comportamiento del material bajo cargas cíclicas o repetidas.

Ya que al realizar el ensaye de Módulo Resiliente se procura remoldear el material bajo las condiciones de humedad y grado de compactación a las cuales se colocaran en la obra, además al realizar dicho ensaye se deben de establecer los esfuerzos a los que será probado en un equipo triaxial cíclico, dichos esfuerzos se establecerán en función del tránsito al cual estará sometido el pavimento.

1.7 Planteamiento Experimental

1.7.1 Metodología de VRS como condición inicial

Como se mencionó en la sección 1.4.1, el VRS es un parámetro muy importante para el análisis de la resistencia de un suelo, debido a que este parámetro es el que se utiliza por algunos métodos de diseño de pavimentos, aunque actualmente el parámetro que define las características del diseño es el módulo resiliente dejando a un lado el Valor Relativo de Soporte. Sin embargo, para este trabajo se decidió iniciar con el diseño de un suelo (SM), para lo cual se planteó determinar una serie de VRS para diferentes contenidos de agua y energías de compactación.

Las energías de compactación para la determinación del VRS se elegirán de acuerdo a los gráficos obtenidos de compactación AASHTO modificada, AASHTO estándar y una Energía inferior a ambas, de ahí la importancia de realizar bien este tipo de pruebas. Este tipo de resultados se obtienen ejecutando ensayos en el laboratorio con un rango amplio de contenidos de agua y densidades secas a las cuales estará sometido el suelo en campo.

Teniendo los resultados y dibujando el espacio Proctor, se elegirá un rango de contenidos de agua, que abarquen tanto el lado seco como el lado húmedo, para realizar los ensayos de VRS. Para realizar los ensayos de VRS se seguirá el procedimiento especificado por el manual M-MMP-1-11-13_CBR, publicada por el IMT. Después de obtener los valores de VRS para las combinaciones de densidad seca contra contenido de humedad seleccionados, se plasman en el espacio Proctor y se adopta un criterio de aceptación o rechazo dependiendo del objetivo del diseño del suelo y las especificaciones de referencia y/o norma.

1.7.2 Diseño específico para deformación permanente

La deformación permanente es uno de los principales parámetros que se analizarán en este trabajo de investigación. La deformación permanente es muy importante para la predicción del comportamiento de un material bajo cargas

cíclicas de suelos que se utilizarán en pavimentación, ya que representa mejor la condición de campo. Por ello se estableció un criterio para la realización de las pruebas de deformación permanente para el caso del suelo en estudio. Consistió en seleccionar VRS's que cumplan con el mínimo especificado por la normativa mexicana (**N-CMT-1-03/02**) para material de subrasante siendo este valor del 20% como mínimo, adicionalmente se elegirá un VRS que no cumpla con la normativa, con la finalidad de realizar una comparativa.

Teniendo estos parámetros de referencia se continuará con la realización de los ensayos correspondientes para la determinación de la deformación permanente, con la finalidad de realizar una caracterización más fina, sobre todo verificar el comportamiento con distintos contenidos de humedad.

Para la realización de los ensayos de deformación permanente, se seguirá el procedimiento descrito por el Eurocódigo (Norma UNE-EN 13286-7 (2004)), que se describe en el apartado **1.4.3.3** de este documento, en lo referente a la deformación permanente y aplicando el procedimiento multietapas para un nivel de esfuerzo bajo.

1.7.3 Criterios de aceptación del diseño del suelo

Inicialmente para conocer la resistencia de un suelo, se requiere determinar un parámetro que la defina, que es el VRS, este parámetro se determina en función de las características del material y de las de campo.

Para esta tesis se realizaron una serie de VRS's seleccionando una zona amplia de contenidos de agua y densidades secas, realizando alrededor de 25 VRS's, compactados dinámicamente con diferentes energías de compactación por ende diferentes densidades secas.

En este trabajo el material que se analizó tiene características de subrasante de acuerdo a la norma **N-CMT-1-03/02**, publicada por instituto mexicano del transporte, debido a ello se seleccionaron VRS's que cumplieran con lo especificado con la normativa actual de la región, que especifica un VRS de 20%

como mínimo. Para delimitar la zona de aceptación se realizó un mapa de resistencias, similar al de realizado en la metodología RAMCODES, con la finalidad de establecer las densidades secas y sus respectivos contenidos de agua, que cumplan con la normativa de la región donde se utilizara el material, dicho mapa se puede observar en la **Figura 60**.

En la **Figura 60** se observa además que el material no se puede utilizar como base (recordar que en Morelia se le da este uso de manera frecuente, caso que se revisará) ya que no cumple con la normativa actual, de acuerdo a la norma **N-CMT-4-02-002/11**, que establece los requisitos de calidad especificados en la **Tabla 4**, en dicha tabla se observa que el VRS mínimo 80% para material de base y como se observa en el mapa de la **Figura 60** que el VRS máximo obtenido para este material es del 45%, lo que significa que el material no cumple como material de base. Sin embargo, en este caso se valora con ayuda de la prueba de deformación permanente la utilización del Tepetate como base, como caso excepcional. Sobre todo se verifica su desempeño tomando como base el criterio de acomodo plástico de la Norma Europea mencionada.

Tabla 4 Requisitos de calidad de los materiales para Bases de pavimentos asfálticos, (N-CMT-4-02-002/11).

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
Límite líquido ^[2] , máximo	25	25
Índice plástico ^[2] , máximo	6	6
Equivalente de arena ^[2] , mínimo	40	50
Valor Soporte de California (CBR) ^[2, 3] , mínimo	80	100
Desgaste Los Ángeles ^[2] , máximo	35	30
Partículas alargadas y lajeadas ^[2] , máximo	40	35
Grado de compactación ^[2, 4] , mínimo	100	100

Para la obtención de la deformación permanente se eligieron tres VRS's, que cumplieran con el VRS mínimo especificado por la norma (**N-CMT-1-03/02**) para material de subrasante siendo este valor del 20% como mínimo, seleccionando además un VRS que no cumpliera con la normativa, con la finalidad de realizar

una comparativa. Los tres VRS que se eligieron se muestran en el gráfico de la **Figura 59**, obteniendo de este gráfico las propiedades γ_d y w para compactar los tres especímenes que se ensayaron y así obtener la deformación permanente.

De acuerdo a la teoría del acomodo plástico un material se debe de clasificar en tres rangos en función de la deformación permanente, en esta tesis el material se clasificó en tres rangos, para cada espécimen ensayado. Las deformaciones bajas que caracteriza el rango A (ver **Figura 33**) es el que se prefiere para la aceptación del diseño de un pavimento. Previamente se realizó una modelación en el software Phase2 (Programa de Elementos Finitos) con la finalidad de obtener los esfuerzos en el espacio $p-q$ o $\sigma_1/\sigma_3-\sigma_1$ que generaría un eje equivalente en la capa de base, que es donde habitualmente se coloca este material, dichos resultados se observan en el gráfico de la **Figura 98**. La información experimental así obtenida sirve para determinar los rangos de comportamiento que dependen de los esfuerzos en el suelo estudio y el análisis para verificar el estado de esfuerzos a que estará sometido el material en el pavimento. La información se compara y con ello se obtienen las deformaciones que se esperan en el pavimento propuesto y por tanto se establece si el diseño del pavimento propuesto es el adecuado o no.

El procedimiento anterior pretende servir como metodología para la verificación del comportamiento de un suelo de baja calidad como capa de pavimento en condiciones excepcionales, en el entendido que no se tiene otra opción en el sitio y su utilización es inevitable. Se destaca la valoración del comportamiento con una prueba con mayor representatividad de las condiciones del pavimento en el campo, que toma en cuenta el criterio de falla básico de los pavimentos (deformaciones permanentes).

2 DETALLES DE LOS ENSAYES REALIZADOS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

Para el desarrollo de éste trabajo fue necesario realizar una caracterización geotécnica completa del material en estudio con la finalidad de tener un amplio conocimiento del comportamiento del mismo, así como también poder establecer rangos de esfuerzos y deformaciones. Las pruebas realizadas para éste trabajo fueron:

- a) Composición Granulométrica y Ensayes Índice.
- b) Ensayes de compactación (AASHTO Estándar, AASHTO modificada y una compactación inferior).
- c) Ensayes de VRS.
- d) Ensayes de Deformación Permanente y Módulos Resilientes.

2.1 Composición Granulométrica y Ensayes Índice

2.1.1 Composición Granulométrica

Este ensaye se realiza con la finalidad de separar por tamaños las partículas del suelo, pasando a través de una sucesión de tamices (mallas) de aberturas cuadradas y pesar las proporciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dicho material retenido en porcentaje del peso de la muestra. Con dichos resultados se realiza la clasificación SUCS.

2.1.1.1 Procedimiento

Se obtiene por cuarteo una porción representativa con peso aproximado de 15 kg. Cuando es necesario conocer con mayor exactitud el porcentaje de material que pasa la malla No. 200 o bien, la muestra seca y disgregada se sometió a un

lavado previo, se colocó en un recipiente provisto de vertedero y aplicándoles una corriente de agua en forma continua y de tal manera que derrame sobre la una corriente de agua en forma continua y de tal manera que derrame sobre la malla No. 200; durante este proceso la muestra fue removida en forma adecuada para propiciar el arrastre de la fracción fina, suspendiendo el lavado cuando el agua que salga del vertedero este clara; se dejó escurrir la muestra y a continuación se seca en el horno a peso constante, a una temperatura de 105°C, después se saca del horno y se deja enfriar hasta una temperatura ambiente y se determina su peso, con aproximación de 0.1gr.

2.1.1.2 Resultados

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, se obtuvieron los siguientes resultados, resumidos en la curva granulométrica que se observa en la **Figura 44**.

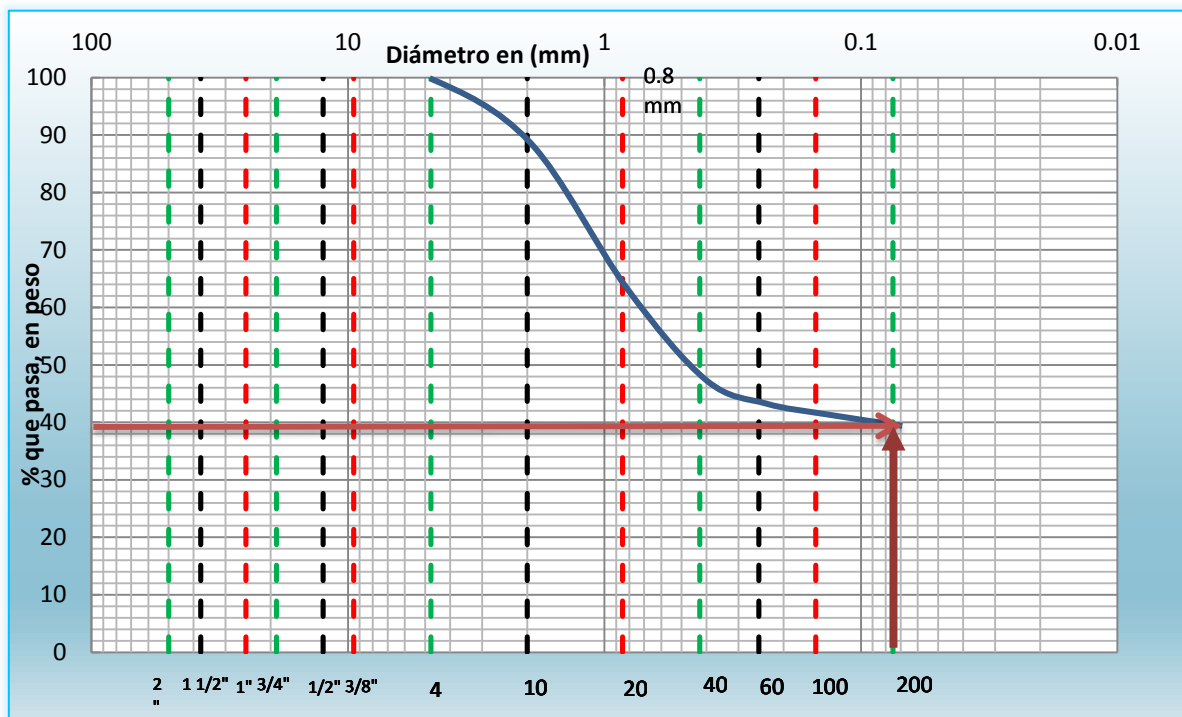


Figura 44 Curva Granulométrica.

Se observa en **Figura 44** que el porcentaje de partículas finas (pasa el tamiz No. 200) es del 38%, y el porcentaje que pasa el tamiz No. 4 es del 100%, de acuerdo a los resultados y a la clasificación SUCS se trata de una arena (S).

2.1.2 Ensayes Índice

De acuerdo al manual **M-MMP-1-07-07** publicado por el IMT, esta prueba permite conocer la plasticidad de los materiales utilizados en terracerías que pasan la malla N°40 (0.425 mm). Mediante los resultados obtenidos de esta prueba se puede identificar y clasificar el tipo de suelo que estamos estudiando de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.1.2.1 Preparación de la muestra

Inicialmente se debe tomar una muestra de aproximadamente 500 g y triturar hasta tener una fracción de 250 g que pase la malla N° 40. Se registró el peso y se colocó en una cápsula de porcelana y se le agregó agua suficiente para dejar el material completamente saturado, se dejó reposar a temperatura ambiente durante 24 h. cuidando que el material no perdiera humedad en exceso cubriéndolo con un paño húmedo de ser posible, como se observa en la **Figura 45**.



Figura 45 Preparación de la muestra.

2.1.2.2 Procedimiento

Después de saturado durante 24 h. se homogenizó el material con la ayuda de una espátula (**Figura 46**).



Figura 46 Homogenización del material.

2.1.2.3 Límite Líquido (LL)

Una vez homogenizado el material, se continuo colocándolo en la copa de Casagrande una fracción suficiente, para que una vez extendido con la espátula se logre un espesor entre 8 y 10 mm de material en la parte central de la copa, como se observa en la **Figura 47**. Se recomienda que el extendido de material se haga partiendo del centro y hacia los lados, sin aplicar presión al material y con el menor número de pasadas posibles, esto con el fin de evitar errores en la prueba por adherencia mayor a la real.

Se procede a ranurar la parte central del material contenido en la copa con una pasada firme del ranurador, manteniéndolo normal a la superficie de la copa.

Se acciona la copa de Casagrande y se registra el número de golpes que indica el contador cuando el material se ha puesto en contacto en una longitud de 13 mm, los cálculos se observan en el anexo 6.1.1 en la **Tabla 17**.

Después se toma una fracción de aproximadamente 10 g. de material que se encuentra en la parte central de la copa. Se coloca en una cápsula e inmediatamente se pesa para obtener el peso húmedo, y posterior a su secado durante 24 horas en el horno, determinar la humedad.

Del material que se encuentra en la cápsula, se procede a agregar agua con un cuenta gotas, se homogeniza y se realiza lo anteriormente descrito.

La cantidad de agua adicionada al material deberá ser en tal cantidad que se puedan realizar al menos cuatro determinaciones entre 10 y 35 golpes, cuidando que sean dos determinaciones debajo de 25 golpes y dos arriba. Realizado el procedimiento anterior, se realiza la curva de fluidez con la finalidad de determinar el límite líquido, como se observa en la **Figura 48**.



Figura 47 Material en la copa de Casagrande.

En la **Figura 48** se observa la curva de fluidez obtenida para el material analizado en este trabajo, con la ayuda de esta curva se determina el límite líquido (LL), que es la humedad correspondiente a 25 golpes. El límite líquido resultante fue del 40%.

$$LL = 40\%$$

De acuerdo al resultado, se determina que este material si es aceptable para su utilización en la construcción de una subrasante, ya que el máximo establecido es del 40%.

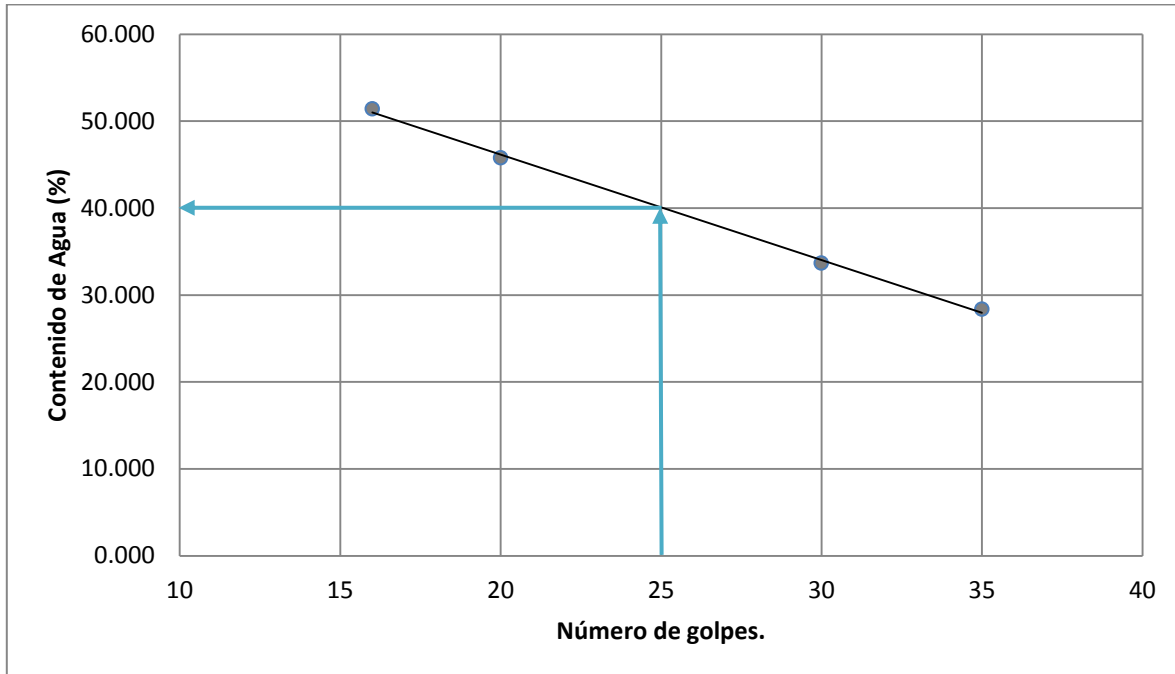


Figura 48 Curva de Fluidez.

2.1.2.4 Límite Plástico (LP)

Del material preparado sobrante para la prueba de límite líquido, se comienza a darle forma de una esfera con las manos, de aproximadamente 12 mm de diámetro, de manera tal que vaya perdiendo humedad y se forma un cilindro sobre la palma de la mano, aplicando presión con los dedos.

Después en una placa de vidrio se va rodando el cilindro, con la presión de los dedos necesaria para reducir su diámetro uniformemente en toda su longitud. La velocidad de rodado deberá ser entre 60 y 80 ciclos por segundo, entendiendo por ciclo el movimiento de la mano de atrás hacia adelante, hasta regresar a su posición de partida. Si al alcanzar los 3 mm de diámetro, el cilindro no se rompe en varias secciones simultáneamente, quiere decir que aún no se ha logrado el contenido de agua del límite plástico, para lo cual es necesario volver a remoldear

en una esfera y manipularla con los dedos para que pierda humedad y poder determinar la humedad correspondiente al límite plástico.

Una vez que se tienen los cilindros fragmentados con un diámetro de 3 mm, se procede a colocarlos en una charola para determinar su contenido de humedad, ver **Figura 49**.



Figura 49 Determinación del Límite Plástico

Se recomienda realizar 3 determinaciones del límite plástico para mayor seguridad. En caso de que no se puedan formar cilindros del diámetro especificado con el material y con ningún contenido de humedad, se considera que el material no es plástico.

Para este trabajo el LP que resultó fue de 34%, los cálculos se observan en el anexo 6.1.1.2 en la **Tabla 18**.

$$LP = 34\%$$

2.1.2.5 Índice Plástico (IP)

El índice plástico del suelo nos indica el intervalo de variación del contenido de agua en el cual el suelo presenta un estado plástico. En referencia al límite líquido y al límite plástico, el índice plástico se puede definir como la diferencia aritmética entre estos.

$$IP = LL - LP$$

El resultado se expresa en porcentaje.

$$IP = 40 - 34 = 6\%$$

Teniendo los resultados del LL, IP, y LP, se realiza la clasificación de acuerdo a Atterberg (Figura 50).

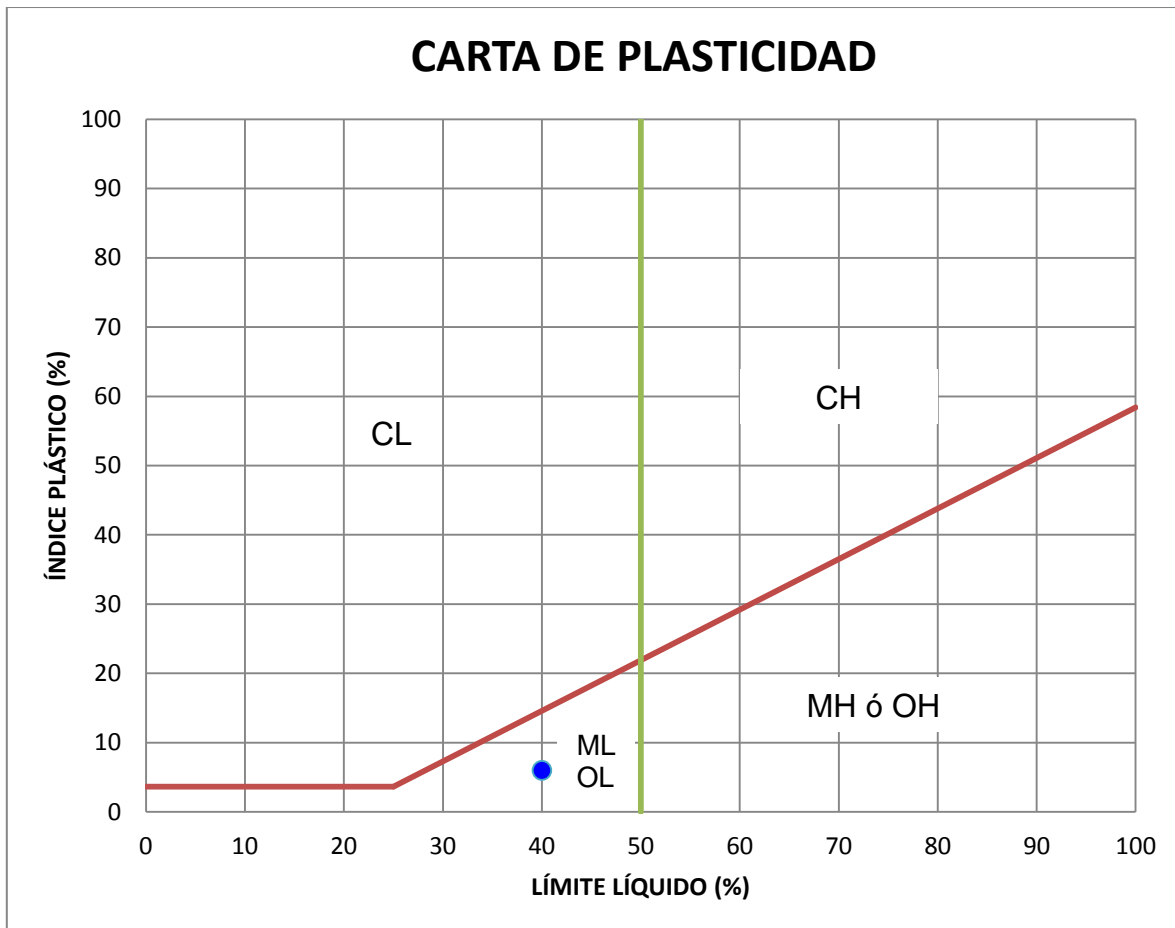


Figura 50 Clasificación de Atterberg.

De acuerdo a la **Figura 50**, se observa que se trata de un ML, limo inorgánico de baja compresibilidad.

Teniendo el resultado de la composición granulométrica y la clasificación de suelos finos propuesta por Atterberg, se puede realizar la clasificación SUCS.

Finalmente la clasificación SUCS resultó: Arena Limosa (**SM**).

2.1.2.6 Contracción Lineal (CL)

La contracción lineal de un suelo es la reducción de la longitud de un espécimen de forma prismática rectangular, elaborado con la fracción de suelo que pasa la malla N° 40 (0.425 mm), cuando el contenido de agua decrece desde la correspondiente al límite líquido, hasta la del límite de contracción, expresada en porcentaje con respecto de la longitud inicial del espécimen, el espécimen se prepara como el de la **Figura 51**.



Figura 51 Contracción Lineal.

$$CL = \frac{(L_i - L_f)}{L_f} \times 100$$

Dónde:

CL: Contracción lineal (%).

L_i : Longitud inicial (cm).

L_f : Longitud final (cm).

La contracción lineal que resultó para el material en estudio fue de 7.2%, los cálculos se observan en el anexo 6.1.1.3 en la **Tabla 19**.

:

2.1.2.7 Contracción Volumétrica (CV)

El contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa de suelo cesa, se define como límite de contracción.

Esta prueba consiste en rellenar con material preparado para la prueba de límite líquido una cápsula de aproximadamente 44 mm de diámetro y 13 mm de altura, previamente cubierto con aceite, de forma tal que entre la mayor cantidad de suelo sin aplicar presión excesiva y golpeando firme sobre una mesa o superficie horizontal para que salga la mayor cantidad de aire posible, como se observa en la **Figura 52**.



Figura 52 Contracción Volumétrica.

Una vez hecho lo anterior se mete al horno durante 24 horas y a la pastilla resultante se le determinará su peso volumétrico mediante la prueba por desplazamiento de mercurio. La relación entre la diferencia de humedad inicial y final, dividida entre la humedad inicial, nos proporciona el límite de contracción buscado.

El resultado para este material fue de 29%, los cálculos se observan en el anexo **6.1.1.3** en la **Tabla 19**.

2.2 Ensayos de compactación

Para este trabajo se decidió realizar una serie de curvas de compactación las cuales fueron: AASHTO estándar, AASHTO modificada y una con energía inferior a ambas. Este tipo de pruebas se realizó con la finalidad de obtener la variación de γ_d en el espacio proctor a distintas energías de compactación y contenidos de humedad.

El procedimiento se siguió de acuerdo al manual M-MMP-1-09/06 publicado por el IMT, donde se describe el procedimiento y equipo necesario (ver **Tabla 5**) para realizar dicho ensayo, y lo clasifica en cuatro variantes A, B, C, D, (ver **Tabla 6**) para este trabajo se siguió lo indicado por las variantes A y B, debido a que el material al ser cribado por la malla N°4 (4.75 mm) su retenido es menor del 20 %, que es el recomendado como máximo.

Tabla 5 Características del pisón y número de capas para las pruebas AASHTO.

Tipo de Prueba	Estándar	Modificada
Masa del pisón, kg	2.5 ± 0.01	4.54 ± 0.01
Diámetro del pisón, mm	50.8	50.8
Altura de caída del pisón, cm	30.5 ± 0.1	45.7 ± 0.1
Número de capas del material	3	5

Tabla 6 Características de las variantes para las pruebas AASHTO.

Variantes	A	B	C	D
Tamaño máximo del material, mm	4.75(N°4)		19.0(3/4")	
Tamaño de la muestra de prueba, kg	4	7.5	4	7.5
Diámetro interior del molde, mm	101.6 ± 0.4	152.4 ± 0.7	101.6 ± 0.4	152.4 ± 0.7
Número de golpes por capa	25	56	25	56

Para la realización del espacio proctor, se utilizó en este trabajo las variantes A y B, donde la variante A corresponde a la AASHTO estándar y la variante B corresponde a la AASHTO modificada. La diferencia de ambas variantes A y B es principalmente la energía de compactación de una y otra.

