



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de la Tecnología de la Construcción

**“EFECTOS DE LA ALTA COMPACTACIÓN DE LA CAPA DE BASE
EN PAVIMENTOS FLEXIBLES”**

Presentada por:

Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.

Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.

Ing. Luis López Poveda.

Managua, Nicaragua
Febrero de 2009

RESUMEN

A través de ésta investigación monográfica se pretende cuantificar en el laboratorio la influencia en el potencial de capacidad soporte de un agregado triturado para capa de base compactado a altas densidades.

Se presenta el método de Diseño Sudafricano para pavimentos flexibles el cual tiene como filosofía fundamental el de aplicar altos grados de densidad a la capa de base, mayores a los requeridos por las especificaciones del método de Diseño AASHTO.

En el Capítulo II se exponen las generalidades de los pavimentos y las propiedades de los materiales de cada una de las capas para que estas cumplan con sus funciones en la estructura del pavimento.

En el Capítulo III se hace la comparación de los métodos “Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimento” de la Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO), y el “Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica”, haciendo énfasis en el mecanismo que utiliza cada uno de los métodos para caracterizar las propiedades de los materiales.

En el Capítulo IV se da a conocer la importancia de la compactación de los materiales, estándares de ensayos que se realizan para lograr este fin y las especificaciones que se requieren para regular este campo.

En el Capítulo V se desarrolla la metodología de esta Monografía. Este procedimiento incluye el análisis de los resultados de laboratorio para cada uno de los tres bancos de materiales en estudio, lo que conduce a las Conclusiones y Recomendaciones de esta investigación.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Introducción	2
Antecedentes.....	4
Justificación.....	9
Objetivos	15

CAPÍTULO 2: GENERALIDADES SOBRE LOS PAVIMENTOS

2.1. Pavimento.....	17
2.2. Tipos de pavimentos.....	17
2.2.1. Pavimento flexible:.....	18
2.2.2. Pavimento rígido:.....	18
2.2.3. Pavimento semi-rígido:	19
2.3. Comportamiento de los pavimentos flexibles	19
2.4. Funciones de las distintas capas de un pavimento	19
2.4.1. Sub-rasante	19
2.4.2. Capas de relleno o material selecto:.....	19
2.4.3. Capa de Sub-base:.....	20
2.4.4. Capa de Base:	20
2.4.5. Capa de Rodamiento:.....	20
2.5. Propiedades de los materiales para pavimento	21
2.5.1. Granulometría:.....	21
2.5.2. Peso unitario seco máximo:.....	22
2.5.3. Plasticidad y susceptibilidad al agua:	22
2.5.4. Valor soporte del suelo:	23
2.5.5. CBR (California Bearing Ratio):.....	23
2.5.6. Módulo resiliente:.....	23

CAPÍTULO 3: METODOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

3.1.	Generalidades: Método AASTHO y Método Sudafricano	26
3.2.	Método de diseño AASHTO	28
3.2.1.	Propiedades de los materiales:	29
3.2.1.1.	Módulo Resiliente	29
3.2.1.2.	Valor Soporte California (CBR).....	30
3.3.	Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica	32
3.3.1.	Propiedades y Caracterización de los Materiales:.....	33
3.3.1.1.	CBR y Diseño para la Subrasante	33
3.3.1.2.	Capas de Material Selecto.....	34
3.3.1.3.	Materiales Granulares	35
3.3.1.4.	Materiales Estabilizados	35
3.3.1.5.	Materiales Bituminosos.....	37

CAPÍTULO 4: COMPACTACIÓN, ENSAYOS Y ESPECIFICACIONES

4.1.	Definición.....	40
4.2.	Importancia.....	40
4.3.	Desarrollo del Procedimiento de Ensayo.....	41
4.4.	Funcionamiento del Proceso de Densificación	42
4.4.1.	Granulometría de los Materiales.....	43
4.4.1.1.	Tamaño Máximo	43
4.4.1.2.	Tamaño Máximo Nominal.....	43
4.4.2.	Energía de Compactación	45
4.4.2.1.	Efecto de la Intensidad de la Energía específica de Compactación.....	47
4.4.2.2.	Lubricación y Expulsión de Aire.....	47
4.5.	Rama Seca de la Curva de Compactación... ..	48
4.6.	Contenido de Humedad Óptima y Densidad Seca Máxima... ..	49
4.7.	Rama Húmeda de la Curva de Compactación... ..	49