Ambas pruebas consisten en determinar varios contenidos de agua y sus respectivas densidades secas, dichos parámetros se grafican y se obtiene una parábola, como la que se observa en la **Figura 53**.

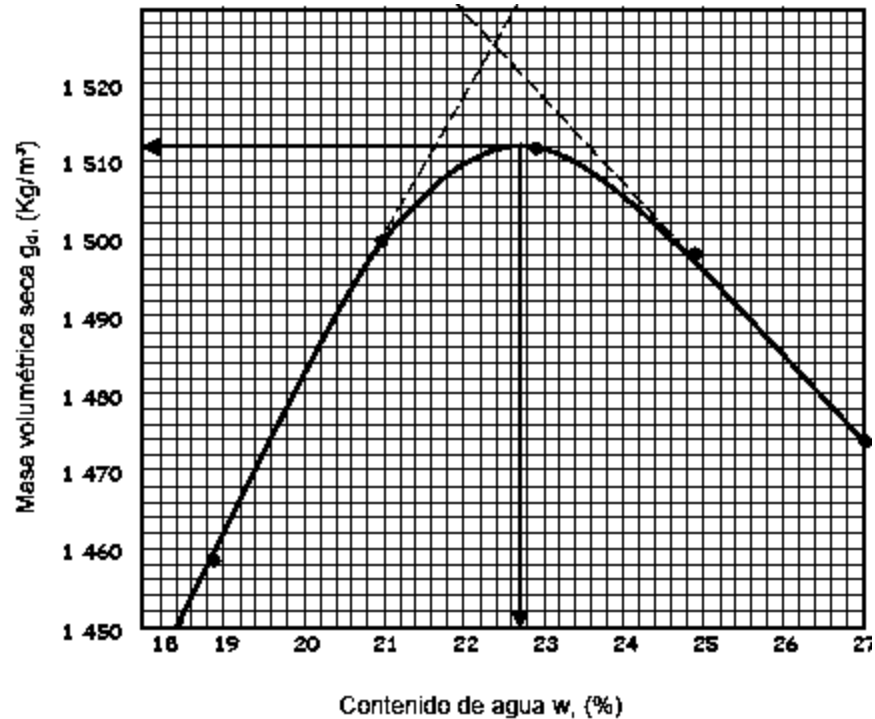


Figura 53 Curva de compactación AASHTO (M-MMP-1-09/06).

2.2.1 Procedimiento de cálculo.

Para la determinación de los pesos volumétricos secos máximos se utilizan las siguientes ecuaciones.

Se calcula primeramente el contenido de agua con la siguiente ecuación:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Dónde:

W_w = peso del agua. ($W_m - W_s$).

W_m = (Peso del molde + Suelo húmedo) – Peso del molde.

W_s = Peso del suelo seco.

Posteriormente se determina el peso volumétrico húmedo en t/m^3

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V}$$

Dónde:

V= volumen del molde en m^3

Finalmente se determina el peso volumétrico seco con la siguiente ecuación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{\left(1 + \frac{w}{100}\right)}$$

Dónde:

γ_m = Peso volumétrico húmedo t/m^3

w = humedad en %.

γ_d = Peso volumétrico seco t/m^3 .

2.2.2 Resultados

En la **Figura 54** se observan los resultados de los ensayos de compactación dinámica (espacio Proctor), donde se puede observar que para la energía de compactación de 6.03 Kg-cm/cm^3 (56 G/Capa), se obtiene una densidad máxima seca (DMS) igual a 1.12 t/m^3 y un contenido de agua óptimo (CAO) igual a 34%, para la energía de compactación de 2.69 Kg-cm/cm^3 (25 G/Capa), la densidad máxima seca resultó de 1.04 t/m^3 con un CAO del 39%, finalmente para la energía de compactación de 1.08 Kg-cm/cm^3 (10 G/Capa) la DMS fue de 0.96 t/m^3 para un CAO del 45%.

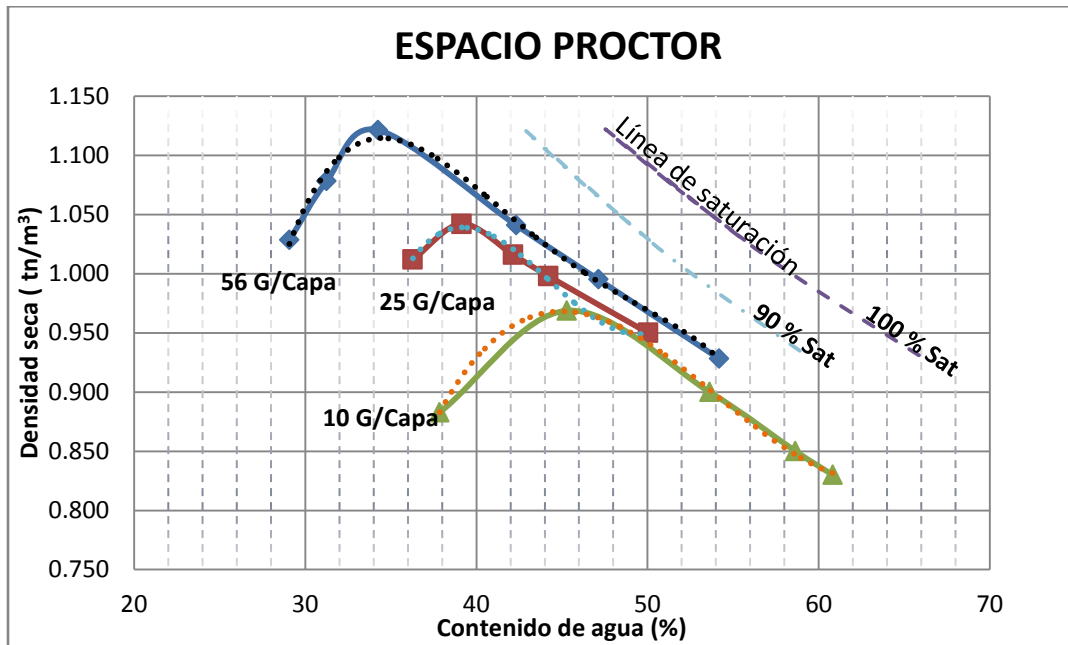


Figura 54 Espacio Proctor para un suelo SM.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que para la energía de compactación mayor se obtiene la densidad máxima seca más alta y para la energía de compactación más pequeña se obtiene la densidad seca máxima menor, los cálculos se observan en el anexo 6.2.

2.3 Ensayes de VRS

La finalidad de realizar estos ensayos es determinar un mapa de resistencias donde podamos delimitar la región que cumpla con un VRS mínimo para la subrasante. Para realizar los ensayos de VRS se siguió el manual M-MMP-1-11-13_CBR, publicada por el IMT.

En la **Figura 55** se observa el procedimiento de manera resumida para la determinación del VRS, inicialmente como se observa en el inciso (A) se le agrega la cantidad de agua suficiente para alcanzar el contenido de agua deseado, una vez homogenizado, el material se continua colocándolo en el molde para posteriormente compactarlo dinámicamente como se observa en el inciso (B), finalmente se coloca en la prensa para aplicarle presión, como se observa en el inciso (C), se toman las lecturas de carga a la penetración descrita por la **Tabla 7**,



Figura 55 Muestra el procedimiento para la determinación del VRS.

hasta la penetración de 12.7 mm, el material ensayado se observa en la **Figura 56**.

Tabla 7 Lecturas de penetración (M-MMP-1-11-13).

Lecturas	Tiempo min:s	Penetración mm
Primera	0:30	0,64
Segunda	1:00	1,27
Tercera	1:30	1,91
Cuarta	2:00	2,54
Quinta	3:00	3,81
Sexta	4:00	5,08
Séptima	6:00	7,62
Octava ^[1]	8:00	10,16
Novena ^[1]	10:00	12,70

Finalmente el VRS se determina como se describe en el apartado **1.4.1**, de este documento.



Figura 56 Resultado final de la penetración.

2.3.1 Resultados

Para este trabajo se realizó una serie de VRS'S seleccionando una zona amplia de humedades y densidades secas, se realizaron alrededor de 25 VRS's, compactados dinámicamente con diferentes energías de compactación por ende diferentes densidades secas, las densidades y contenidos de agua que resultaron de estos ensayos se observan en la **Figura 57**, donde cada punto corresponde a un VRS.

Los resultados que se obtuvieron para diferentes contenidos de agua.

Además se observan las densidades secas máximas (DSM) con sus respectivos contenidos de agua óptimos, y las curvas de saturación del suelo. De la **Figura 57**, se aprecia que las DSM se encuentran muy cercas de la curva de saturación que corresponde al 70%.

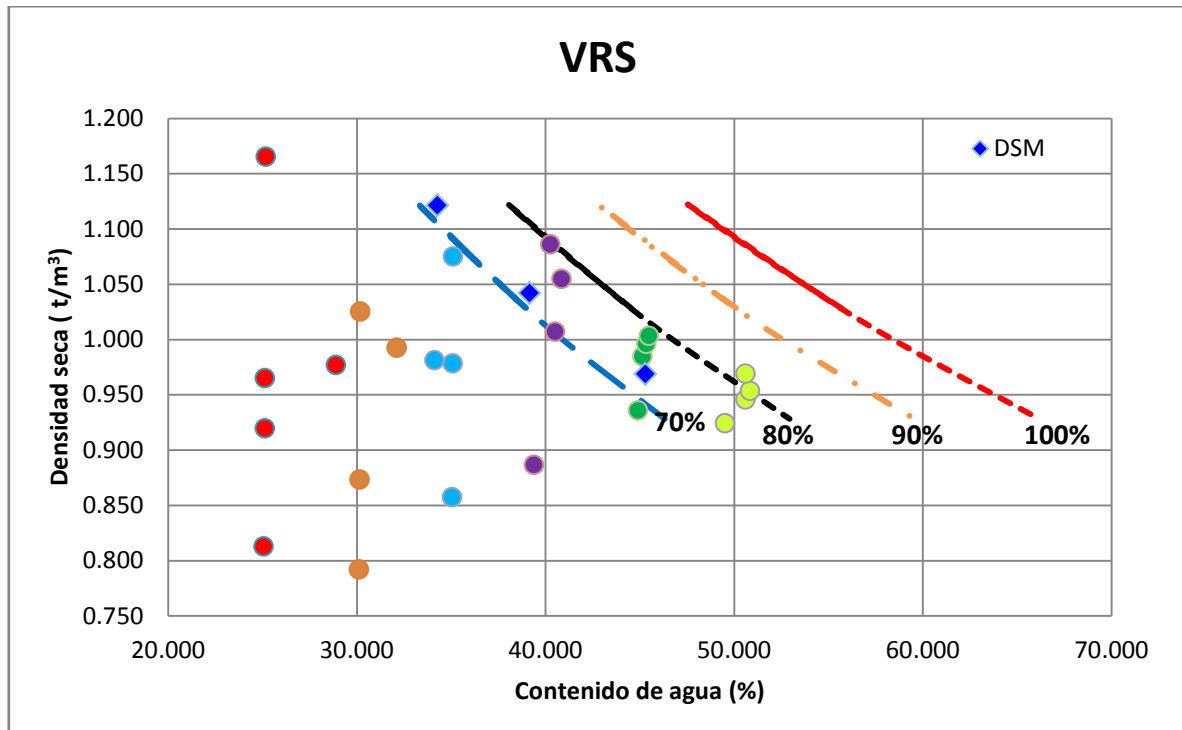


Figura 57 VRS y contenidos de agua

Adicionalmente de los resultados mostrados en la **Figura 57**, se realizó un gráfico de contenidos de agua y VRS, contenidos de agua y densidad seca, con la finalidad de realizar un análisis más detallado, dicho gráfico se observa en la **Figura 58**, los cálculos se observan en el anexo **6.3**.

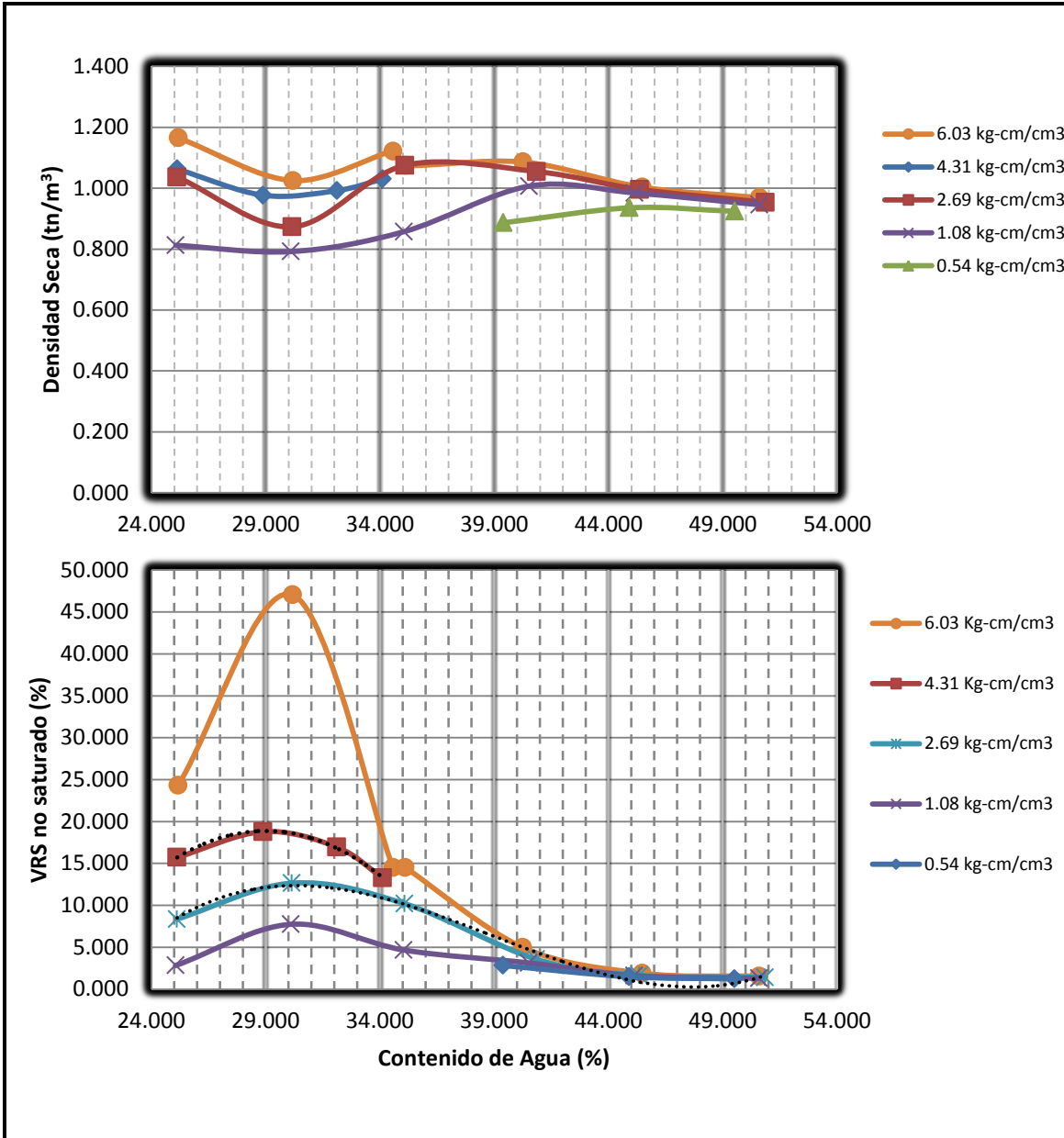


Figura 58 Variación del VRS y la Densidad Seca con el Contenido de Agua.

De la **Figura 58**, se observa que para las densidades altas la resistencia no es la más alta. Además, se observa que las resistencias más altas se presentan cuando se compacta con una mayor energía de compactación, en este caso para la energía de 6.03 Kg-cm/cm³ (56 G/Capa) se alcanza el VRS más alto del 47% y con un contenido de agua del 30%, a partir de este contenido de agua se observa que la resistencia disminuye conforme aumenta el contenido de agua, además se

observa que hay un contenido de agua (39%) a partir del cual, la resistencia sigue una misma tendencia para las diferentes energías de compactación.

Otro gráfico importante que se realizó es el de la **Figura 59**, que muestra los VRS's en el espacio proctor, con la finalidad de seleccionar tres VRS's para realizar el ensaye de deformación permanente.

En la **Figura 59** se observa el espacio Proctor y los tres diferentes VRS que se eligieron para la realización de los ensayos de deformación permanente. Los valores de VRS que se eligieron fueron el 7, 24, y 47%, como se resaltan en la **Figura 59** marcados con un círculo rojo. Teniendo estos parámetros de referencia se continuó con la realización de los ensayos correspondientes para la determinación de la deformación permanente, con la finalidad de realizar una caracterización muy amplia.

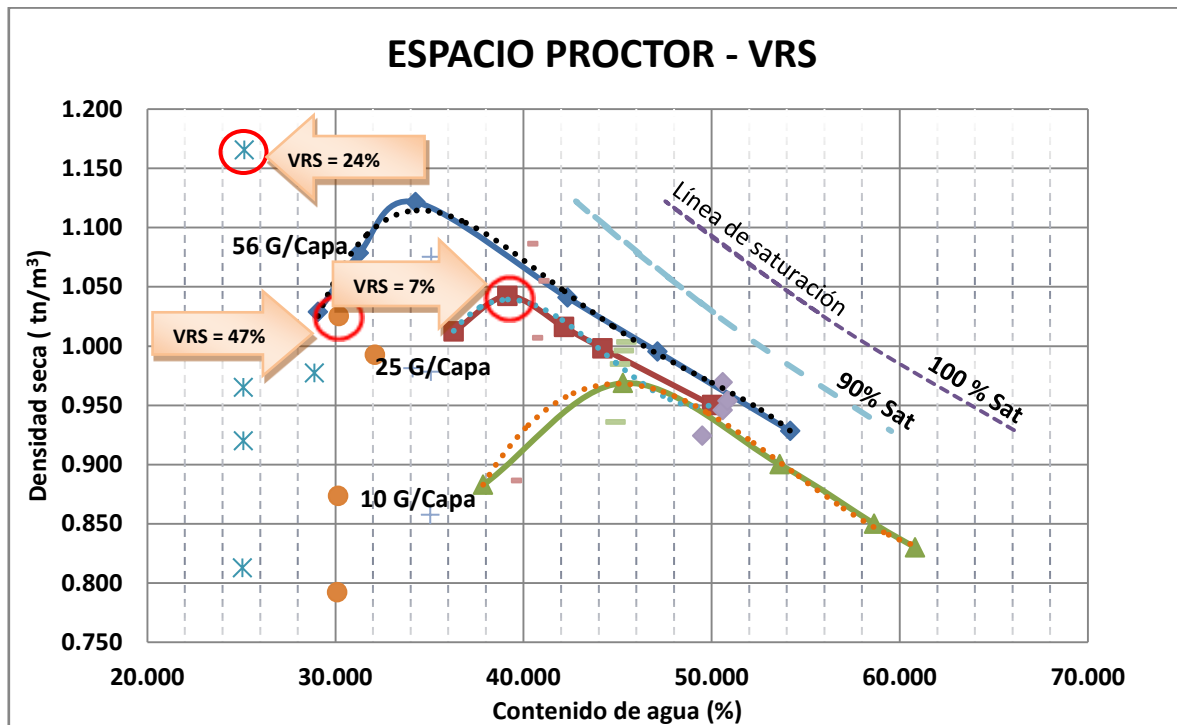


Figura 59 Espacio Proctor – VRS.

En este trabajo el material analizado tiene características de subrasante de acuerdo a la norma **N-CMT-1-03/02**, publicada por instituto mexicano del transporte, debido a ello se seleccionaron VRS'S que cumplieran con lo

especificado con la normativa actual de la región, que especifica un VRS de 20% como mínimo.

Adicionalmente al gráfico de la **Figura 58** se realizó un mapa de resistencias, densidades y contenidos de agua para poder delimitar la región que cumpla con el VRS mínimo especificado por la normativa de la región en estudio, el cual se observa en la **Figura 60**, adicionalmente se observan las diferentes energías de compactación que se utilizaron para realizar la caracterización.

En el mapa de la **Figura 60**, se observa que el rango de contenidos de agua al cual se debería de compactar en campo para que cumpliera con el VRS mínimo especificado por la normativa debería de estar entre el 25 y 34% y compactado con la energía de compactación AASHTO modificada y del lado seco, ya que si compacta del lado húmedo se obtendrán resistencias menores como se observa en la **Figura 60**. Cualquier rango de humedades que se elija dentro de la zona delimitada por la línea de color rojo cumplirá con lo especificado por la normativa **N-CMT-1-03/02**, que establece un VRS mínimo del 20%, ver la **Tabla 8**.

Tabla 8 Características para material de subrasante (N-CMT-1-03/02).

Característica	Valor
Tamaño máximo; mm	76
Límite líquido; %, máximo	40
Índice plástico; %, máximo	12
Valor Soporte de California (CBR) ^[1] ; %, mínimo	20
Expansión máxima; %	2
Grado de compactación ^[2] ; %	100 ± 2

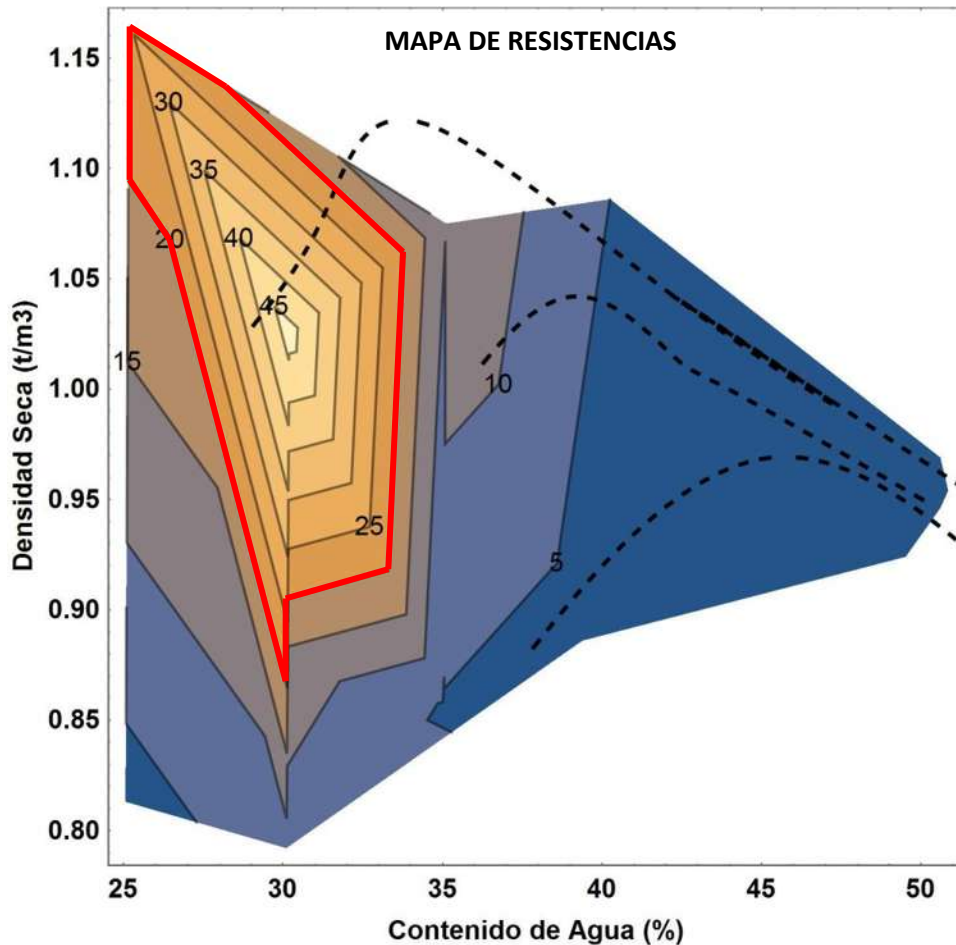


Figura 60 Mapa de resistencias para el suelo (SM) de este trabajo.

2.4 Ensayos de Deformación Permanentes y Módulos de resiliencia

La deformación permanente y el módulo resiliente son los principales parámetros que se analizan en este trabajo de investigación. La deformación permanente es muy importante para la predicción del comportamiento de un material bajo cargas cíclicas al igual que el módulo resiliente. Por ello se estableció un criterio para la realización de las pruebas de deformación permanente y módulos resilientes, consistió en seleccionar VRS's que cumplieran con el mínimo especificado por la normativa mexicana (**N-CMT-1-03/02**) para material de subrasante siendo este valor del 20% como mínimo, adicionalmente se eligió un VRS que no cumpliera con la normativa, con la finalidad de realizar una comparativa.

Para la realización de los ensayos de deformación permanente, se siguió el procedimiento descrito por el Eurocódigo (Norma UNE-EN 13286-7 (2004)), que se describe en el apartado **1.4.3.3** de este documento, en lo referente a la deformación permanente y aplicando el procedimiento multietapas para un nivel de esfuerzo bajo, previamente se debe elaborar un espécimen con las características (Densidad Seca y Contenido de Agua) obtenidas del gráfico de la **Figura 59**, para posteriormente aplicarle cinco secuencias de esfuerzos, dichas secuencias se observan en la **Tabla 3**.

2.4.1 Deformación permanente y módulos resilientes para un VRS del 24%

El VRS inicial que se eligió para la determinación de la deformación permanente y los módulos resilientes fue del 24%, como se observa en la **Figura 59**, de dicha figura se obtuvieron las características (Densidad seca y Contenido de agua) para la elaboración del espécimen, obteniendo así una densidad seca de 1.16 t/m^3 y un contenido de agua del 25.17%. Teniendo el espécimen se coloca en el equipo triaxial cíclico para aplicarle una serie de cinco secuencias de esfuerzos, de acuerdo a lo establecido por la norma **UNE-EN 13286-7 (2004)**.

2.4.1.1 Resultados Secuencia 1

Para esta secuencia 1, los esfuerzos que se le aplicaron al espécimen son los que se observan en la **Tabla 9**, manteniendo el esfuerzo de confinamiento ($\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$) constante durante las 60,000 repeticiones de carga y variando el esfuerzo desviador cada 10,000 repeticiones hasta llegar a las 60,000 repeticiones de carga ($\sigma_d = 120 \text{ kPa}$), con esta serie de esfuerzos se inició con el ensayo del espécimen, obteniendo así los siguientes resultados.

Tabla 9 Esfuerzos para la secuencia 1, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).

Secuencia 1		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	
Constante	mín.	máx.
20	0	20
20	0	40
20	0	60
20	0	80
20	0	100
20	0	120

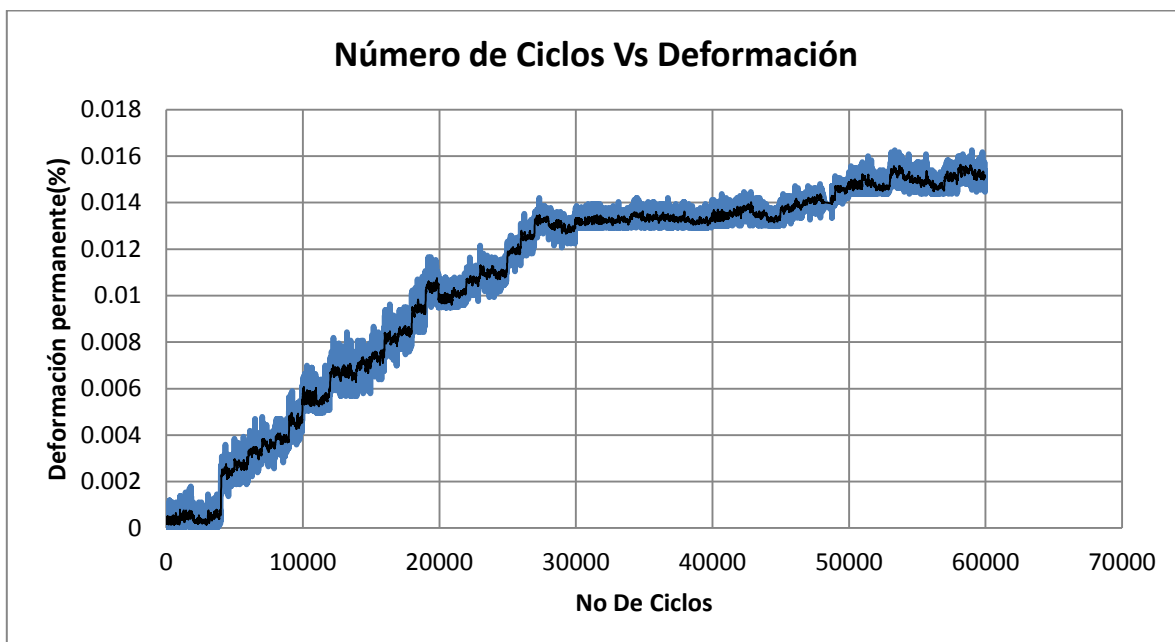


Figura 61 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En la **Figura 61** se presenta el gráfico de deformación permanente y el número de repeticiones de carga, donde se observa que desde el inicio del ensaye hasta los 20,000 ciclos de carga la pendiente de deformación se va incrementando de forma considerable, de los 20,000 a los 30,000 ciclos de carga la pendiente de deformación es un poco menos pronunciada y finalmente de los 30,000 a los 60,000 ciclos la deformación permanece constante. Esto quiere decir que a partir del esfuerzo desviador de 20 kPa hasta 60 kPa, la pendiente de deformación

permanente tiene un comportamiento importante y cuando se incrementa el esfuerzo desviador de 80 hasta 120 kPa la pendiente permanece constante (horizontal).

En la **Figura 62** se observa el gráfico de los módulos resilientes obtenidos para la primera secuencia, de acuerdo a dicho gráfico se aprecia que desde el inicio hasta los 30,000 ciclos de carga el comportamiento de los módulos es muy disperso, es partir de los 30,000 y hasta los 60,000 ciclos cuando los módulos tienen un comportamiento más estable, obteniendo así un valor promedio, donde el módulo resulta de 80,000 kPa.

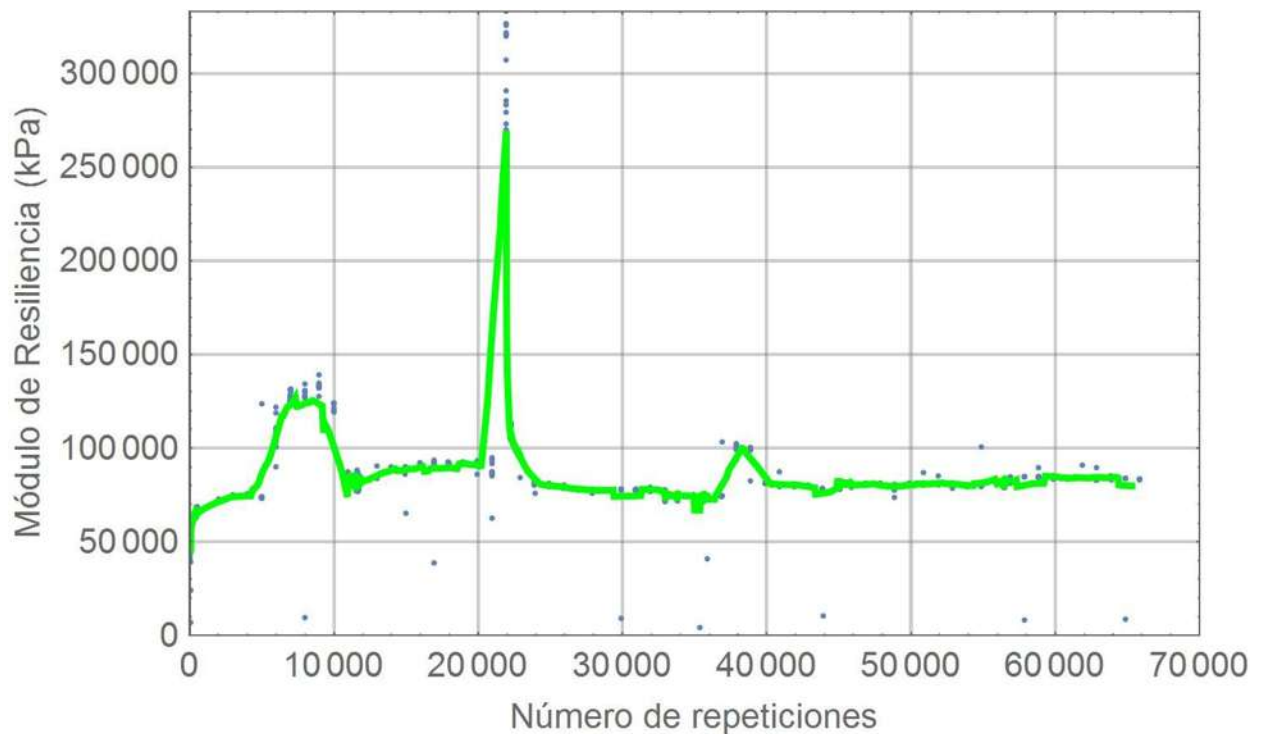


Figura 62 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.1.2 Resultados Secuencia 2

Para esta secuencia 2, los esfuerzos que se le aplicaron al espécimen son los que se observan en la **Tabla 10**, manteniendo el esfuerzo de confinamiento ($\sigma_3 = 45 \text{ kPa}$) constante durante las 60,000 repeticiones de carga y variando el esfuerzo desviador cada 10,000 repeticiones hasta llegar a las 60,000 repeticiones de carga

($\sigma_d = 210 \text{ kPa}$). A diferencia de la secuencia anterior los esfuerzos desviadores son mayores y el incremento de cada esfuerzo desviador es de 30 kPa, ya que el incremento para la secuencia 1 es de 20 kPa. Para esta secuencia 2 el esfuerzo de confinamiento se incrementó de 20 a 45 kPa. Con estos esfuerzos se continuó con el ensaye del espécimen, obteniendo los siguientes resultados para la secuencia 2.

Tabla 10 Esfuerzos para la secuencia 2, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7 ,2004).

Secuencia 2		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	
	mín.	máx.
45	0	60
45	0	90
45	0	120
45	0	150
45	0	180
45	0	210

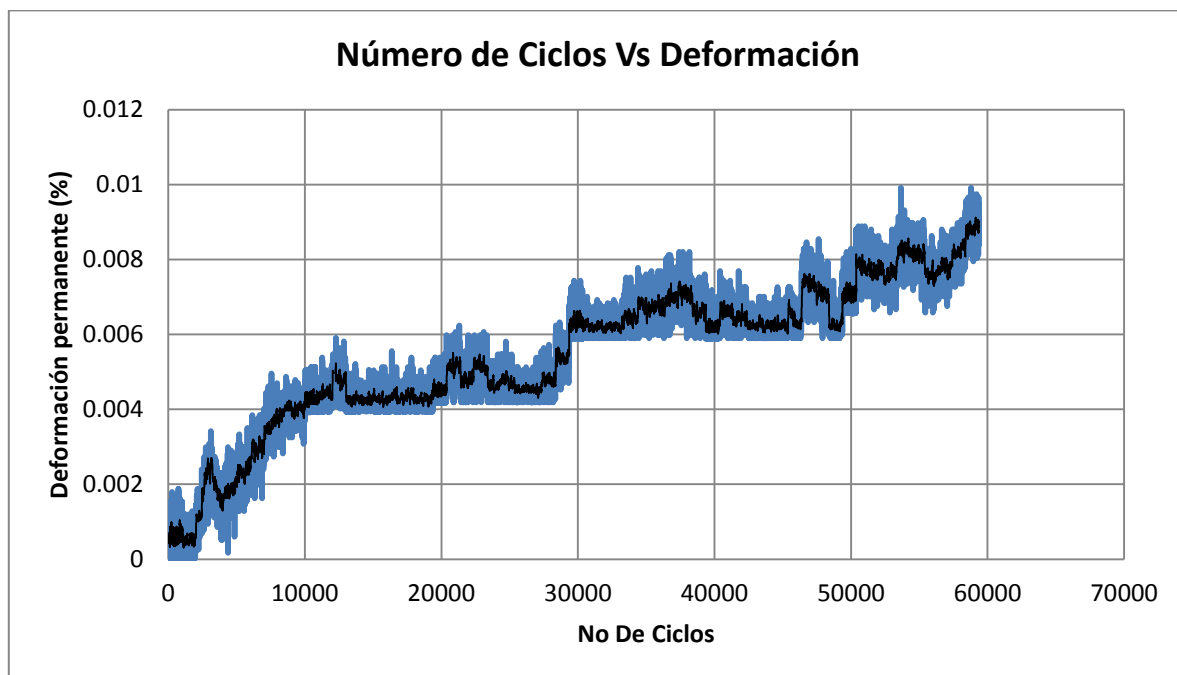


Figura 63 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En la **Figura 63** se observa el gráfico de deformación permanente y el número de ciclos de carga obtenido de la secuencia 2, en este caso se observa que al inicio la pendiente se incrementa considerablemente hasta llegar a las 10,000 repeticiones de carga, a partir de ahí se observa que la deformación permanece constante siguiendo una trayectoria horizontal (acomodo plástico del suelo) hasta los 30,000 ciclos. Finalmente de los 30,000 a los 60,000 su comportamiento es más variable.

En la **Figura 64** se presenta el gráfico de los módulos resilientes obtenido de la secuencia 2, en este se observa que al inicio los módulos resilientes son de aproximadamente 95,000 kPa, a partir de las 10,000 repeticiones los módulos empiezan a disminuir hasta mantenerse en un rango promedio de 90,000 y 80,000 kPa.

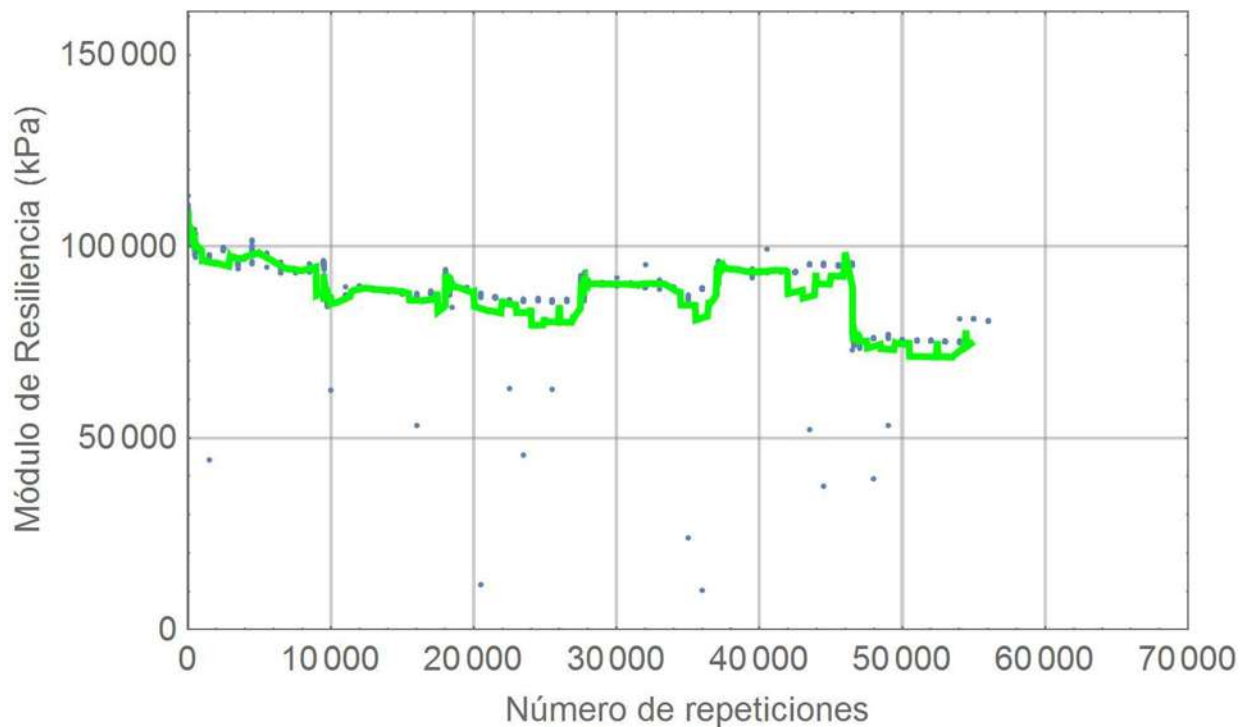


Figura 64 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.1.3 Resultados Secuencia 3

Para esta secuencia 3, los esfuerzos que se le aplicaron al espécimen son los que se observan en la **Tabla 11**, manteniendo el esfuerzo de confinamiento ($\sigma_3 = 70 \text{ kPa}$) constante durante las 60,000 repeticiones de carga y variando el esfuerzo desviador cada 10,000 repeticiones hasta llegar a las 60,000 repeticiones de carga ($\sigma_d = 280 \text{ kPa}$). A diferencia de la secuencia anterior los esfuerzos desviadores son mayores y el incremento de cada esfuerzo desviador es de 40 kPa, ya que el incremento para la secuencia 1 es de 20 kPa, y para la secuencia 2 de 30 kPa. Para esta secuencia 3 el esfuerzo de confinamiento se incrementó de 45 a 70 kPa.

Con estos esfuerzos se continuó con el ensaye del espécimen, obteniendo los siguientes resultados para la secuencia 3.

Tabla 11 Esfuerzos para la secuencia 3, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).

Secuencia 3		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	
	mín.	máx.
Constante		
70	0	80
70	0	120
70	0	160
70	0	200
70	0	240
70	0	280

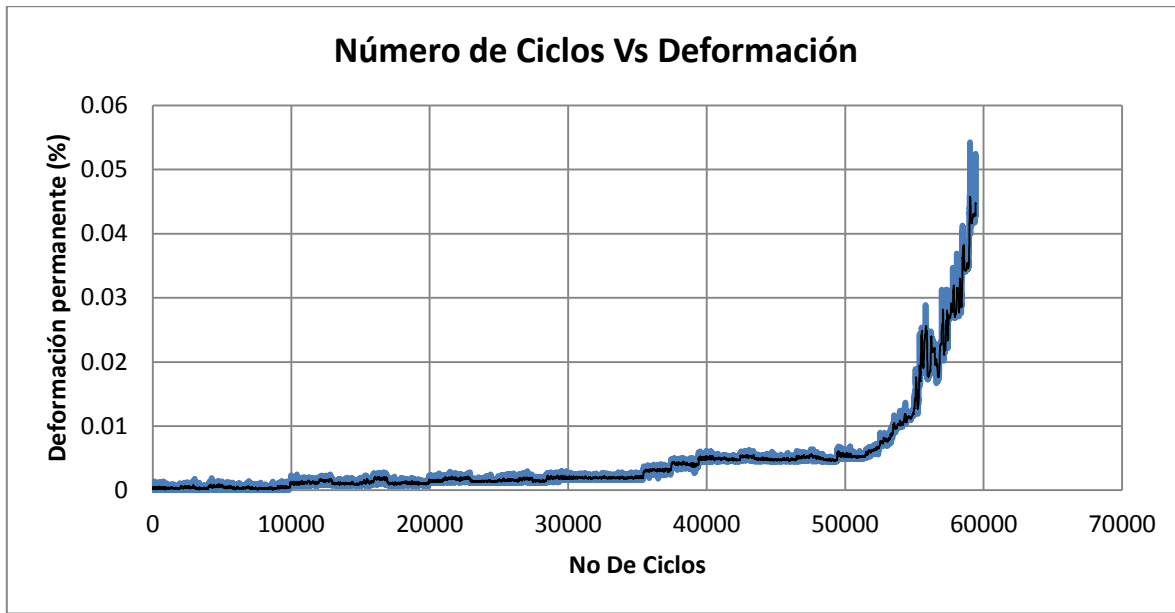


Figura 65 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En la **Figura 65** se presenta el gráfico de deformación permanente y el número de ciclos de carga obtenido de la secuencia 3, en donde se observa que del inicio hasta los 35,000 ciclos la deformación tiene un comportamiento constante, de los 35,000 a los 50,000 sufre un aumento en la pendiente, sin embargo es a partir de los 50,000 que la pendiente de deformación se incrementa considerablemente.

En la **Figura 66** se presentan los módulos obtenidos de la secuencia 3, donde se observa que los módulos tienen un comportamiento muy variable, no permanecen constantes, sin embargo se observa que el rango promedio varía entre 70,000 y 80,000 kPa.

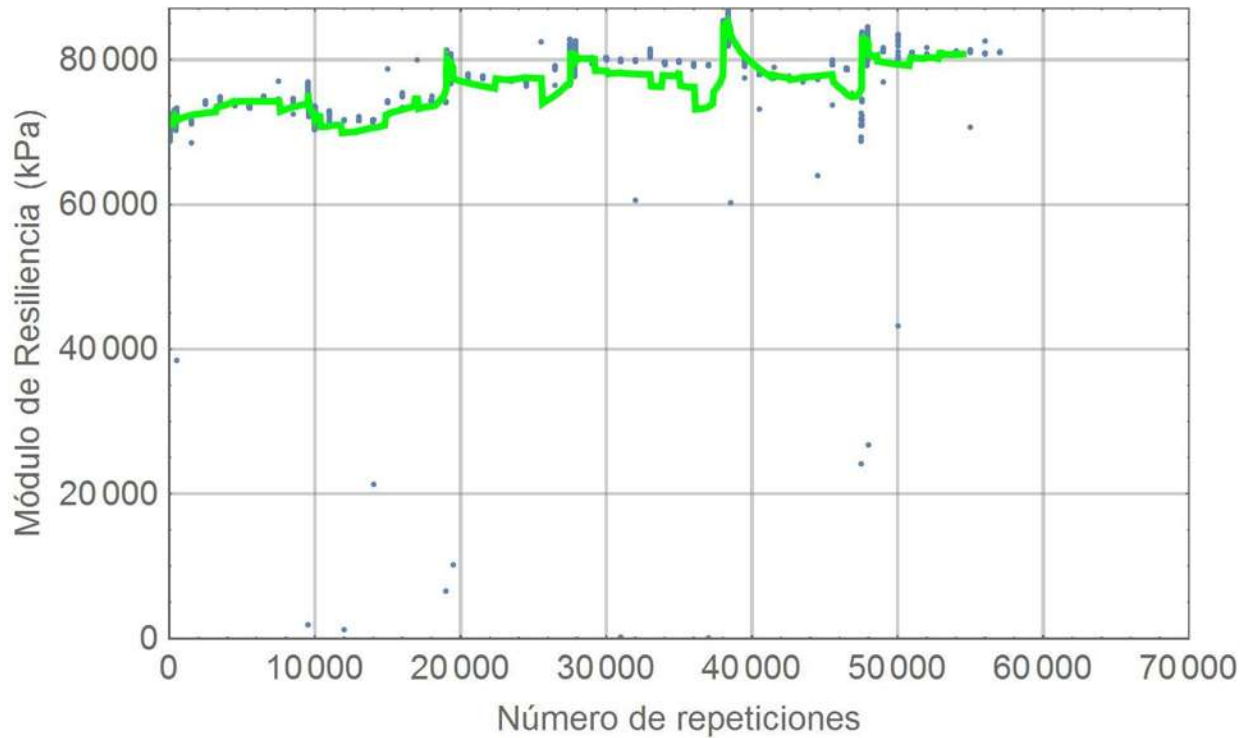


Figura 66 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.1.4 Resultados Secuencia 4

Para la secuencia 4, la serie de esfuerzos que se le aplicó al espécimen se observa en la **Tabla 12**.

Para esta serie, el esfuerzo de confinamiento es de 100 kPa ($\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$) y se mantiene constante durante las 60,000 repeticiones de carga y se varia el esfuerzo desviador cada 10,000 repeticiones hasta llegar a las 60,000 repeticiones de carga ($\sigma_d = 350 \text{ kPa}$).

Los resultados que se obtuvieron para esta secuencia 4 se observan en la **Figura 67** y **Figura 68**.

Tabla 12 Esfuerzos para la secuencia 4, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).

Secuencia 4		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	
Constante	mín.	máx.
100	0	100
100	0	150
100	0	200
100	0	250
100	0	300
100	0	350

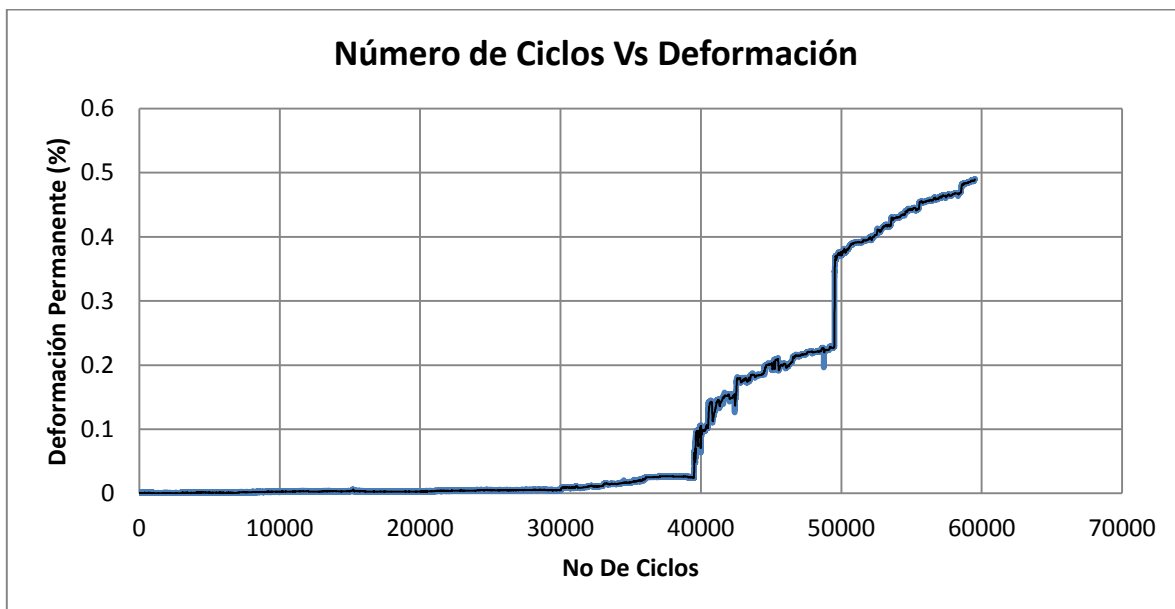


Figura 67 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En la **Figura 67** se presenta el gráfico que se obtuvo de deformación permanente, donde se observa que hasta aplicarle el esfuerzo desviador de 250 kPa es cuando el espécimen empieza a sufrir deformación, a partir de este esfuerzo la deformación se sigue incrementando, formando así una pendiente de deformación muy pronunciada.

En la **Figura 68** se muestra el gráfico de los módulos resilientes obtenido para la secuencia 4, donde se observa que los módulos se van incrementando desde el

inicio del ensaye hasta el final, iniciando con un módulo de 65,000 kPa y terminando con un módulo de 90,000 kPa.

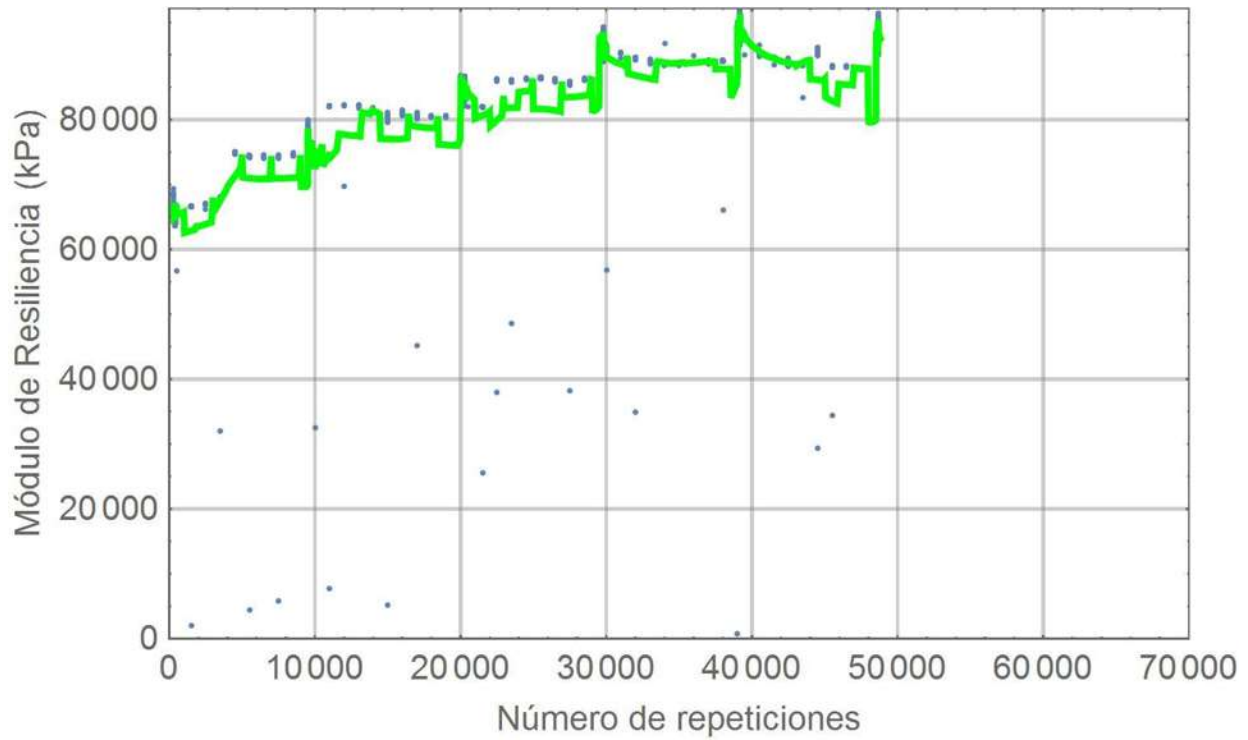


Figura 68 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.1.5 Resultados Secuencia 5

Esta secuencia de esfuerzos es la última que se le aplica al mismo espécimen, es decir a un mismo espécimen se le aplican cinco secuencias de esfuerzos, al menos que el espécimen falle en una secuencia intermedia. La serie de esfuerzos para esta secuencia 5, se observa en la **Tabla 13**.

En esta última serie de esfuerzos, el esfuerzo de confinamiento es de 150 kPa ($\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$), este es fuerza se mantiene constante durante las 60,000 repeticiones de carga y se varia el esfuerzo desviador cada 10,000 repeticiones hasta llegar a las 60,000 repeticiones de carga y un esfuerzo desviador de 350 kPa ($\sigma_d = 350 \text{ kPa}$).

Los resultados que se obtuvieron para esta secuencia 5 se observan en las figuras **Figura 69 y Figura 70**.

Tabla 13 Esfuerzos para la secuencia 5, nivel de esfuerzos bajos (UNE-EN 13286-7, 2004).

Secuencia 5		
Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo de desviación σ_d (kPa)	
Constante	mín.	máx.
150	0	100
150	0	200
150	0	300
150	0	400
150	0	500
150	0	600

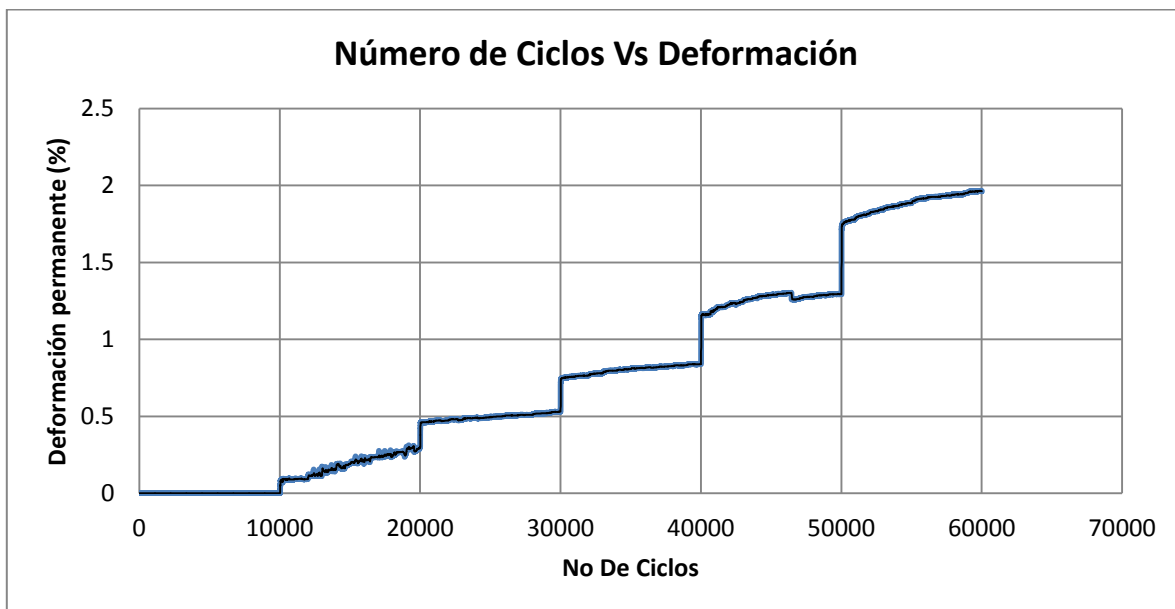


Figura 69 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En esta última secuencia de esfuerzos el gráfico de deformación permanente que se obtuvo es el de la **Figura 69**, donde se observa que en este caso a cada incremento de esfuerzo desviador (cada 10,000 ciclos), la deformación tiene un incremento considerable. El esfuerzo desviador que genera un mayor aumento en la deformación permanente es el de 600 kPa, y la pendiente de deformación también sufre un aumento.

En la **Figura 70** se muestra el gráfico de los módulos resilientes obtenido para la secuencia 5, donde se observa que los módulos se van incrementando desde el

inicio del ensaye hasta el final, iniciando con un módulo de 70,000 kPa y terminando con un módulo de 120,000 kPa. El comportamiento de los módulos para esta secuencia es muy similar al obtenido en la secuencia 4.

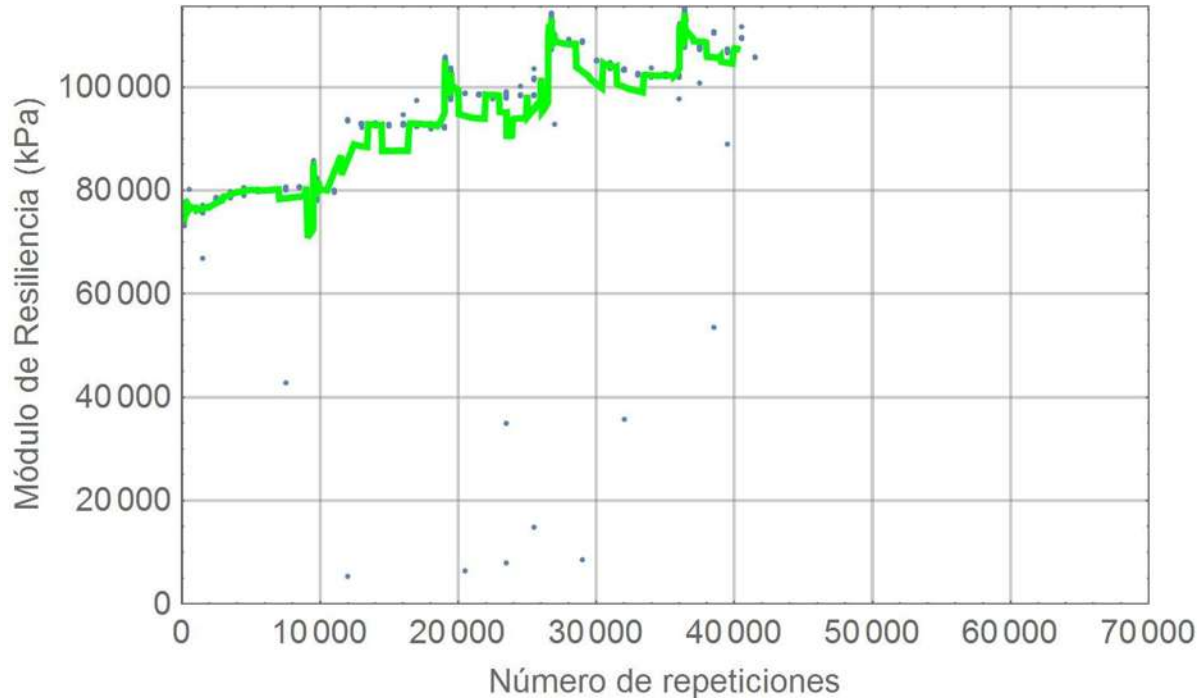


Figura 70 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.1.6 Resumen de las deformaciones permanentes y los módulos resilientes

En la **Figura 71** se presentan los cinco gráficos de deformación permanente obtenidos para las cinco secuencias de esfuerzos, donde se observa que el espécimen presentó las mayores deformaciones a partir de la secuencia cuatro, al aplicarle un esfuerzo desviador de 300 kPa. Sin embargo, la máxima deformación presentada fue de aproximadamente el 2%, que corresponde al de la secuencia 5.

Por otro lado los módulos resilientes obtenidos para la cinco secuencias se presentan en la **Figura 72**, donde se observa que los módulos obtenidos para las cinco secuencias tienen un comportamiento muy similar en el intervalo de las 10,000 a las 20,000 repeticiones, sin embargo partir de ahí los módulos obtenidos de la secuencia cinco tienen un ligero incremento con respecto a los demás. En la **Figura 72** se puede observar este comportamiento de forma gráfica donde se

observa que el gráfico correspondiente a la secuencia cinco se separa a partir de las 20,000 repeticiones de carga, debido a que el módulo se incrementa.

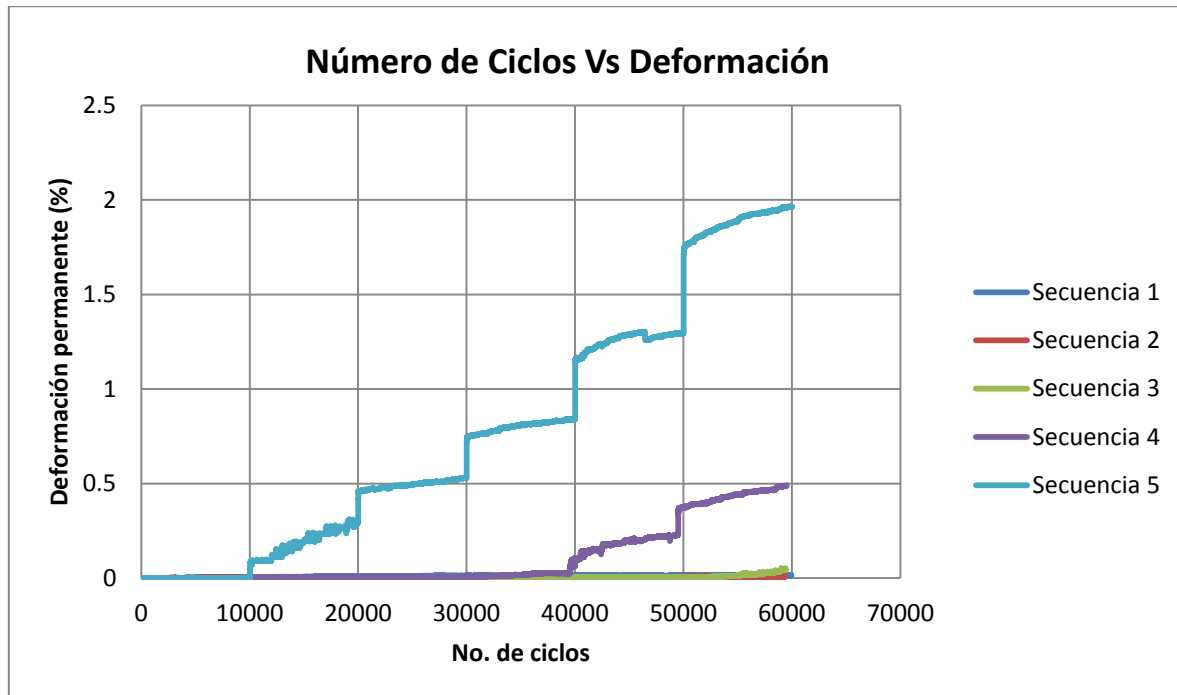


Figura 71 Resumen de los cinco gráficos obtenidos para las cinco secuencias de esfuerzos.

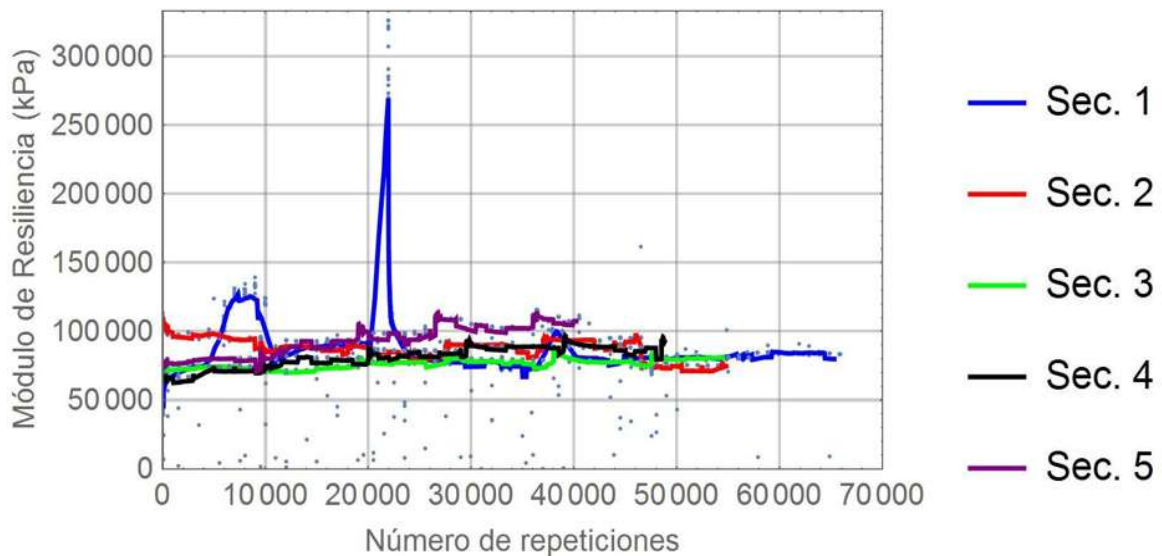


Figura 72 Resumen de los módulos resilientes obtenidos para las cinco secuencias de esfuerzos.

2.4.2 Deformación permanente y módulos resilientes para un VRS del 7%

El segundo VRS que se eligió para este trabajo fue del 7% que corresponde a la densidad máxima seca y al contenido de agua óptimo de la prueba de compactación AASHTO estándar, dichos parámetros son: densidad seca de 1.042 t/m³ y un contenido de agua del 39%, con estos parámetros se elabora el espécimen a ensayar. La secuencias de esfuerzos es igual para los tres especímenes ensayados en este trabajo (ver **Tabla 2**), los resultados de las secuencias para el espécimen con características del VRS del 7% se presentan a continuación.

2.4.2.1 Resultados Secuencia 1

En la **Figura 73** se presenta el gráfico de deformación permanente obtenido para la secuencia 1, con una densidad seca de 1.042 t/m³ y un contenido de agua del 39%. Se observa en este gráfico que la deformación se mantiene constante hasta los 20,000 ciclos de carga, sin embargo a partir de ahí la pendiente de deformación se va incrementando hasta terminar la secuencia.

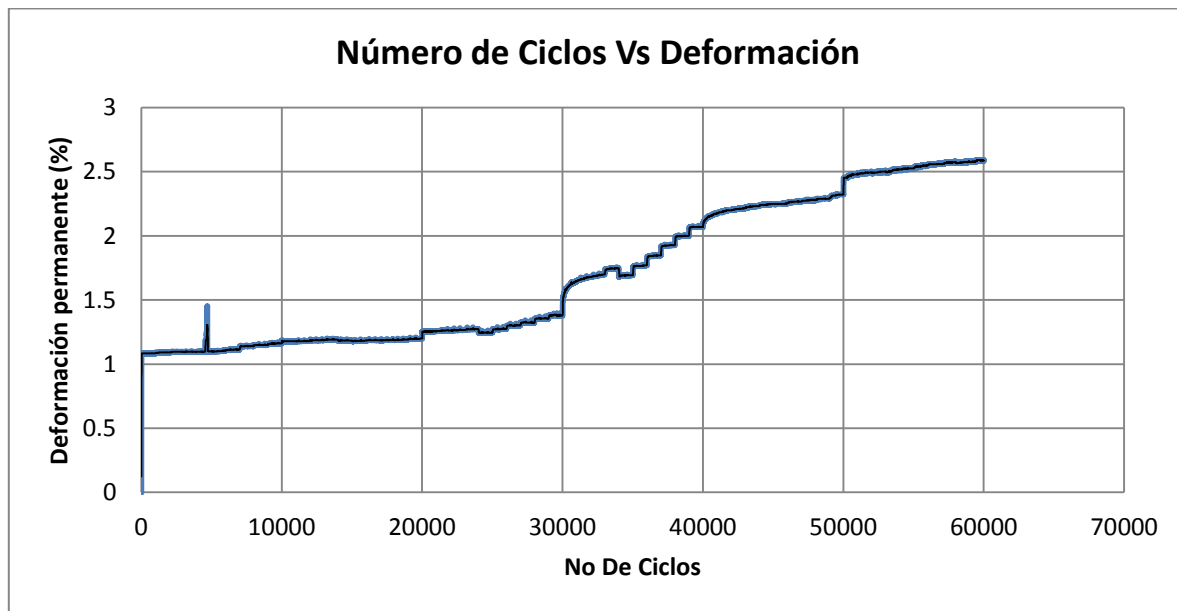


Figura 73 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En la **Figura 74** se presentan los módulos obtenidos para la secuencia 1, para el espécimen con características (Densidad seca máxima y contenido de agua óptimo) del VRS del 7%.

Se observa además que los módulos resilientes se mantienen constantes con respecto al número de ciclos de carga, manteniendo un valor de aproximadamente 50,000 kPa.

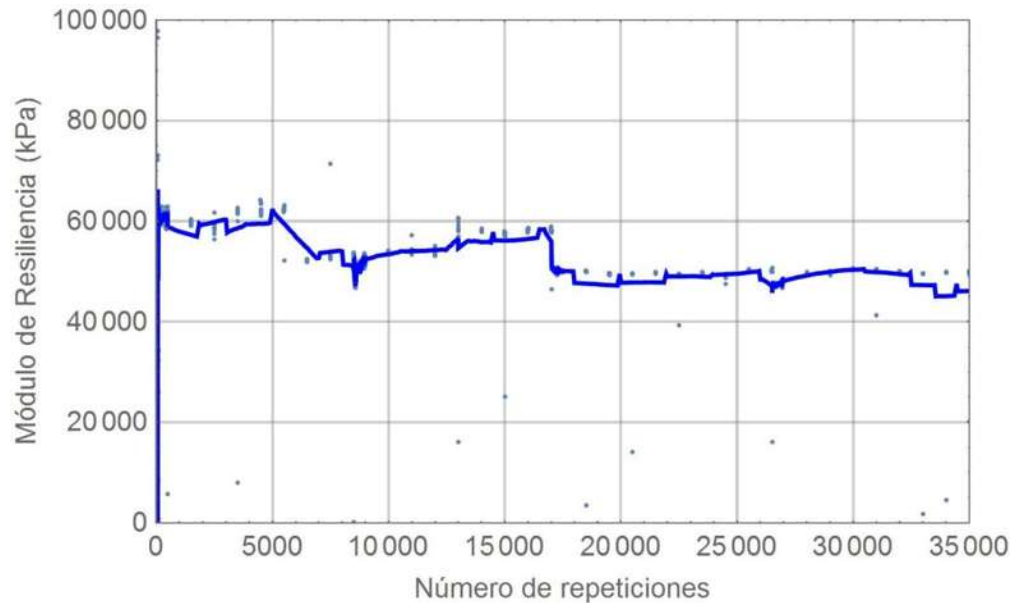


Figura 74 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.2.2 Resultados Secuencia 2

La deformación permanente obtenida para la secuencia 2 se observa en la **Figura 75**, en este caso la deformación se va incrementando desde el inicio hasta el final de las repeticiones (60,000), la máxima deformación que sufre el espécimen en esta secuencia es del 1.3%.

En la **Figura 76** se presenta el gráfico de los módulos resilientes obtenido para la secuencia 2. Donde se observa que en las primeras 10 000 repeticiones de carga los módulos tienen una gran variación, es decir al inicio y hasta las 5,000 repeticiones resultan módulos muy altos, y partir de ahí empiezan a disminuir hasta mantenerse constantes durante un intervalo de (5,000 – 20,000

repeticiones), posteriormente el módulo sigue variando pero con un rango menor que al inicio.

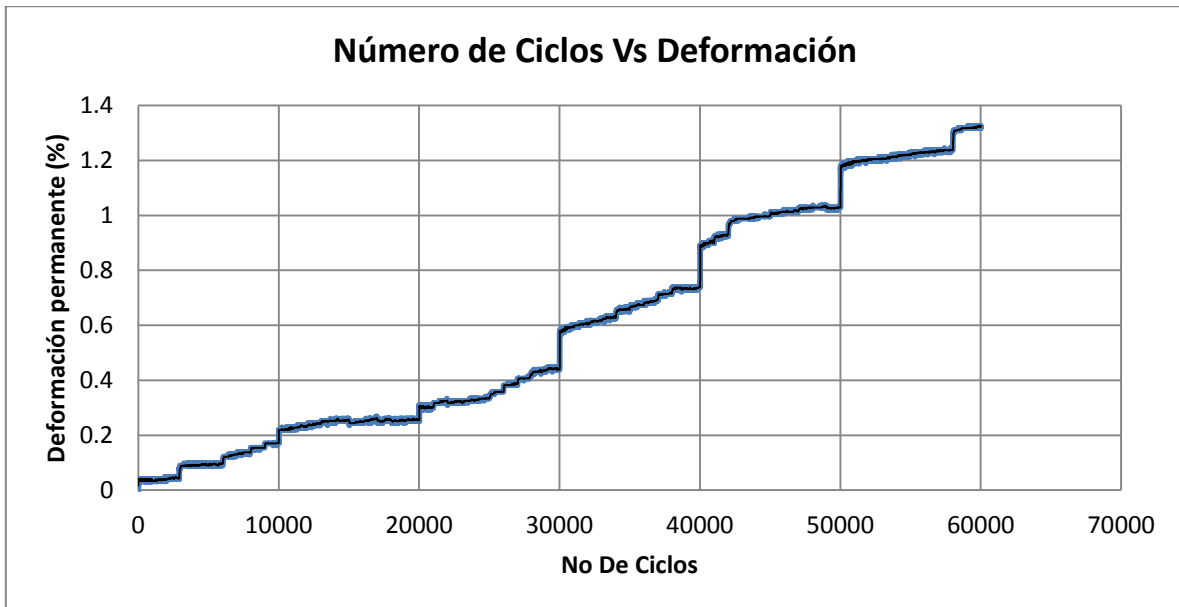


Figura 75 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

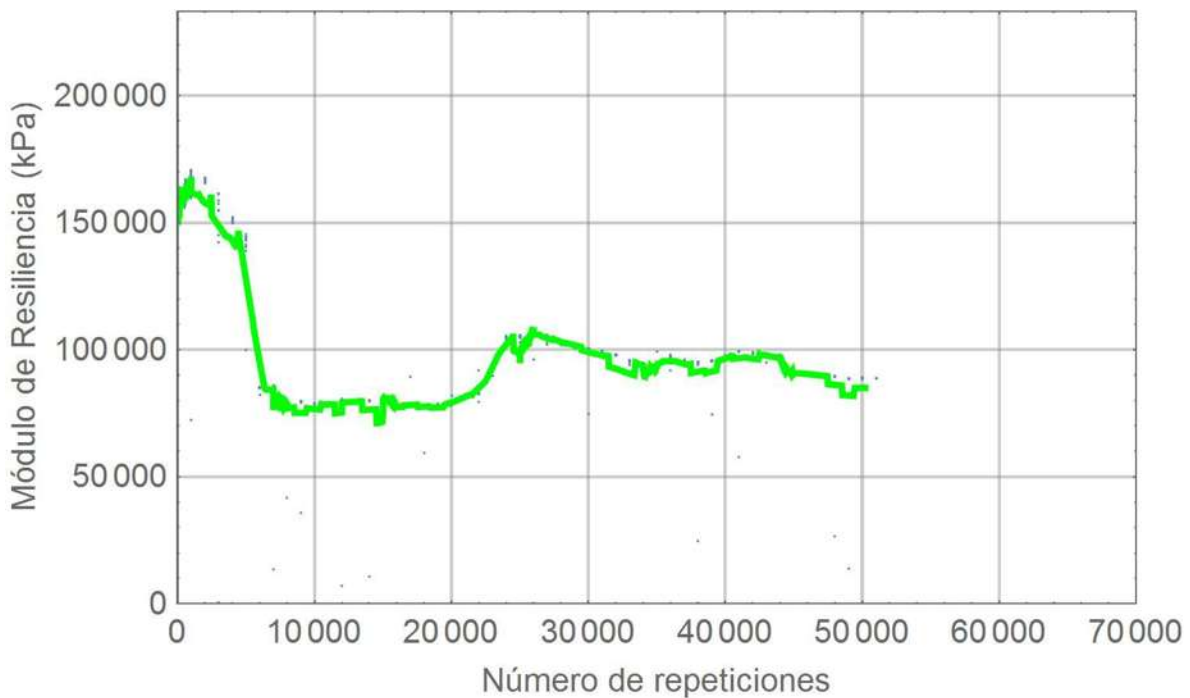


Figura 76 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.2.3 Resultados Secuencia 3

En este espécimen 2, se presentó la falla en la secuencia 3 por lo que no se pudo continuar con las demás secuencias de prueba.

En la **Figura 77** se observa el gráfico de deformación permanente obtenido en la secuencia 3, en este caso presentan una deformación casi nula desde el inicio hasta los 10,000 ciclos de carga, sin embargo se fue incrementando muy lentamente hasta llegar a los 30,000 ciclos de carga donde el espécimen presentó la falla.

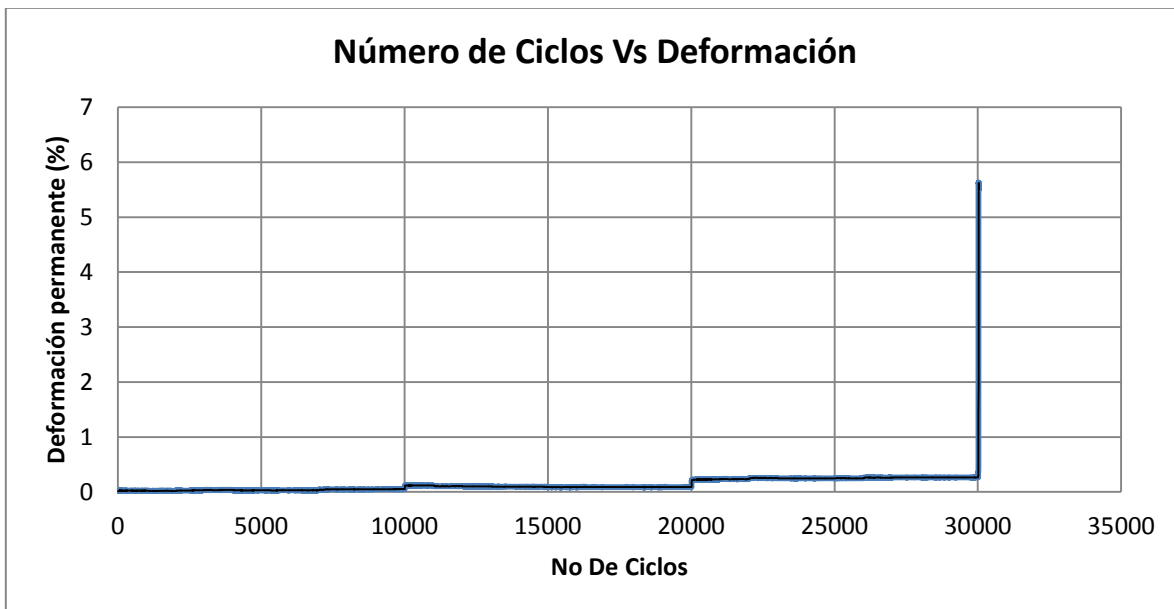


Figura 77 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.



Figura 78 Especimen antes y después de la falla.

Finalmente en la **Figura 79** se observan los módulos resilientes que se obtuvieron durante la secuencia 3 antes de que fallara el espécimen, en este caso se observan que los módulos varían de 80,000 kPa a 90,000 kPa desde el inicio hasta la falla, es decir disminuyen y aumentan durante las 25,000 repeticiones.

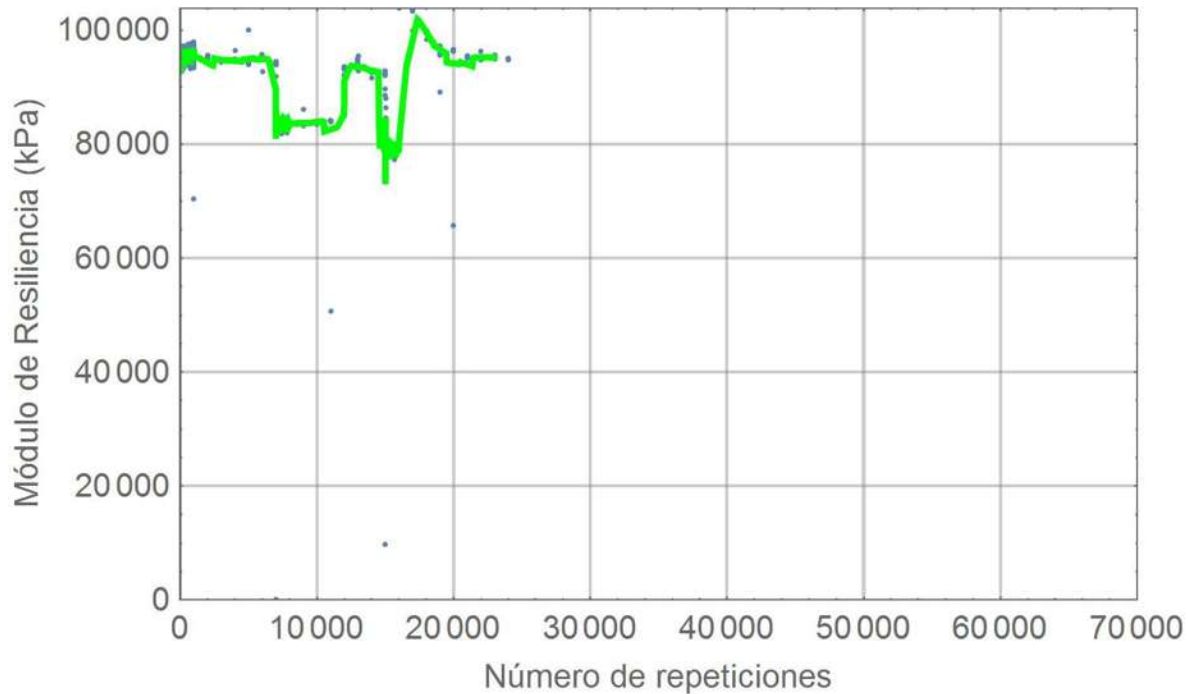


Figura 79 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.2.4 Resumen de las deformaciones permanentes y los módulos resilientes

En la **Figura 80** se presentan los gráficos obtenidos de deformación permanente para la secuencia 3, en este gráfico se observa que la deformación permanente obtenida de la secuencia 1 es mayor a la secuencia 2, sin embargo tienen un comportamiento muy similar. En la secuencia 3 se observa que al inicio la deformación se mantiene constante igual a la secuencia 2, pero es hasta los 30,000 ciclos de carga cuando se presenta la falla.

Los módulos obtenidos para la secuencia 3 se presentan en la **Figura 81**, donde se observa que los máximos módulos se obtienen en la segunda secuencia, obteniendo un módulo promedio de 90,000 kPa y el menor se obtuvo para la secuencia 1, obteniendo un módulo promedio de 50,000 kPa.

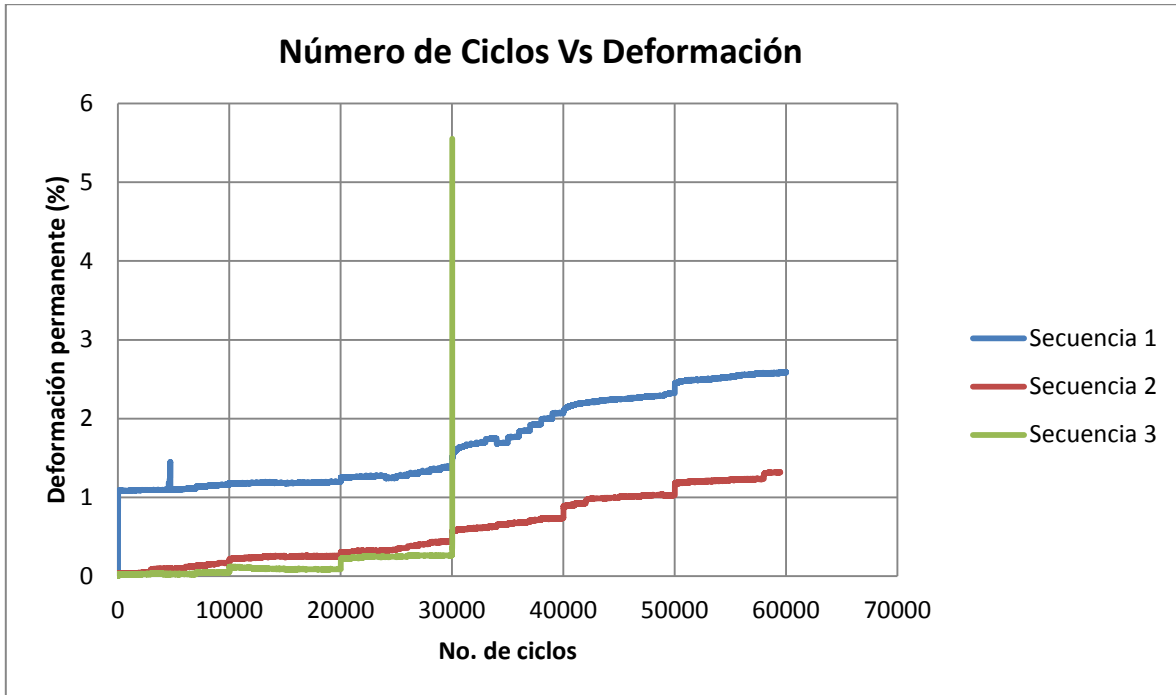


Figura 80 Resumen de los tres gráficos obtenidos para las tres secuencias de esfuerzos.

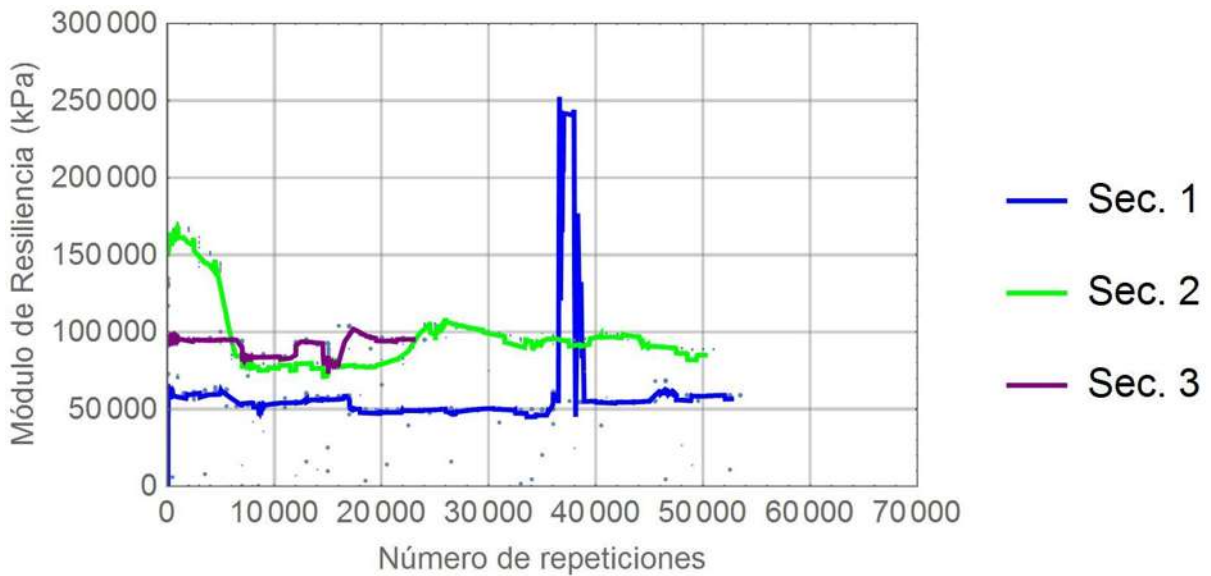


Figura 81 Resumen de los módulos obtenidos para las tres secuencias de esfuerzos.

2.4.3 Deformación permanente y módulos resilientes para un VRS del 47%

El último VRS que se eligió para este trabajo fue el de 47% y sus parámetros correspondientes, densidad seca de 1.025 t/m^3 y un contenido de agua del 30%, con estos parámetros se elabora el espécimen a ensayar. Las secuencias de esfuerzos es igual para los tres especímenes ensayados en este trabajo, los resultados de las secuencias para el espécimen con características del VRS del 47% se presentan a continuación.

2.4.3.1 Resultados Secuencia 1

La deformación permanente obtenida para esta secuencia 1 se observa en el gráfico de la **Figura 82**, donde se observa que al inicio no presenta deformación el espécimen, es hasta los 44,000 ciclos de carga cuando empieza a sufrir deformación. En los 50,000 ciclos se presenta un incremento de la deformación ocasionado por el incremento del esfuerzo desviador, se observa en el incremento de la pendiente a partir de los 50,000 ciclos de carga.

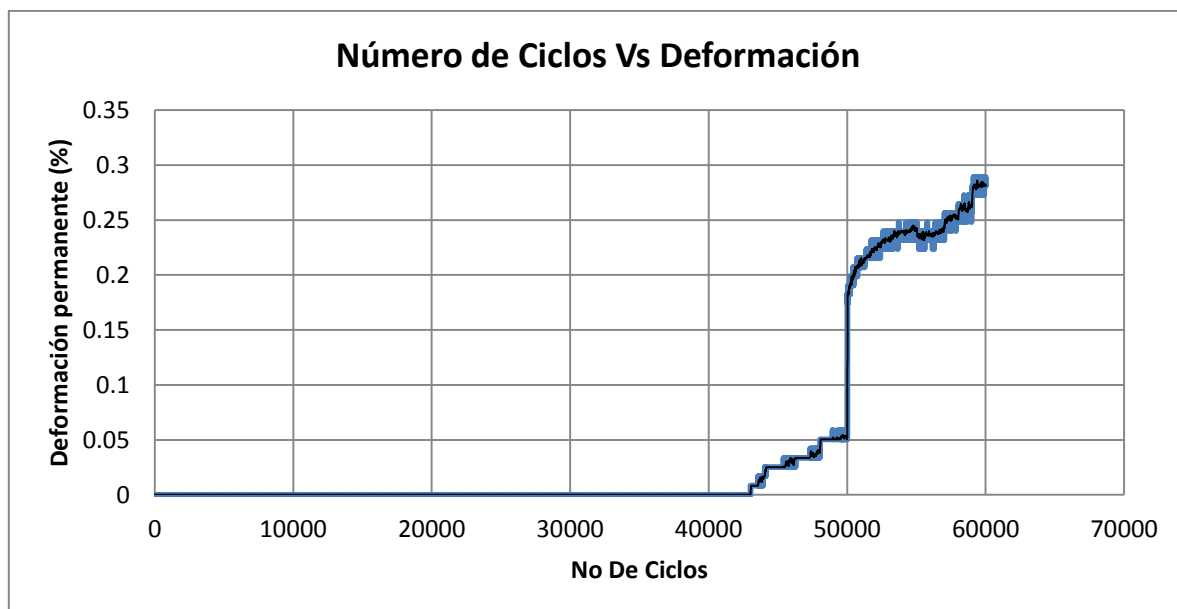


Figura 82 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

En la **Figura 83** se observan los módulos resilientes obtenidos para la secuencia 1, obteniendo módulos de has 280,000 kPa, sin embargo no se mantienen constantes, el valor promedio para esta secuencia es de 50,000 kPa.

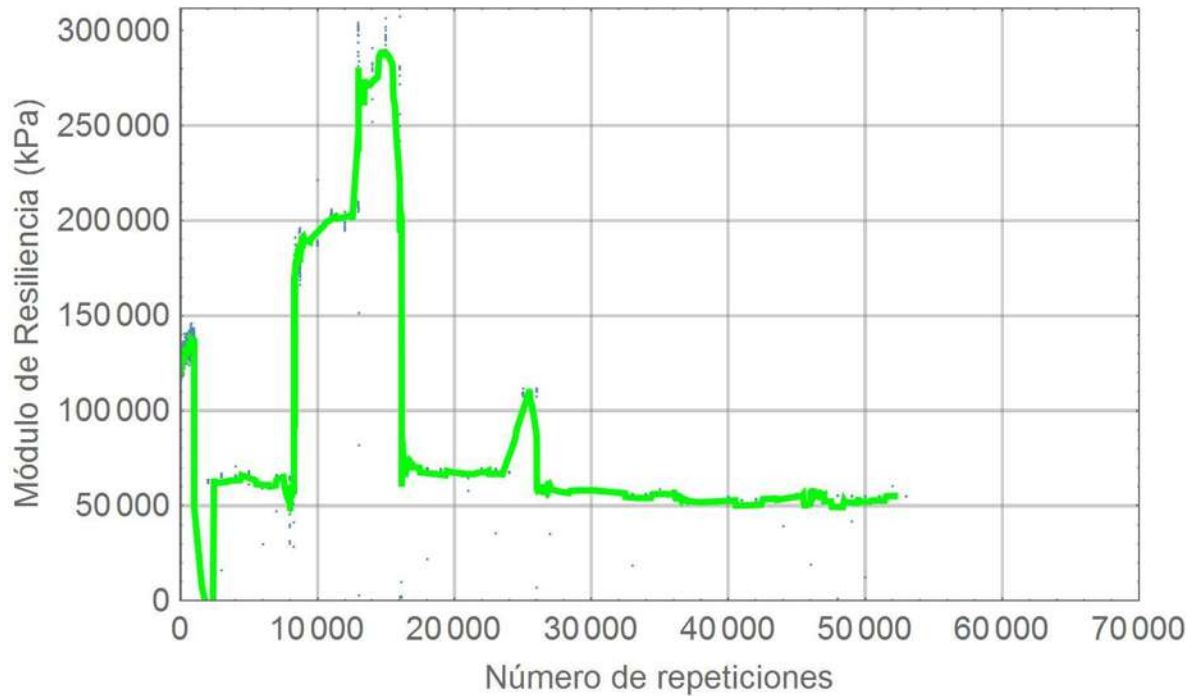


Figura 83 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.3.2 Resultados Secuencia 2

En la **Figura 85** se observa el gráfico obtenido de deformación permanente para la secuencia 2, en este caso se nota que cada incremento del esfuerzo desviador hay un incremento importante en la deformación, alcanzando una deformación máxima del 1.4%, el espécimen ensayado se observa en la **Figura 84**.



Figura 84 Muestra el espécimen en prueba.

Lo módulos resilientes que se obtuvieron para la secuencia 2 se presentan en la **Figura 86**, donde se observa que al inicio existe una gran dispersión de los módulos, el módulo promedio que se presenta es de 55,000 kPa.

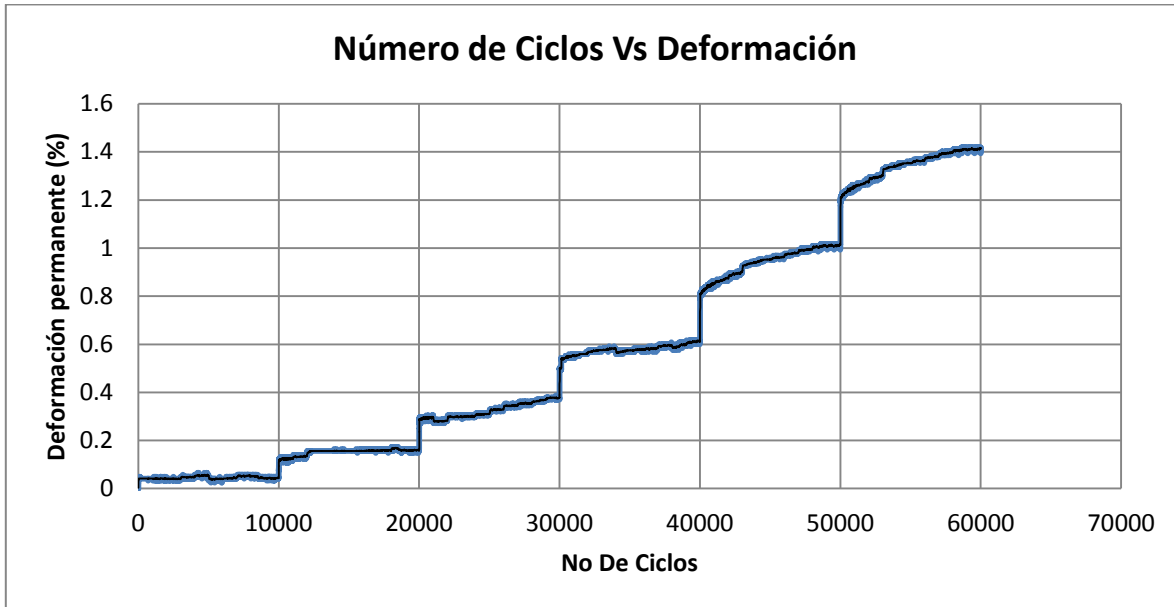


Figura 85 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

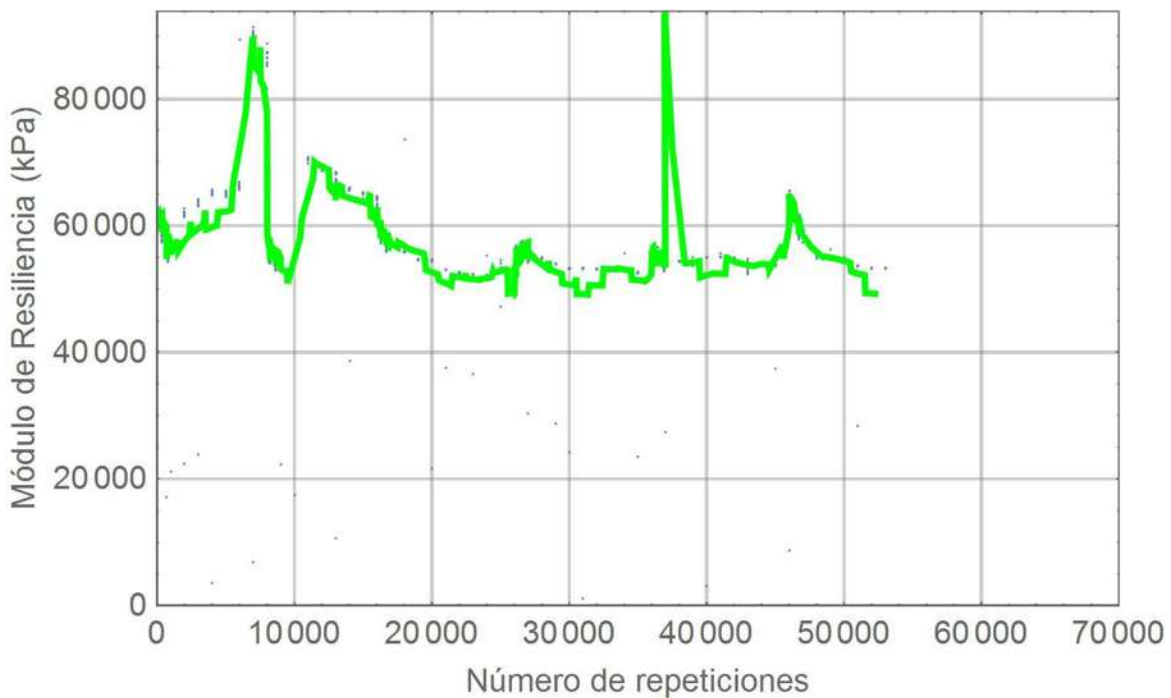


Figura 86 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.3.3 Resultados Secuencia 3

En la **Figura 87** se observa el gráfico obtenido de deformación permanente para la secuencia 3, en este caso se nota que cada incremento del esfuerzo desviador hay un incremento importante en la deformación, alcanzando una deformación máxima del 1.7%.

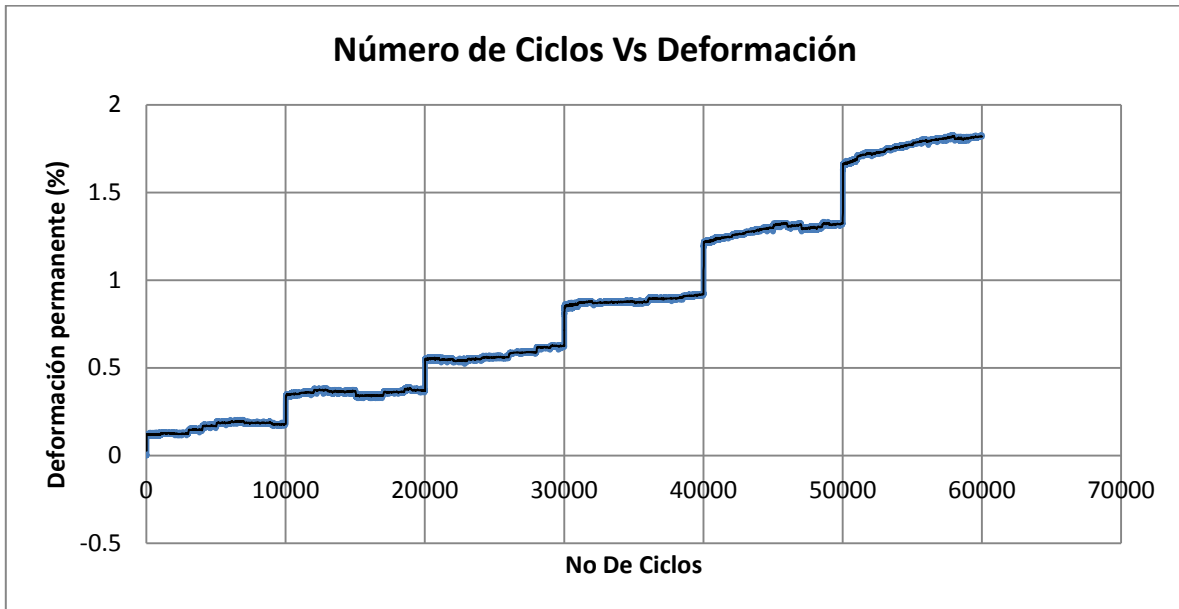


Figura 87 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

Lo módulos resilientes que se obtuvieron para la secuencia 3 se presentan en la **Figura 88**, donde se observa que al inicio existe una gran variación de los módulos, sin embargo el módulo promedio que se presenta es de 55,000 kPa.

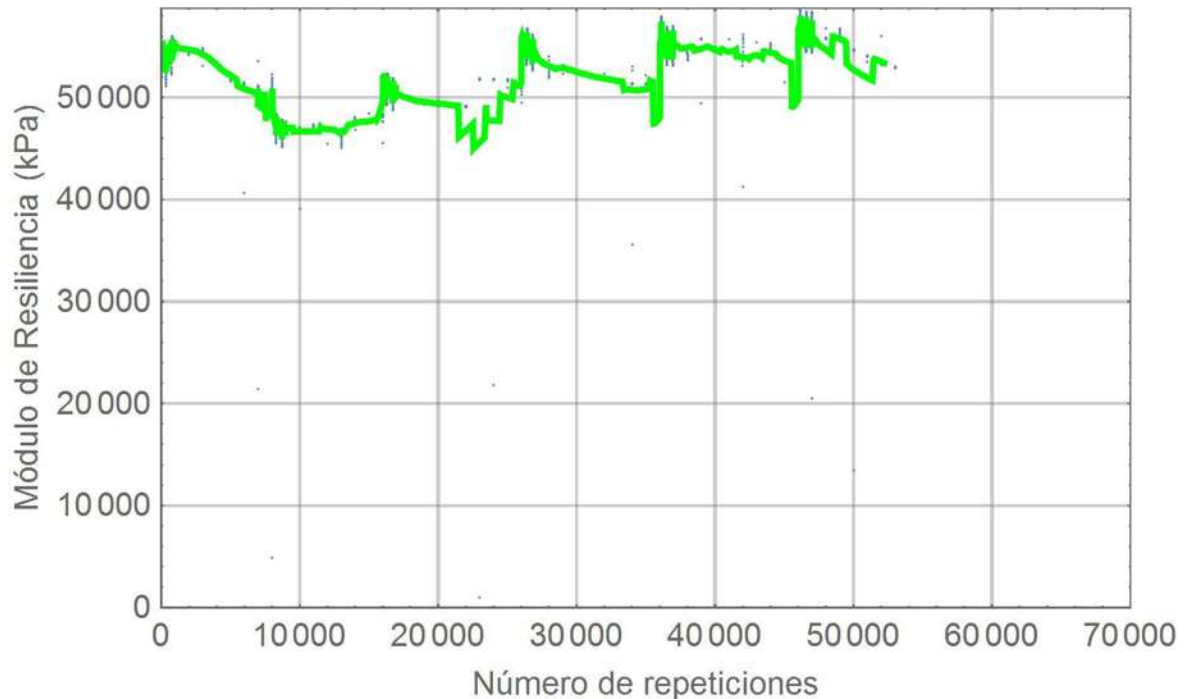


Figura 88 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.3.4 Resultados Secuencia 4

En la **Figura 89** se observa el gráfico obtenido de deformación permanente para la secuencia 4, en este caso se nota que cada incremento del esfuerzo desviador hay un incremento importante en la deformación, alcanzando una deformación máxima del 7%. Se observa además que en esta secuencia es don en el espécimen llevo a la falla.

Lo módulos resilientes que se obtuvieron para la secuencia 4 se presentan en la **Figura 90**, donde se observa que existe una gran variación de los módulos, sin embargo el módulo promedio que se presenta es de 60,000 kPa.

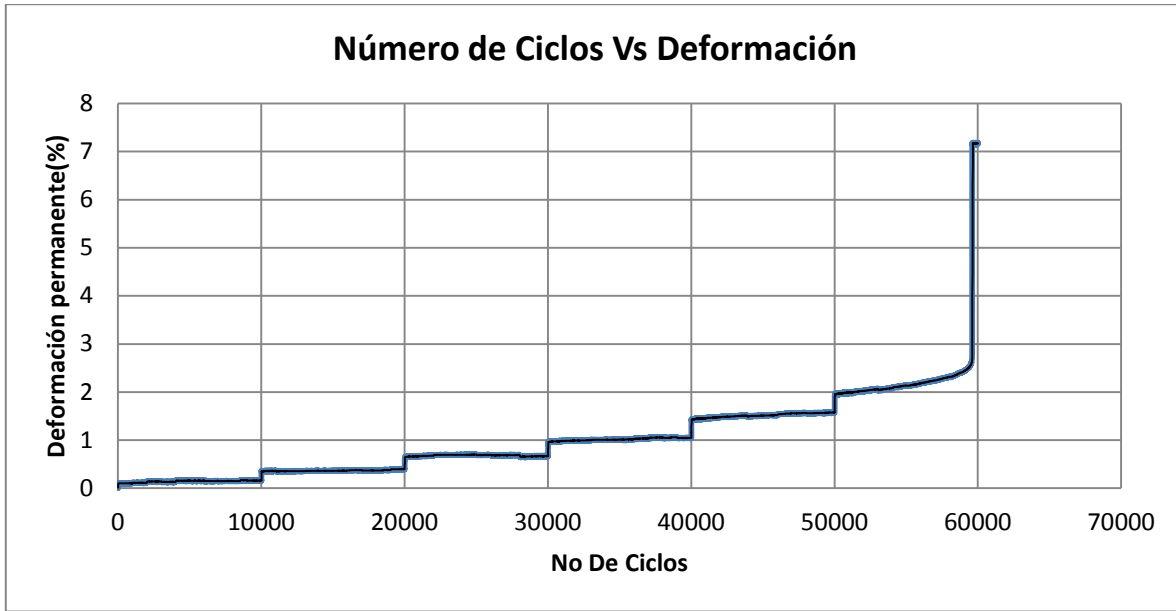


Figura 89 Variación de la deformación permanente con el número de ciclos.

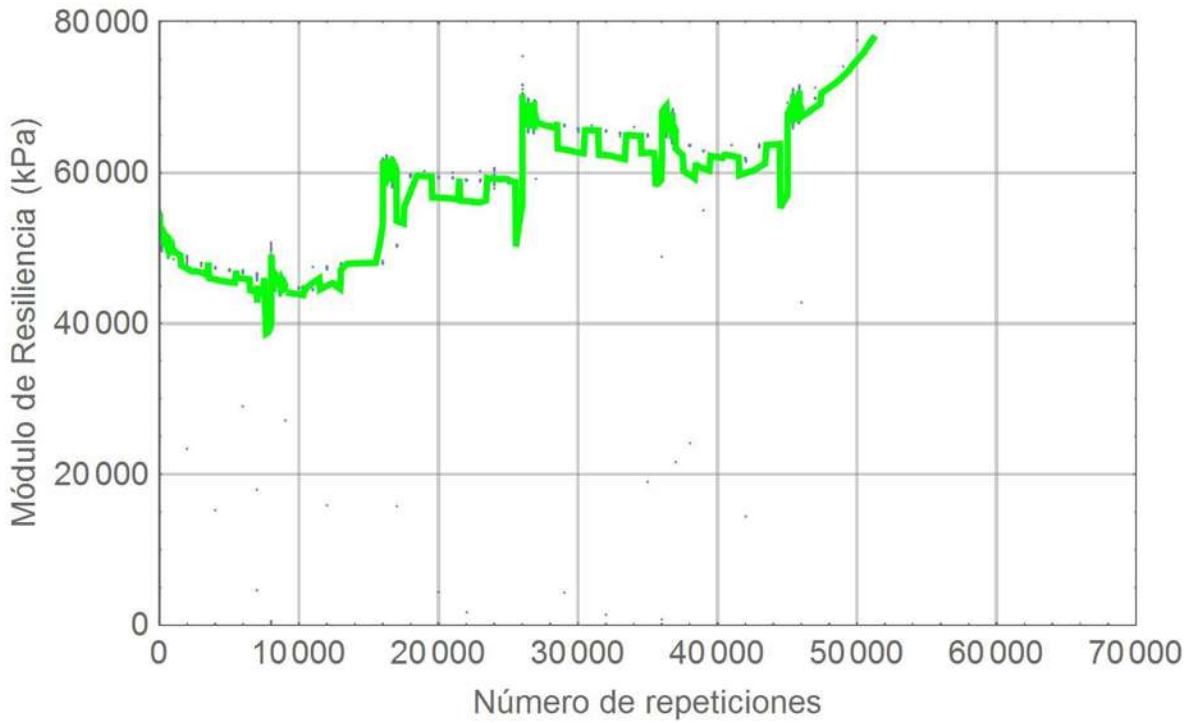


Figura 90 Variación del Módulo Resiliente con el número de ciclos.

2.4.3.5 Resumen de las deformaciones permanentes y los módulos resilientes

Finalmente los gráficos de deformación permanente obtenidos para este espécimen con características *densidad seca de 1.025 t/m^3 y un contenido de agua del 30%*, se presentan en la **Figura 91**, se observa que en la primer secuencia la deformación e casi nula durante los primeros 50,000 ciclos de carga, también se aprecia que conforme aumentan las secuencias la deformación permanente aumenta, en este caso el espécimen falló en la secuencia 4 al aplicarle un esfuerzo desviador de 350 kPa, ($\sigma_d = 350 \text{ kPa}$) ver **Figura 91**.

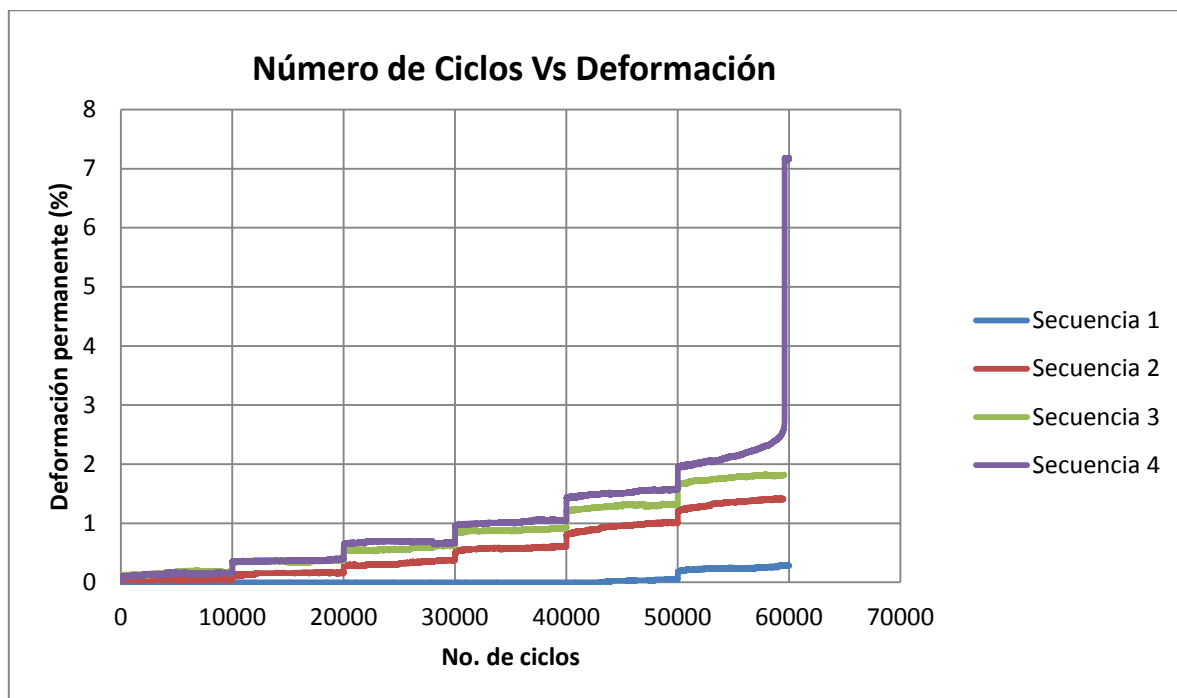


Figura 91 Resumen de los tres gráficos obtenidos para las cuatro secuencias de esfuerzos.

En la **Figura 92** se observan los módulos obtenidos para el espécimen con características del VRS del 47%, obteniendo módulos de hasta 280,000 kPa sin embargo el módulo promedio para ambas secuencias se encuentra entre 50,000 y 60,000 kPa. Obteniendo en la secuencia 1 los módulos más altos, y en la secuencia 4 módulos más bajos. A partir de las 15,000 repeticiones de carga los módulos tienden a comportarse de una manera muy similar para las cuatro secuencias.

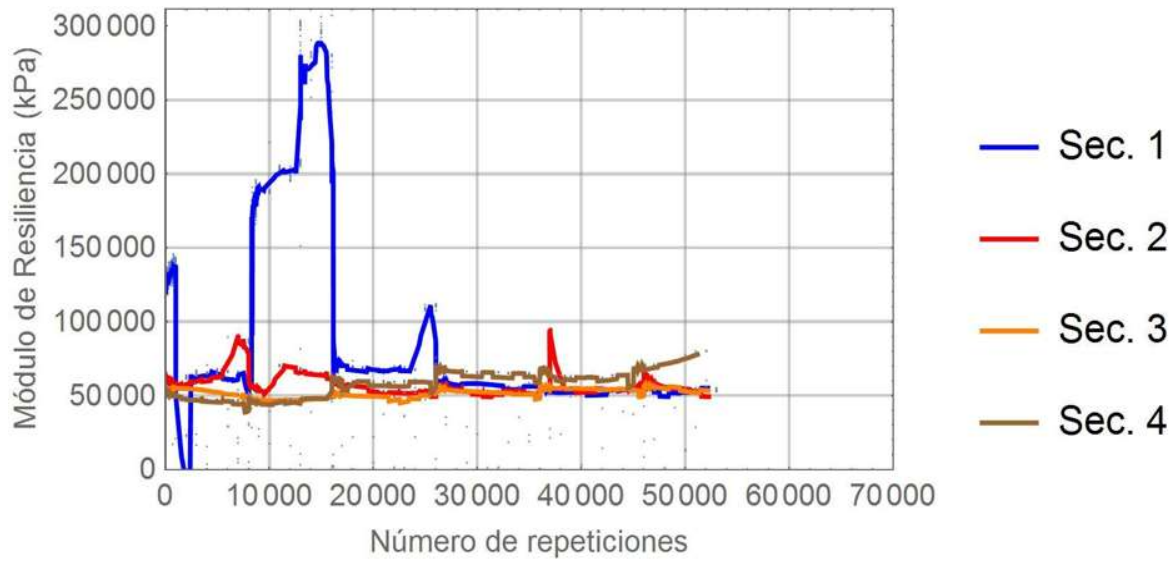


Figura 92 Resumen de los módulos obtenidos para las cuatro secuencias de esfuerzos.



Figura 93 Se observa la falla que presentó el espécimen.

En la **Figura 93** se presenta el espécimen fallado, además se observa que el tipo de falla se originó con un ángulo de aproximadamente 60° , falla que se presentó a las 60,000 repeticiones de carga durante la secuencia cuatro. Al presentar la falla el espécimen ya no se continuó con la aplicación de esfuerzos de la secuencia cinco.

3 ANÁLISIS DE RESULTADOS E INTERPRETACIÓN DE LA METODOLOGÍA

De acuerdo a los resultados obtenidos en el capítulo anterior se realiza una clasificación del material en tres rangos en función de la deformación permanente. Se realiza además un análisis de la estructura del pavimento para obtener los esfuerzos a nivel de base para ver en que rango de deformaciones le corresponde de acuerdo a la teoría del acomodo plástico. En base a lo anterior se obtienen conclusiones de los diseños de pavimentos que se realizan en la región de Morelia.

3.1 Análisis de esfuerzos en una estructura típica de un Pavimento

Para clasificar el material en los tres rangos, previamente se debe realizar un análisis de una estructura típica de un pavimento con la finalidad de determinar los esfuerzos que generan los vehículos en un pavimento. Para realizar el análisis, se establecieron inicialmente una serie de parámetros para cada capa que conforma un pavimento, los cuales se presentan a continuación:

Tabla 14 Características de los materiales de las capas.

Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
Carpeta	5	2942
Base (tepetate)	30	60
Terreno Natural	200	45

Teniendo definidos los parámetros de la **Tabla 14** se realiza el análisis con la ayuda del software de elementos finitos Phase 2.0 de la empresa Rocscience.

En la **Figura 94** se observa la estructura del pavimento con se realizara el análisis la cual está formada por tres capas, carpeta, base y terreno natural cuyas características se definen en la **Tabla 14**. En la **Figura 95** se observa la carga con la que se realizó el análisis la cual corresponde a 4.1 toneladas (la mitad de un eje equivalente), que en el software se le coloco de 566.5 kN/m^2 .

Después de haber definido todos los parámetros necesarios se continúa con la realización del análisis.

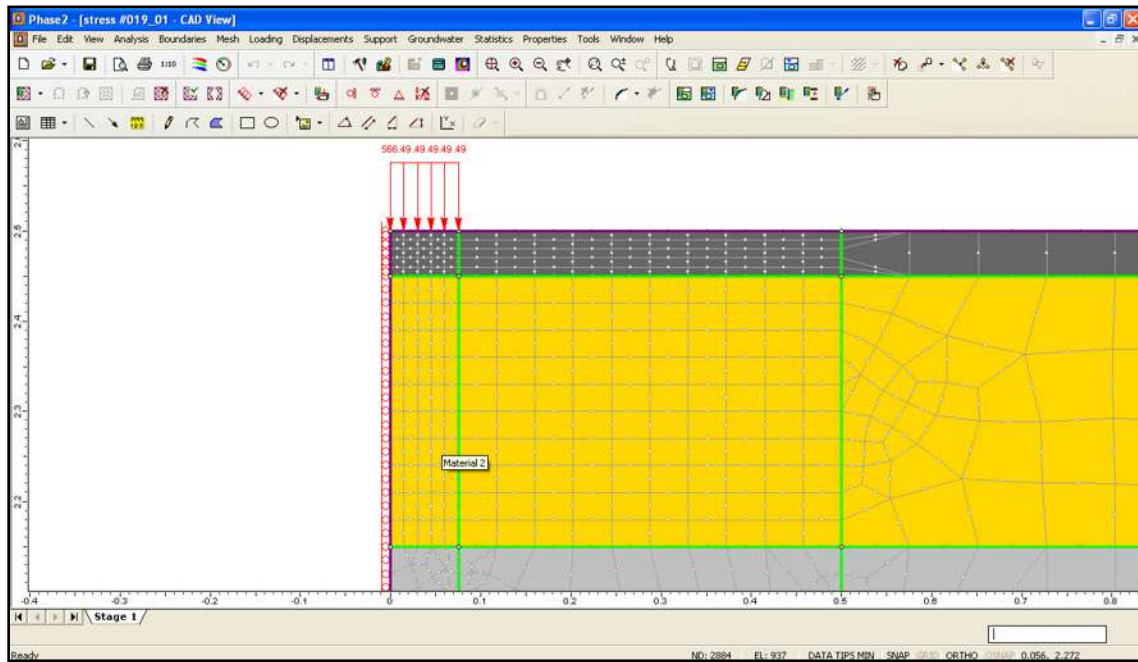


Figura 94 Sección típica de un pavimento.

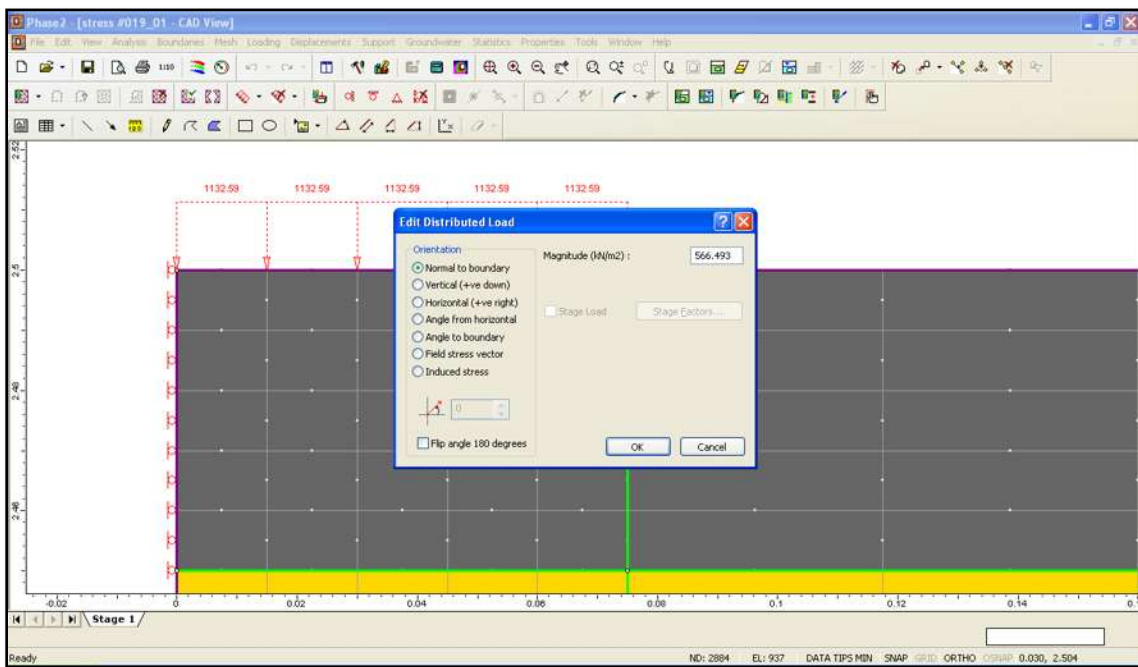


Figura 95 Carga de 4.1 toneladas, la mitad de un eje equivalente (566.5 kN/m²).

En la **Figura 96** y **Figura 97** se observan los esfuerzos σ_1 y σ_3 respectivamente obtenidos después de haber realizado la modelación con el software Phase 2.0.

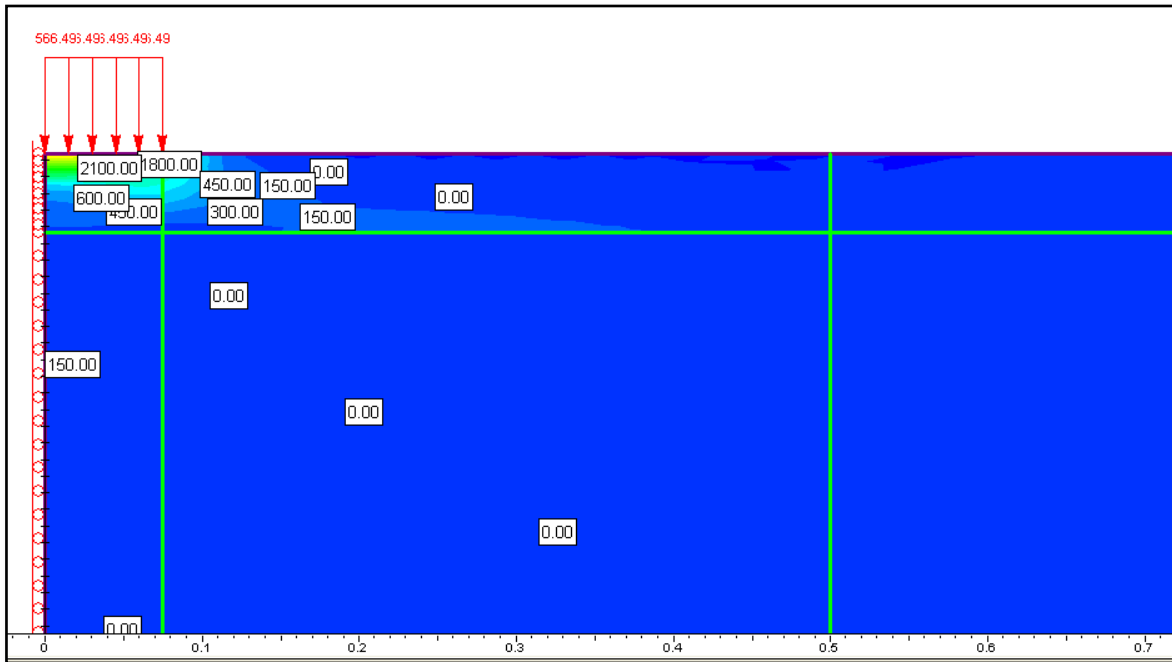


Figura 96 Se observan los esfuerzos principales mayores que resultaron del análisis (σ_1).

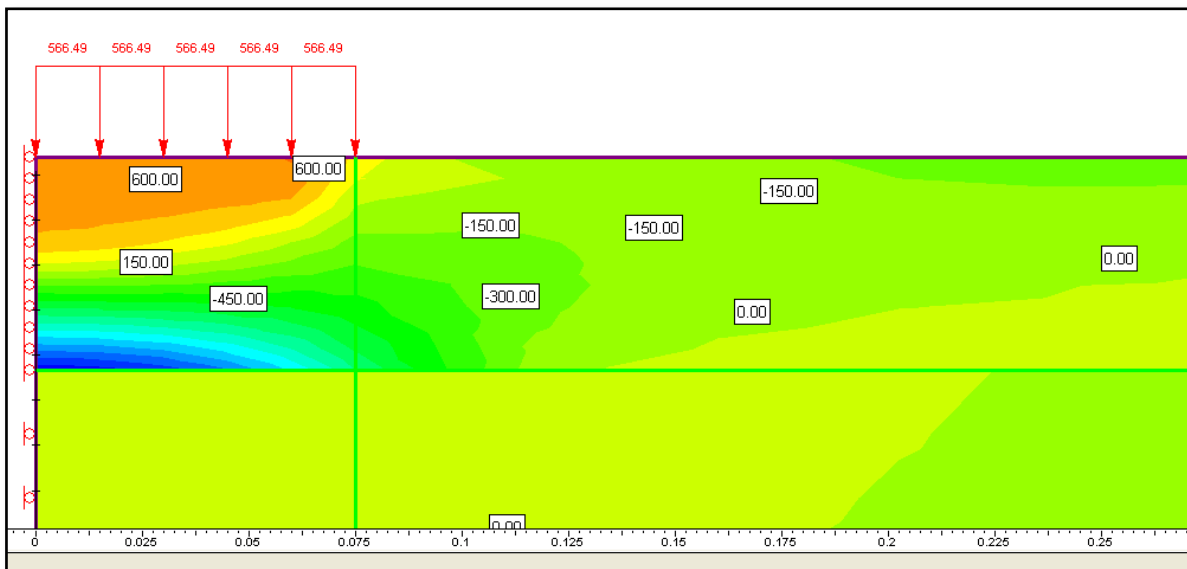


Figura 97 Se observan los esfuerzos principales menores que resultaron del análisis (σ_3).

Con los resultados obtenidos se realiza el gráfico $(p - q)$ el cual se observa en la **Figura 98**.

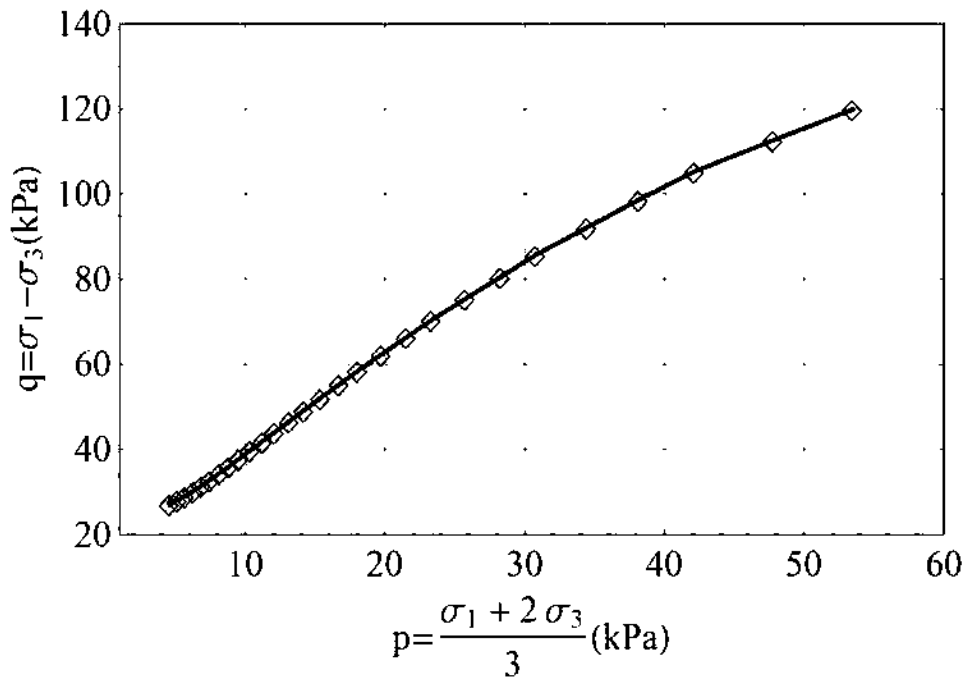


Figura 98 Espacio $(p - q)$ del resultado de la modelación.

3.2 Predicción del comportamiento del Suelo caracterizado en base a los resultados del Laboratorio y el análisis de esfuerzos

Con los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio específicamente los de deformación permanente, se realiza una clasificación del material en función de tres rangos de acuerdo a la teoría del acomodo plástico y en base a la clasificación por deformación permanente que establece el Eurocodigo descrito en el subcapítulo (1.4.3.3) de este documento.

Para la realización de la clasificación del material previamente se debe realizar un gráfico en el espacio $(p - q)$, donde $p = (\sigma_1 + 2\sigma_2)/3$ y $q = \sigma_1 + \sigma_3$. Para posteriormente complementarlo con la deformación permanente obtenida para cada serie de esfuerzos en cada estado de esfuerzos y así poder delimitar los tres diferentes rangos, que se describen en el apartado (1.4.3.3) de este documento.

En este trabajo se ensayaron tres especímenes con diferentes contenidos de agua y diferentes características mecánicas. Para cada espécimen ensayado se realizó la delimitación de los tres rangos, los resultados se presentan a continuación.

3.2.1 Clasificación del material con un contenido de Agua del 25%

En la **Figura 99** se presentan los resultados obtenidos para el ensayo realizado con un contenido de agua del 25% y además se presenta la trayectoria de esfuerzos que se presentan en la base de una estructura típica de un pavimento, mostrados en la **Figura 98**.

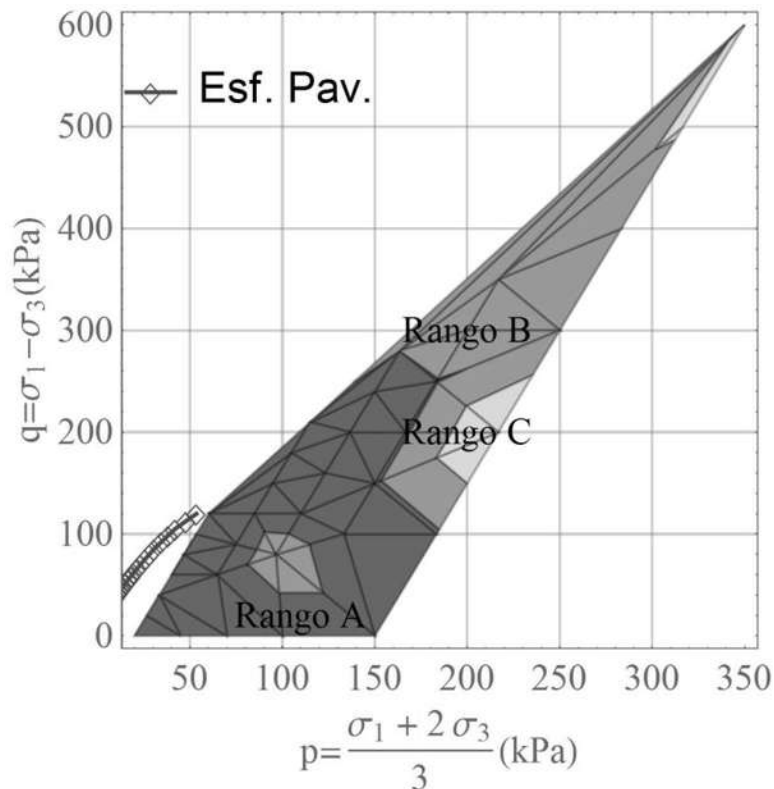


Figura 99 Delimitación de los rangos en el espacio $p - q$ para el contenido de agua del 25%, así como los esfuerzos generados en una estructura típica de un pavimento.

De la **Figura 99** se observa que la mayor área cubierta corresponde al rango A y B, el rango C tiene una mínima área de influencia en el comportamiento de este suelo con un contenido de agua del 25%. Además, también se observa que los esfuerzos obtenidos, se encuentran dentro del rango A (si se extrapola el rango a

la izquierda), esto quiere decir de acuerdo a la teoría del acomodo plástico que el material colocado como base en el pavimento generaría deformaciones que se recuperan totalmente, es decir no presentara roderas. El rango ideal para que un material no sufra roderas es el rango A.

3.2.2 Clasificación del material con un contenido de Agua del 30%

En la **Figura 100** se observan los resultados que se obtuvieron del ensayo del espécimen con un contenido de agua del 30%, así como también se presentan la trayectoria de esfuerzos que se obtuvieron del análisis en el apartado 3.1 de este documento para una estructura de pavimento, que se representa mediante la leyenda Esf. Pav.

De estos resultados (**Figura 100**) se ve claramente que el área que tiene mayor influencia es la que corresponde al rango B, definido como rango de fluencia plástica de acuerdo a la teoría del acomodo plástico.

De acuerdo a los esfuerzos obtenidos del análisis en una estructura de pavimento se observa que abarcan dos rangos A y B, con una mayor influencia en el rango A. De acuerdo a los resultados se puede decir que el material si se compactara en campo con un contenido de agua del 30% y se obtuviese una densidad del 1.025 t/m³ el material sufriría deformaciones que se recuperarían en su totalidad, es decir no se presentarían roderas.

Sin embargo en el rango B, se podrían presentar roderas a un alto número de repeticiones de carga.

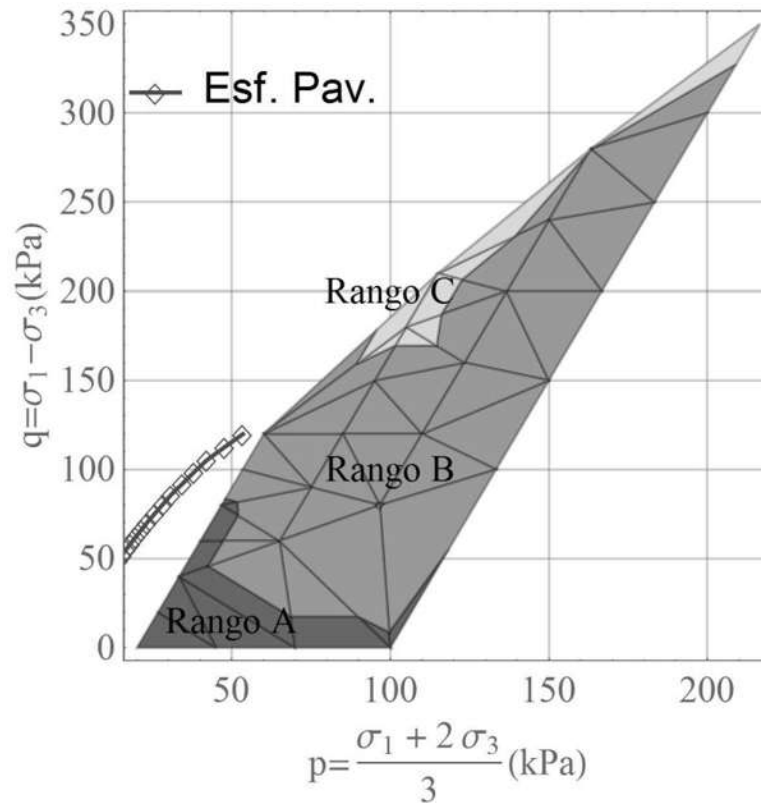


Figura 100 Delimitación de los rangos en el espacio $p - q$ para el contenido de agua del 30%, así como los esfuerzos generados en una estructura típica de un pavimento.

3.2.3 Clasificación del material con un contenido de Agua del 39%

En la **Figura 101** se presentan los resultados que se obtuvieron del ensayo del espécimen con un contenido de agua del 39%, así como también se presentan la trayectoria de esfuerzos en el espacio $p - q$ que se obtuvieron del análisis en el apartado 3.1 de este documento para una estructura de pavimento, que se representa mediante la leyenda Esf. Pav.

De estos resultados (**Figura 101**) se ve claramente que el área que tiene mayor influencia es la que corresponde al rango B, definido como rango de fluencia plástica de acuerdo a la teoría del acomodo plástico y con un menor área el rango C, definido como rango de colapso plástico progresivo.

De acuerdo a los esfuerzos obtenidos del análisis en una estructura de pavimento (Esf. Pav.), que se ven plasmados en la **Figura 101** se observa que abarcan dos

rangos A y B, con una mayor influencia en el rango B. De acuerdo a los resultados se puede decir que el material si se compactara en campo con un contenido de agua del 39% y se obtuviese una densidad del 1.042 t/m^3 el material sufriría deformaciones que generarían roderas a un alto número de repeticiones de carga. Sin embargo, en el rango A el material sufriría deformaciones que se recuperarían totalmente sin generar roderas.

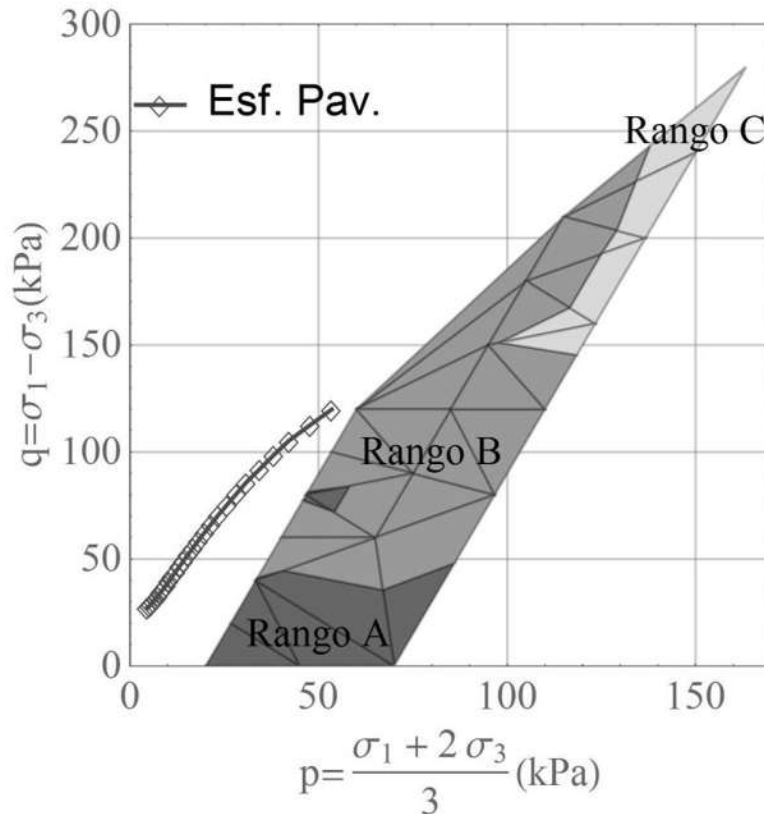


Figura 101 Delimitación de los rangos en el espacio $p - q$ para el contenido de agua del 39%, así como los esfuerzos generados en una estructura típica de un pavimento.

3.2.4 Espacio $\sigma_1 - \sigma_3$

De acuerdo al protocolo europeo (Norma UNE-EN 13286-7 (2004)), establece un modelo para obtener una ecuación que defina los límites de los rangos (A, B, C), teniendo como base los rangos obtenidos por medio de la deformación permanente entre los 5,000 y 3,000 ciclos de carga. Para obtener la ecuación es necesario dibujar el espacio ($\sigma_1 - \sigma_3$) para cada espécimen ensayado.

La ecuación del modelo que establece el protocolo europeo es la siguiente:

$$\sigma_{1m\acute{a}x} = \alpha \times \left(\frac{\sigma_{1m\acute{a}x}}{\sigma_3} \right)^\beta$$

Dónde:

$\sigma_{1m\acute{a}x}$: es el valor máximo del esfuerzo vertical = $\sigma_d + \sigma_3$ (kPa).

σ_3 : es la presión de confinamiento (kPa).

α : es una constante del modelo.

β : es una constante del modelo.

3.2.4.1 Modelo para el contenido de agua del 25%

En la **Figura 102** se observa la delimitación de los rangos (A-B, B-C), para el espécimen ensayado con un contenido de agua del 25%.

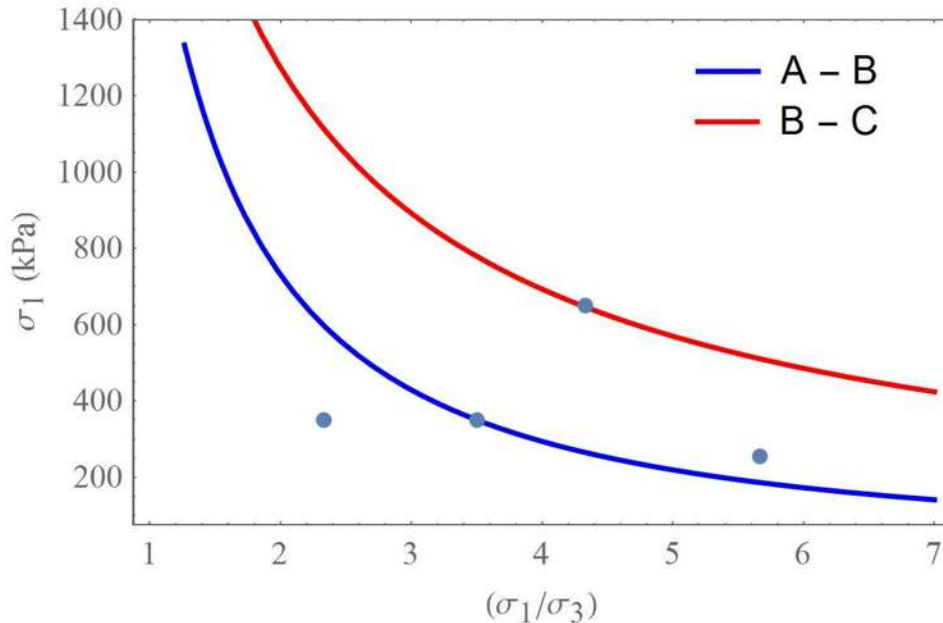


Figura 102 Delimitación de los rangos para un contenido de agua del 25%.

Al realizar el análisis para definir el modelo que más ajuste para definir el rango A – B, que se observa en la **Figura 102** (línea azul), las constantes para este caso resultaron de $\alpha = 1816$ y $\beta = -1.314$, y para definir el rango de B – C (línea roja) resultaron de $\alpha = 2340$ y $\beta = -0.878$.

3.2.4.2 Modelo para el contenido de agua del 30%

En la **Figura 103** se observa la delimitación de los rangos (A-B, B-C), para el espécimen ensayado con un contenido de agua del 30%.

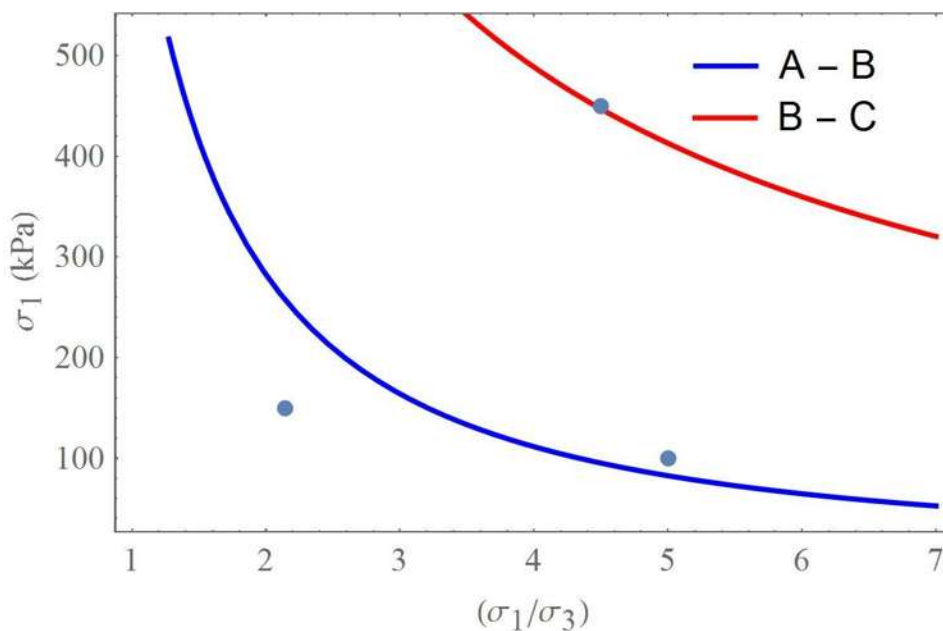


Figura 103 Delimitación de los rangos para un contenido de agua del 30%.

Al realizar el análisis para definir el modelo que más ajuste para definir el rango A – B, que se observa en la **Figura 103** (línea azul), las constantes para este caso resultaron de $\alpha = 715$ y $\beta = -1.34$, y para definir el rango de B – C (línea roja) resultaron de $\alpha = 1390$ y $\beta = -0.754$.

3.2.4.3 Modelo para el contenido de agua del 39%

En la **Figura 104** se observa la delimitación de los rangos (A-B, B-C), para el espécimen ensayado con un contenido de agua del 39%.

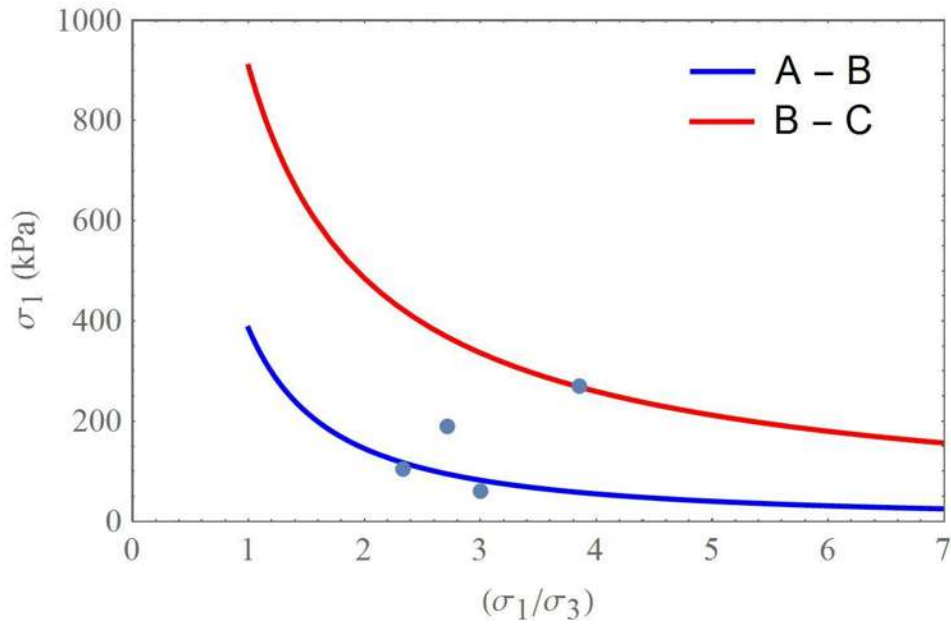


Figura 104 Delimitación de los rangos para un contenido de agua del 39%.

Al realizar el análisis para definir el modelo que más ajuste para definir el rango A – B, que se observa en la **Figura 104** (línea azul), las constantes para este caso resultaron de $\alpha = 385$ y $\beta = -1.406$, y para definir el rango de B – C (línea roja) resultaron de $\alpha = 908$ y $\beta = -0.904$.

3.2.4.4 Resumen de los tres modelos obtenidos

En la **Figura 105** se muestran los gráficos obtenidos para los tres modelos, obtenidos con diferentes contenidos de agua, así como los esfuerzos ($\sigma_1 - \sigma_3$) obtenidos del análisis de una estructura típica de un pavimento. Donde se observa que siguen la trayectoria del modelo cuyo contenido de agua es del 25% y es la transición del rango A – B.

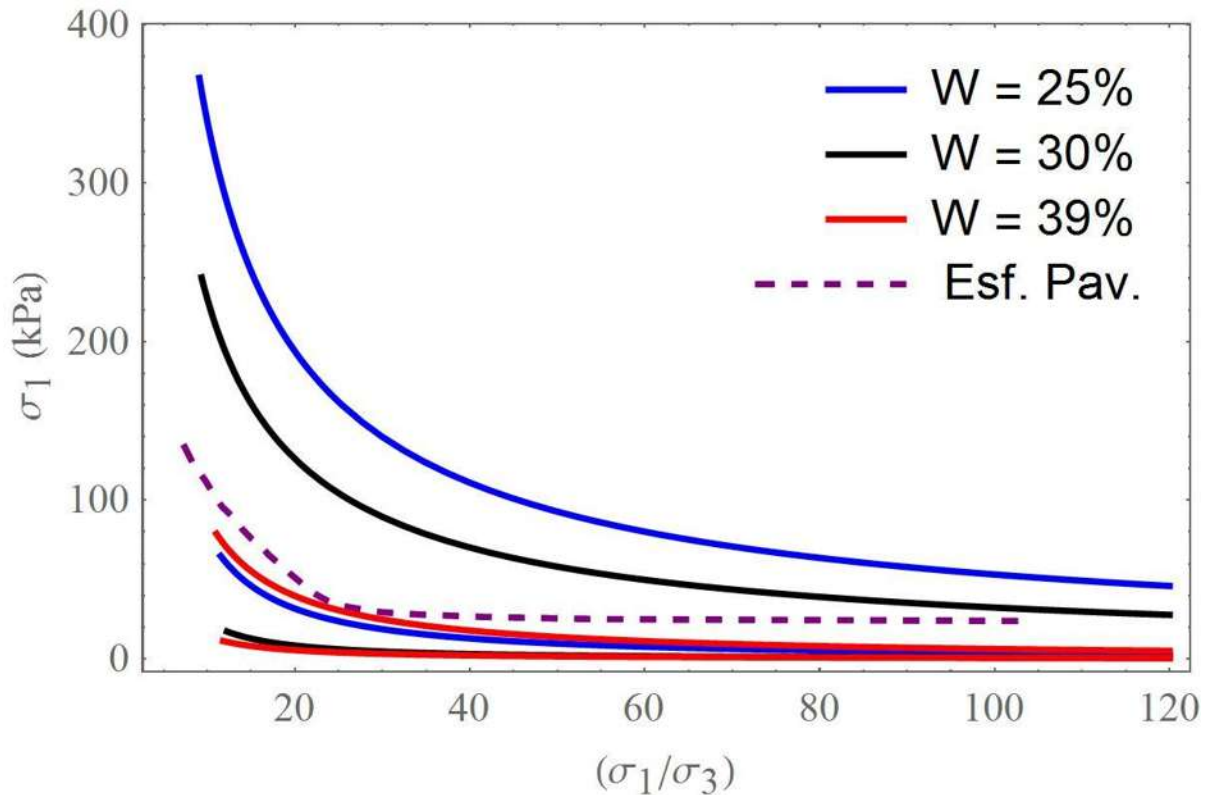


Figura 105 Muestra el resumen de los tres modelos obtenidos para los diferentes contenidos de agua.

Se observa además en la **Figura 105** que los esfuerzos obtenidos del análisis en un pavimento, quedan dentro de rango B para el modelo con un contenido de agua del 30%, y para el modelo con un contenido de agua del 39% se encuentra en límite del rango B y C. Este tipo de análisis ayuda a ver como el contenido de agua afecta el comportamiento. El diseño con un comportamiento de deformación que corresponde al rango B solo que el contenido de agua no excediera el 30%.

Tabla 15 Resumen de los resultados obtenidos de los ensayos realizados.

VRS (%)	Humedad (%)	Densidad (tn/m ³)	Rango			Módulo Promedio (kPa)
			A	B	C	
24	25	1.16				80,000
7	39	1.042				55,000
47	30	1.025				60,000

En la **Tabla 15** se presentan los parámetros obtenidos después de haber realizado los ensayos de deformación permanente y módulos resilientes, donde se observa que el mejor comportamiento del material (SM) se dará con las características, con una densidad (γ_d) de 1.16 t/m^3 y un contenido de agua (w) del 25%, ya que con estas propiedades el material alcanzaría un módulo resiliente promedio de 80,000 kPa y su comportamiento de acuerdo a la teoría del acomodo plástico, quedaría dentro del rango A, que es el ideal para colocarlo en un pavimento debido a que el material sufrirá deformaciones elásticas, es decir que después de cesar la carga generadora regresa a su posición original, por lo tanto no se presentaran roderas.

4 CONCLUSIONES

Al realizar la caracterización de este material utilizado para la realización de esta investigación, se determinó que el material es una Arena Limosa, de acuerdo a la clasificación Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), esta clasificación se realizó después de haber realizado las pruebas índice y la granulometría del material.

En este trabajo de investigación se realizaron una serie de ensayos de compactación (AASHTO modificada, AASHTO estándar y una con energía inferior a ambas), con la finalidad de obtener datos de diferentes contenidos de agua óptimos y diferentes densidades secas máximas que corresponden a las energías de compactación ensayadas. En este trabajo las densidades secas máximas resultaron de: 1.12 t/m^3 , 1.04 t/m^3 , 0.96 t/m^3 respectivamente y sus contenidos de agua óptimos de 34%, 39% y 45%.

Obtenidos los parámetros densidad seca máxima - contenidos de agua óptimos (espacio proctor), se realizó una gran cantidad de ensayos de VRS (25 ensayos) con la finalidad de observar con que densidades se obtendrían los VRS más altos, así como determinar en qué lado (seco - húmedo) de la gráficos de compactación se encontraban estos VRS. En este trabajo los VRS más altos que se obtuvieron resultaron del lado seco de la curva de compactación AASHTO modificada.

Adicionalmente con los ensayos de resistencia (VRS) se realizaron una serie de gráficos con la finalidad de entender de una mejor manera el comportamiento del material en términos de resistencia. Como lo de la **Figura 58**, donde se observa que para densidades altas la resistencia no es la más alta, esto significa que densidades altas no necesariamente darán una resistencia alta sino que se ve fuertemente influenciada por el contenido de agua. En lo que respecta a la resistencia se observa que las más altas se presentan cuando se compacta con una mayor energía de compactación, en este caso para la energía de 6.03 Kg-cm/cm^3 (56 G/Capa) se alcanza el VRS más alto del 47% y con un contenido de agua del 30%, a partir de este contenido de agua se observa que la resistencia

disminuye conforme aumenta el contenido de agua, además se observa que hay un contenido de agua (39%) a partir del cual, la resistencia sigue una misma tendencia para las diferentes energías de compactación.

Con base en los resultados de VRS obtenidos se realizó un mapa de resistencias, con la finalidad de determinar las zonas con máximas resistencias y con mínimas resistencias, dicho mapa se observa en la **Figura 60**. Finalmente con la realización de dicho mapa se delimitó una zona que cumpliera con la resistencia mínima aceptable para una subrasante (un VRS mínimo del 20%), es decir todas las resistencias que se encuentren de esta zona cumplirán con la resistencia mínima para una subrasante. Este mapa servirá de gran ayuda para determinar los diferentes contenidos de Agua y Densidades para realizar ensayos de VRS que cumplirán con la normativa vigente en México para material de subrasante, por ejemplo.

Se eligieron los VRS más altos, con la finalidad de realizar los ensayos de deformación permanente y módulo resiliente. Para la realización de estos ensayos se siguió el procedimiento para la determinación de la deformación permanente descrito por el Eurocodigo, que se describe en la norma UNE-EN 13286-7 (2004), y siguiendo el procedimiento multietapa para un nivel de esfuerzo bajo.

Los VRS que se eligieron fueron del 24%, 47% y 7% con sus respectivas humedades las cuales fueron del 25%, 30% y 39% respectivamente, es decir se realizaron tres especímenes con las características (Contenido de Agua y Densidad) correspondientes a cada VRS seleccionado. A cada espécimen se le aplicaron una serie de esfuerzos establecidos en la norma UNE-EN 13286-7 (2004), que se observan en la **Tabla 3**, dichos esfuerzos corresponden a un nivel de esfuerzo bajo. En este trabajo se decidió utilizar esta serie de esfuerzos debido a que se trata de un material (SM) para subrasante.

Para un nivel de esfuerzos bajos la norma UNE-EN 13286-7 (2004) describe cinco secuencias de esfuerzos, cada secuencia consta de 6 series de esfuerzos donde el esfuerzo de confinamiento se mantiene constante y únicamente el que se va

umentando es el esfuerzo desviador, además establece que para cada serie de esfuerzos se le apliquen diez mil repeticiones de carga, es decir que para cada secuencia se le aplicaran 60 mil repeticiones de carga. Dos de los especímenes ensayados no se les aplicaron las cinco secuencias de esfuerzos esto debido a que fallaron antes de completar las cinco secuencias de esfuerzos.

En este trabajo se inició con la realización del primer espécimen con características (Densidad – contenido de Agua) para el VRS del 24%. Para este primer espécimen se le aplicaron las cinco secuencias de esfuerzos ya que no presento la falla antes, para cada secuencia de esfuerzos se realiza un gráfico de deformación permanente acumulada, en la **Figura 71** se muestran los cinco gráficos obtenidos para cada secuencia. Para este espécimen las deformaciones acumuladas que se obtuvieron de las secuencias 1,2 y 3 siguieron un comportamiento muy similar, sin embargo a partir de la secuencia 4 el incremento de deformación fue muy notorio de alrededor del 0.4% y finalmente el salto de deformación de la secuencia 4 con respecto a la 5 fue del 1.5%. En lo que respecta a los módulos resilientes obtenidos para este espécimen se observa que las cinco secuencias mantienen un valor promedio que es aproximadamente de 60,000 kPa.

El siguiente espécimen que se ensayó en este trabajo fue con características (Densidad – contenido de Agua) del VRS del 7%. Para este espécimen se le aplicaron dos secuencias de esfuerzos y tres series de esfuerzos de la secuencia tres, es decir este espécimen presentó la falla en la serie tres de la secuencia tres (Esfuerzo de confinamiento de 70 kPa y un esfuerzo desviador de 160 kPa). Se obtuvieron los gráficos de deformación permanente acumulada, hasta que el espécimen presentó la falla, dichos gráficos se muestran en la **Figura 80**, donde se observa en este caso a diferencia del anterior las deformaciones son mayores en la primer secuencia de esfuerzos y disminuye conforme aumentan las secuencias, esto es debido a las características (Densidad – contenido de Agua), para este espécimen el contenido de agua que se utilizo fue del 39% por ende se presentan mayores deformaciones al aplicarle los primeros esfuerzos. En el gráfico mostrado

en la **Figura 81** se presentan los módulos resilientes obtenidos para este espécimen, en este caso el rango de los módulos se encuentra entre 50,000 y 90,000 kPa.

Finalmente el último espécimen que se ensayó fue con las características (Densidad – contenido de Agua) del VRS del 47%. En este caso se le aplicaron cuatro secuencias de las cinco establecidas por el Eurocodigo, debido a que el espécimen presentó la falla al culminar la secuencia cuatro (Esfuerzo de confinamiento de 100 kPa y un Esfuerzo desviador de 350 kPa). Los gráficos de deformación permanente acumulada obtenidos para este espécimen se presentan en la **Figura 91**, donde se observa que la deformación permanente fue aumentando al irse incrementando los esfuerzos de la secuencia. Se observa además que en la primer secuencia de esfuerzos el espécimen sufrió muy poca deformación en cambio en la secuencia cuatro fue presentando mayor deformación hasta presentarse la falla. En lo que respecta a los módulos resilientes obtenidos para este espécimen se percibe que la primer secuencia hay una variación muy fuerte de los módulos, sin embargo las demás secuencias (2, 3,4), siguen una tendencia muy similar manteniendo un valor dentro de un rango que varía entre 50,000 y 60,000 kPa, dichos resultados se presentan en la **Figura 92**.

Finalmente en este trabajo se realizó un análisis de esfuerzos de una estructura típica de un pavimento de la zona de Morelia con la finalidad de determinar los esfuerzos que generaría un eje equivalente en una capa subrasante, que en este caso corresponde al material que se analizó en este trabajo. En Morelia existe la práctica de utilizar el tepetate como material de base cuando se reparan éste después de una reparación a las instalaciones hidráulicas de la ciudad.

Para poder predecir el comportamiento que sufrirá el material en una capa de base con características de subrasante se realizó la calificación en una serie de tres rangos de acuerdo a la teoría del acomodo plástico que se describe en la norma UNE-EN 13286-7 (2004).

De los resultados obtenidos de la clasificación en los rangos, se observa que para el espécimen compactado con un contenido de agua del 25% y densidad de 1.16 t/m^3 (VRS = 24%) los esfuerzos que se generarían en una capa de base con características de subrasante quedarían dentro del rango A, lo cual es muy favorable ya que en este rango las deformaciones generadas se recuperan en su totalidad, y no se presentan roderas.

Sin embargo el espécimen compactado con un contenido de agua del 30% y densidad de 1.025 t/m^3 (VRS = 47%), los esfuerzos generados en la capa de base con características de subrasante quedarían dentro del rango A y B, teniendo mayor influencia en el rango A, esto quiere decir que sufriría deformaciones que se recuperarían en su totalidad, y no presentarían las roderas aunque si se siguiera el comportamiento del rango B tendría gran posibilidad de que se generarían roderas a un alto número de repeticiones de carga.

El último espécimen en analizar es el que se compactó con un contenido de agua del 39%, una densidad de 1.042 t/m^3 el cual corresponde al VRS del 7%, los esfuerzos generados en la capa de base con características de subrasante quedarían dentro del rango A y B, teniendo una mayor influencia en el rango B, esto quiere decir que el material presentaría la falla (roderas) a un alto número de repeticiones de carga.

Al realizar el ajuste del modelo para cada espécimen con diferentes contenidos de agua se observa que los esfuerzos generados en la capa de base con características de subrasante siguen la mis trayectoria que el modelo con un contenido de agua del 25% y es el que delimita del rango A – B, como se observa en la **Figura 105**.

De manera general que puede concluir que el procedimiento de experimentación y análisis utilizado puede ser aplicado para diseñar un suelo compactado. En especial se puede verificar el comportamiento de un suelo de baja calidad (subrasante), para que se desempeñe como de mejor calidad (base) en el caso

que exista escases de materiales de mejor calidad en la zona en una zona determinada.

4.1 Futuras líneas de investigación

Se sugiere realizar más ensayos multi-etapa de deformación permanente al material (SM) con diferentes densidades y contenidos de agua con la finalidad de tener más criterios para utilizar el material en los pavimentos. Así como la obtención de los módulos resilientes.

Modelar varias estructuras de pavimento con diferentes condiciones de carga y diferentes características del material, con la finalidad de visualizar el comportamiento que tendría el material bajo esas condiciones.

Determinar diferentes modelaciones con distintas teorías con la finalidad de establecer un modelo que sirva para predecir el comportamiento del material.

Realizar ensayos de deformación permanente utilizando el procedimiento multi-etapa para diferentes materiales utilizados en la construcción de los pavimentos, con el objetivo de determinar su comportamiento de acuerdo a la teoría del acomodo plástico, así como también para obtener sus módulos resilientes.

5 BIBLIOGRAFÍA

Alonso, E. E. (2011). " Suelos compactados en la teoría y en la práctica. Barcelona": UPC.

Arnold G.K. (2004). "Rutting of Granular Pavements, Thesis submitted to The University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy, November 2004.

Barrera M., Garnica P., Martínez F. (2004), "Influencia De La Succión En Los Cambios Volumétricos De Un Suelo Compactado", Publicación Técnica No. 238, Instituto Mexicano del Transporte.

Braja M. Das (2001). "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". Cengage Learning Editores, S.A.

Chávez C. "Comparativa De La Teoría Multicapa De Elasticidad Con El Método Simplificado De Odemark", Maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres Facultad de Ingeniería Civil Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Corro Caballero S. (1964), "Estudios de comportamiento para el diseño de pavimentos flexibles", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 90.

Corro Caballero S. (1965), "Diseño de pavimentos flexibles para carreteras", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 115.

Corro Caballero S., Prado Ollervides G. (1974), "Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 325.

Corro Caballero S., Prado Ollervides G., Magallanes R. (1981), "Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 444.

Elliott P.R. (1998), "Permanent Deformation of Subgrade Soils ", Department of Civil Engineering University of Arkansas Fayetteville.

Gama J., Solleiro E., Flores D., Sedov S., Cabadas H. y Díaz J. (2007). "Los tepetates y su dinámica sobre la degradación y el riesgo ambiental: el caso del Glacis de Buenavista, Morelos". Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana. Tomo LIX, no. 1: 133-145.

Garnica P., (2009), "Espectros de Carga y Daño para Diseño de Pavimentos", Quinta Conferencia Magistral "Alfonso Rico Rodríguez", SMIG y AMIVTAC.

Garnica P., Gómez J.A (2002), "Mecánica de Materiales para Pavimentos", Publicación Técnica No. 197, Instituto Mexicano del Transporte.

Garnica P., Natalia P., Gómez J.A. (2000), "Módulos De Resiliencia En Suelos Finos Y Materiales Granulares", Publicación Técnica No. 142, Instituto Mexicano del Transporte.

Garnica P., Natalia P. (2001), " Influencia De Las Condiciones De Compactación En Las Deformaciones Permanentes De Suelos Cohesivos Utilizados En La Construcción De Pavimentos", Publicación Técnica No. 165, Instituto Mexicano del Transporte.

Gidel G. (2001). "A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus", Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux.

Hurtado Solórzano T. A. (2010). "Influencia de la Humedad Relativa en Módulos Resilientes y Deformación Permanente en Tezontle" Tesis de Maestría en Ingeniería en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres, UMSNH.

Joseph E. Bowles 2da. Edit. (1989), Physical And Geotechnical Properties Of Soil. Editorial Mc Graw Hill.

Juárez Badillo E., Rodríguez R. (1979), "Mecánica de Suelos Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos", Editorial LIMUSA, México, DF.

Khogaly W. E. I. and Elhussein H. M., "Novel Approach for Characterization of Unbound Materials". Institute for Research in Construction. Canada.

Lekarp F. and Dawson A. (1998), "Modelling Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials". Construction and Building Materials, Vol. 12, No. 1, pp. 9-18.

Mendoza M. (1992), "Enfoques recientes de compactación en suelos", Publicación Técnica No. 33, Instituto Mexicano del Transporte.

Norma Española, UNE-EN 13286-7 (2004). "Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas sin ligante". Norma Europea.

Pérez I. (2010). "Plastic deformation behaviour of pavement granular materials under low traffic loading" Universidad de Coruña. España.

Pérez N., Garnica P. (2012), "Comportamiento de suelos finos compactados con altos niveles de esfuerzo cortante", Publicación Técnica No. 350, Instituto Mexicano del Transporte.

Rico A., Del Castillo H (1982), "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2", Editorial LIMUSA, México DF.

Rico A., Del Castillo H. (1992), "Consideraciones Sobre Compactación De Suelos En Obras De Infraestructura De Transporte", Publicación Técnica No. 7, Instituto Mexicano del Transporte.

Rico A., Téllez R., Garnica P. (1998), "Pavimentos Flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias", Publicación Técnica No. 104, Instituto Mexicano del Transporte.

Sánchez F., Garnica P., Gómez J.A. (2002), "Ramcodes: Metodología Racional Para El Análisis De Densificación Y Resistencia De Geomateriales Compactados", Publicación Técnica No. 200, Instituto Mexicano del Transporte.

SCT. (2002). Norma N-CMT-1-03/02. "Materiales para subrasante". México.

SCT. (2002). Norma N-CMT-4-02-002/11. "Materiales para bases hidráulicas". México.

SCT. (2013). Manual M-MMP-1-11/13. "Valor Soporte de California (CBR) y Expansión (Exp) en Laboratorio". México.

Uzan J. (2004): "Permanent Deformation in Flexible Pavements" Journal of transportation engineering. E.U.A.

Werkmeister S., Dawson, A., Wellner, F (2004): "Pavement Design Model for Unbound Granular Materials". Journal of transportation engineering. E.U.A.

Yang H., H. (2004). Pavement Analysis and Design. New Jersey: Pearson.

Zamora García J. A. (2012). "Deformaciones permanentes en material de tepetate sometido a cargas cíclicas" Tesis de Licenciatura, UMSNH.

Zhang W. Macdonald R. (2002). "Models for Determining Permanent Strains in the Subgrade and the Pavement Functional Condition", Danish Road Institute, Report 115.

6 ANEXOS

6.1 Granulometría y Pruebas índice

Tabla 16 Granulometría del suelo SM.

MALLA	PESO RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO PARCIAL CORREGIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA LA MALLA
10	22.30	11.15	11.00	11.00	89.00
20	50.20	25.10	25.00	36.00	64.00
40	31.90	15.95	16.00	52.00	48.00
60	8.20	4.10	4.00	56.00	44.00
100	4.80	2.40	2.00	58.00	42.00
200	7.70	3.85	4.00	62.00	38.00
PASA No.200	74.90	37.45	38.00	100.00	0.00
SUMA	200.00	100.00	100.00		

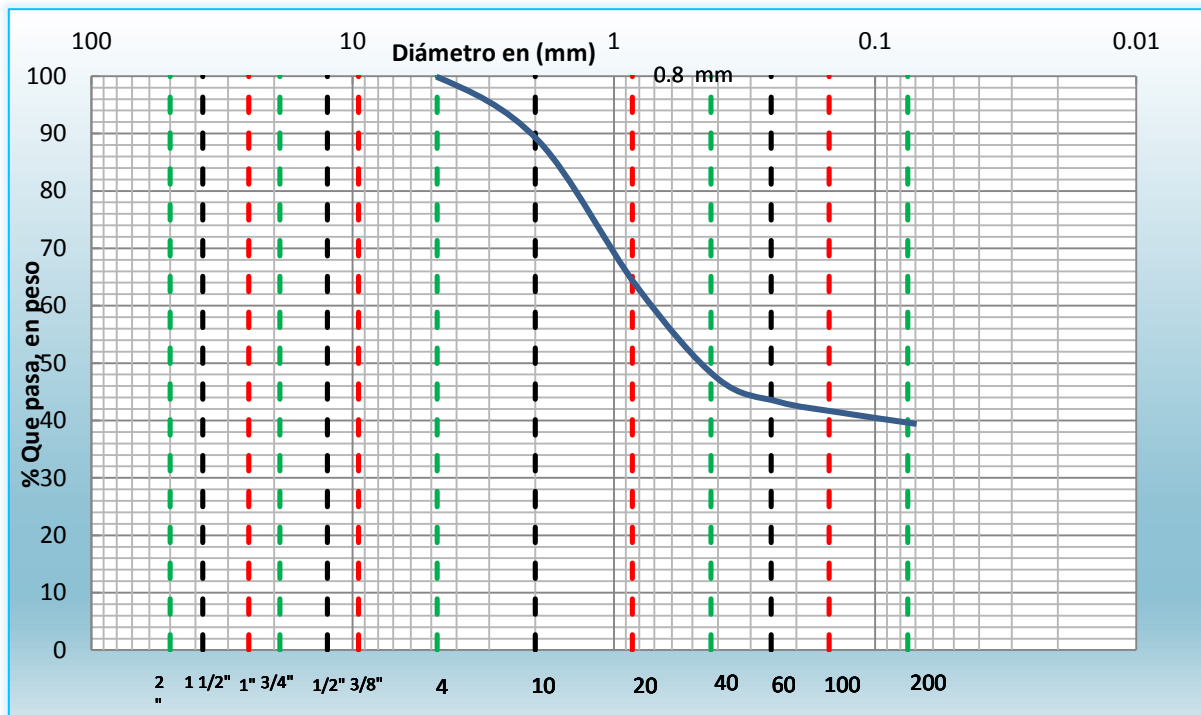


Figura 106 Curva Granulométrica.

6.1.1 Pruebas Índice

6.1.1.1 Límite Líquido

Tabla 17 Resultados del ensayo para el límite líquido.

LÍMITE LÍQUIDO								
Prueba No.	CAPSULA	No. GOLPES	PESO CAP + SUELO HUMEDO	PESO CAP + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)
1	7	16	28.53	22.84	5.69	11.77	11.07	51.400
2	11	20	30.52	24.13	6.39	10.16	13.97	45.741
3	40	35	28.7	24.6	4.1	10.13	14.47	28.334
4	25	27	27.55	23.42	4.13	11.22	12.2	33.852

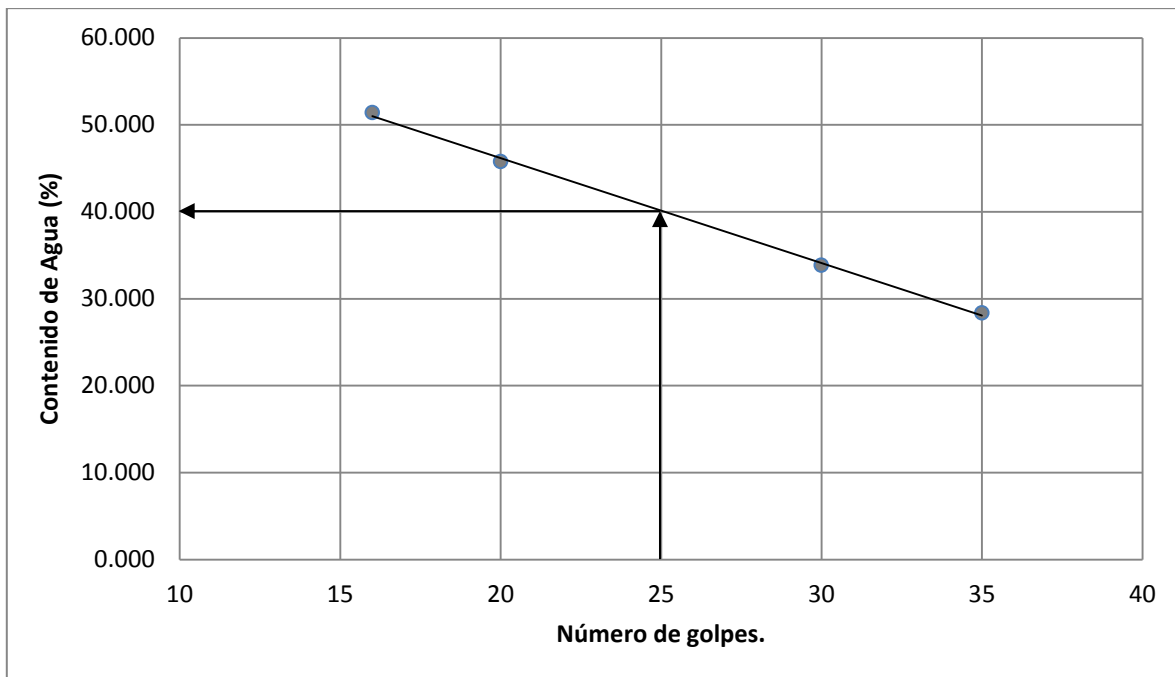


Figura 107 Curva de Fluidez.

6.1.1.2 Límite plástico

Tabla 18 Parámetros para la determinación del límite plástico.

LÍMITE PLÁSTICO								
Prueba No.	CAPSULA	No. GOLPES	PESO CAP + SUELO HUMEDO	PESO CAP + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)
1	3		12.01	11.5	0.51	9.99	1.51	33.775

6.1.1.3 Contracción lineal y contracción volumétrica

Tabla 19 Parámetros para la determinación de la contracción lineal y contracción volumétrica.

CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA								
CAPSULA No.	VOL. INICIAL	VOL. FINAL	PESO CAP + SUELO HUMEDO	PESO CAP + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)
11	9.6	6.983	39.51	34.02	5.49	23.97	10.05	54.627
WHg	PESO ESP. Hg							
94.69	13.56		CV (%) =	28.587				
CONTRACCIÓN LINEAL								
	CAP. No	Li	Lf	CL (%)				
	11	9.92	9.21	7.157				

6.1.1.4 Resumen de los resultados

Tabla 20 Resumen de resultados de las pruebas índice.

LIMITE LÍQUIDO	40
LIMITE PLÁSTICO	34
CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA	29
CONTRACCIÓN LINEAL	7
INDICE PLASTICO	6

6.2 Ensayos de compactación

6.2.1 AASHTO estándar

Tabla 21 Resultados de la prueba de compactación AASHTO estándar.

COMPACTACIÓN DE SUELOS "PRUEBA PRÓCTOR"					
Operador:	J.A. Zamora García			Fecha:	08-oct-13
Vol. Molde (cm ³):	2124.04063		Peso mol (grs):	3670	
altura de caída (cm)	30.5		No. Golpes por capa:	25	
Prueba No.	1	2	3	4	5
Peso mol + suelo húm	6600	6750	6737	6726	6699
Peso molde (grs)	3670	3670	3670	3670	3670
Peso del suelo húm (grs)	2930	3080	3067	3056	3029
Peso esp. Húmedo (t/m ³)	1.379	1.450	1.444	1.439	1.426
Humedades					
Suelo húmedo (grs)	221.6	150	213.8	213	230
Suelo seco (grs)	162.6	107.8	150.4	147.7	153.3
Peso del agua (grs)	59	42.2	63.4	65.3	76.7
Contenido de agua (%)	36.285	39.147	42.154	44.211	50.033
Peso esp. seco (t/m ³)	1.012	1.042	1.016	0.998	0.950

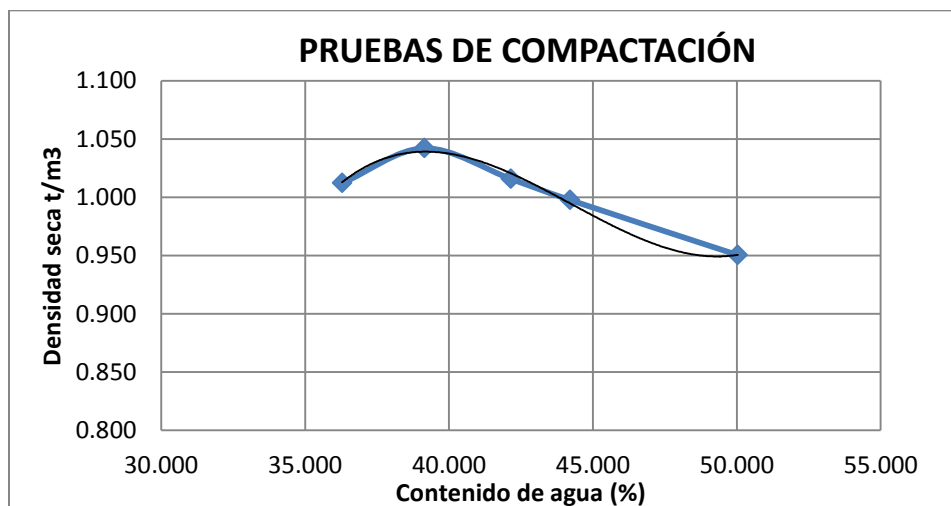


Figura 108 Curva de compactación AASHTO estándar.

6.2.2 Energía de compactación 1.08 kg-cm/cm²

Tabla 22 Resultados de la prueba de compactación con energía de 1.08 kg-cm/cm².

Operador:	J.A. Zamora García				Fecha:	08-oct-13
Vol. Molde (cm ³):	2124.04063			Peso mol (grs):	3670	
altura de caída (cm)	30.5			No. Golpes por capa:	10	
Prueba No.	1	2	3	4	5	
Peso mol + suelo húm	6255	6660	6620	6535	6520	
Peso molde (grs)	3670	3670	3670	3670	3670	
Peso del suelo húm (grs)	2585	2990	2950	2865	2850	
Peso esp. Húmedo (t/m ³)	1.217	1.408	1.389	1.349	1.342	
Humedades						
Suelo húmedo (grs)	214.5	210.1	228.3	319.2	159.7	
Suelo seco (grs)	155.6	144.6	148.6	201.2	99.3	
Peso del agua (grs)	58.9	65.5	79.7	118	60.4	
Contenido de agua (%)	37.853	45.297	53.634	58.648	60.826	
Peso esp. seco (t/m ³)	0.883	0.969	0.904	0.850	0.834	

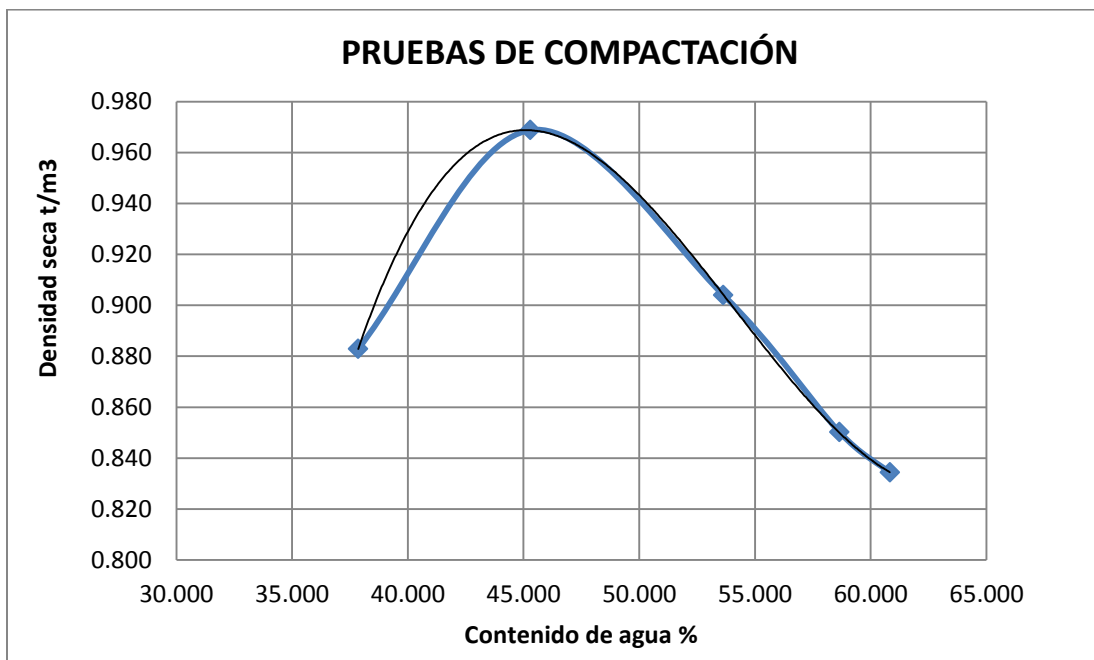


Figura 109 Curva de compactación para una energía de 1.08 kg-cm/cm².

6.2.3 Energía de compactación AASHTO modificada

Tabla 23 Resultados de la prueba de compactación AASHTO modificada.

Operador:	J.A. Zamora García			Fecha:	08-oct-13	
Vol. Molde (cm ³):	2124.040633			Peso mol (grs):	3670	
altura de caída (cm)	30.5			No. Golpes por capa:	56	
Prueba No.	1	2	3	4	5	6
Peso mol + suelo húm	6490	6676	6817	6780	6710	6868
Peso molde (grs)	3670	3670	3670	3670	3670	3670
Peso del suelo húm (grs)	2820	3006	3147	3110	3040	3198
Peso esp. Húmedo (t/m ³)	1.328	1.415	1.482	1.464	1.431	1.506
Humedades						
Suelo húmedo (grs)	156.7	162.1	178.5	210.4	270.6	154.4
Suelo seco (grs)	121.4	123.5	125.4	143	175.5	115
Peso del agua (grs)	35.3	38.6	53.1	67.4	95.1	39.4
Contenido de agua (%)	29.077	31.255	42.344	47.133	54.188	34.261
Peso esp. seco (t/m ³)	1.029	1.078	1.041	0.995	0.928	1.121

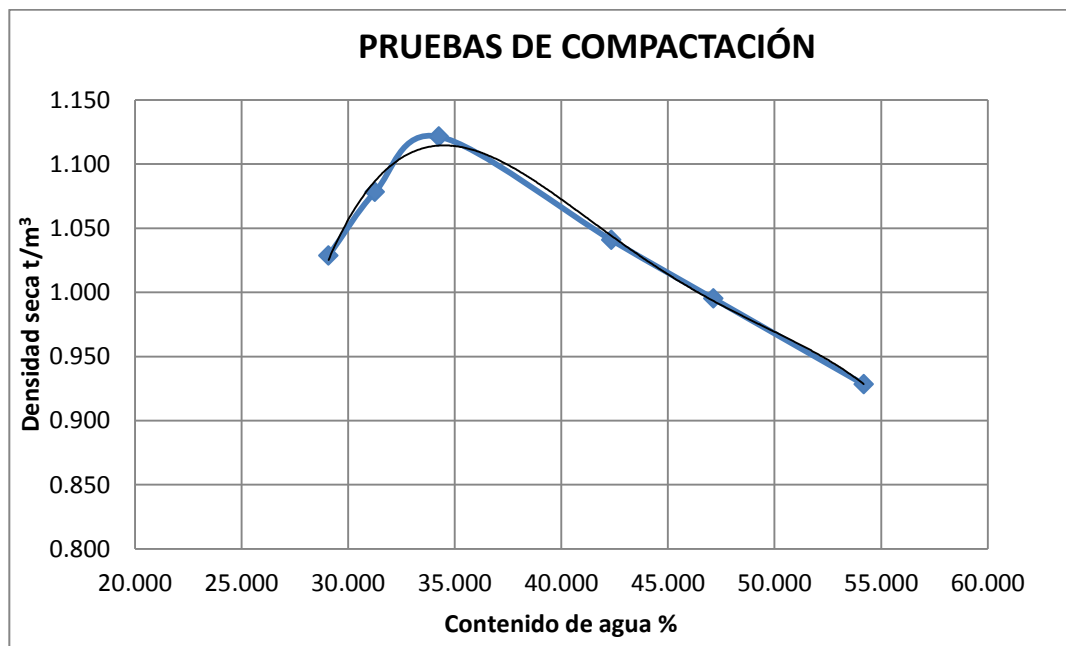


Figura 110 Curva de compactación AASHTO modificada.

6.3 Valor relativo de soporte (VRS)

Tabla 24 Resultados del VRS.

Energía	Humedad	VRS	Densidad seca
0.54 Kg - cm/cm ³	39.387	2.830	0.886
	44.899	1.479	0.936
	49.517	1.234	0.924
1.08 Kg - cm/cm ³	25.063	2.830	0.813
	30.104	7.742	0.792
	35.044	4.672	0.857
	40.517	3.137	1.007
	45.138	1.602	0.985
	50.599	1.295	0.946
2.69 Kg - cm/cm ³	25.119	8.356	1.037
	30.146	12.654	0.873
	35.085	10.198	1.075
	40.845	3.567	1.055
	45.349	1.664	0.996
	50.849	1.418	0.954
4.31 Kg - cm/cm ³	25.122	15.724	1.063
	28.885	18.793	0.977
	32.113	16.951	0.992
	34.116	13.268	1.030
6.03 Kg - cm/cm ³	25.172	24.319	1.165
	30.185	47.036	1.025
	34.576	14.496	1.121
	35.107	14.496	1.075
	40.252	4.979	1.086
	45.475	1.909	1.003
	50.602	1.541	0.969

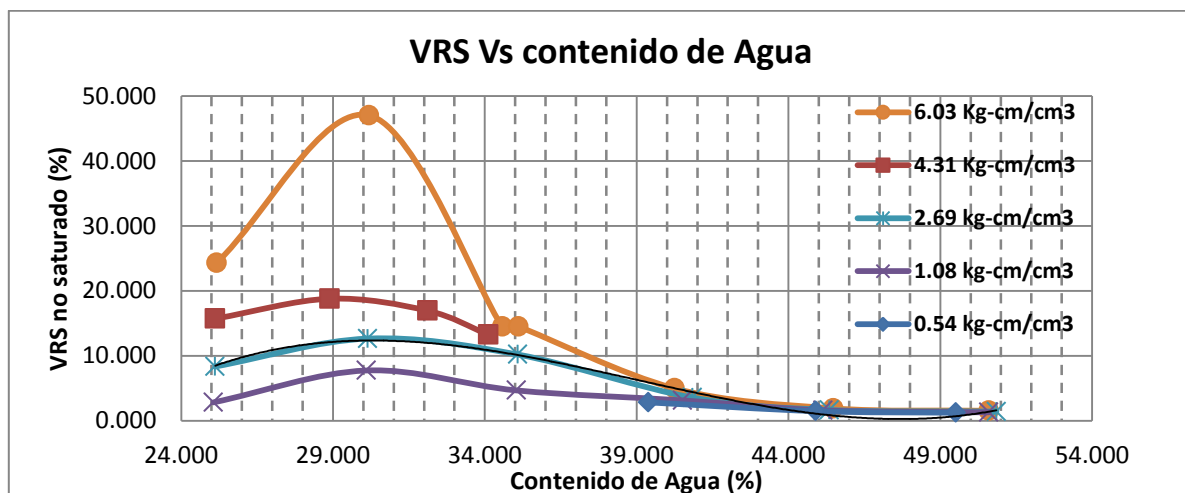


Figura 111 Gráficos del VRS y contenidos de agua.