4.8.	Comportamiento de los Distintos Tipos de Suelos Ante la Compactación...	50
4.8.1.	Suelos Granulares...	50
4.8.2.	Suelos Arcillosos o Limosos...	50
4.9.	Eficacia de la Compactación Aplicada...	52
4.9.1.	Por Presión Estática...	52
4.9.2.	Por Impacto...	52
4.9.3.	Por Vibración...	53
4.9.4.	Por Amasado...	53
4.10.	Ensayos Aplicables...	53
4.10.1.	AASHTO Modificado (Método D). ...	54
4.10.1.1.	Comparación con el Método de Ensayo Sudafricano. ...	55
4.10.2.	Relación Soporte California (AASHTO T-193). ...	55
4.10.2.1.	Comparación con el Método de Ensayo Sudafricano. ...	57
4.11.	Especificaciones para Capas de Agregados (AASHTO). ...	58
4.12.	Especificaciones Sudafricanas para Capas de Agregados. ...	61

CAPÍTULO 5: METODOLOGIA Y ANALISIS DE RESULTADOS

5.1.	Generalidades	66
5.2.	Metodología y Análisis de Resultados para la Granulometría	67
5.2.1.	Banco “Nindirí”	67
5.2.2.	Banco “El Garabato”	70
5.2.3.	Banco “La Luz”	73
5.3.	Metodología y Análisis de Resultados para la Compactación	76
5.4.	Metodología y Análisis de Resultados para la Capacidad Soporte (CBR)	81

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.	Conclusiones	85
6.2.	Recomendaciones	89
6.3.	Referencias Bibliográficas	90

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1.	Espesores (AASHTO) Mínimos Prácticos para la Carpeta Asfáltica y Base Granular	12
Tabla N° 2.	Espesores para la Carpeta de Concreto Asfáltico (Método Sudafricano).....	12
Tabla N° 3.	Clasificación del CBR de la Subrasante.....	33
Tabla N° 4.	Preparación de la subrasante y capas requeridas de material selecto para las categorías A, B y C.....	34
Tabla N° 5.	Comportamiento Estructural Mecánico del Pavimento	38
Tabla N° 6.	Granulometría para sub-base y base	44
Tabla N° 7.	Requerimientos de Granulometría	59
Tabla N° 8.	Granulometría para los agregados.....	61
Tabla N° 9.	Granulometría del agregado (Bco. Nindirí).....	69
Tabla N° 10.	Granulometría del agregado (Bco. El Garabato).....	72
Tabla N° 11.	Granulometría para el agregado (Bco. La Luz)	74
Tabla N° 12.	Proceso de compactación para cada una de las muestras	77
Tabla N° 13.	Comparación de la incidencia de la granulometría en la compactación	78
Tabla N° 14.	Comparación de la incidencia de la granulometría en la compactación para M3 y M4	79
Tabla N° 15.	Porcentajes de compactación logrados en el laboratorio	80
Tabla N° 16.	Proceso del ensayo de CBR para cada una de las muestras	81
Tabla N° 17.	Porcentajes de CBR para cada una de las muestras.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.	Tipos de Pavimentos.....	17
Figura N° 2.	Ciclo de Vida Estructural de las Capas Estabilizadas	36
Figura N° 3.	Gráfica de curvas de Compactación	47
Figura N° 4.	Proceso en la densificación del material	48
Figura N° 5.	Molde y Mazo Modificado.....	55
Figura N° 6.	Equipo para ensayo CBR.....	56
Figura N° 7.	Ubicación Banco “Nindirí”	68
Figura N° 8.	Curvas Granulométricas para muestras del banco “Nindirí”	70
Figura N° 9.	Ubicación Banco. “El Garabato”	71
Figura N° 10.	Curvas Granulométricas para muestras del banco “El Garabato”	72
Figura N° 11.	Ubicación Banco. “La Luz”	73
Figura N° 12.	Curvas Granulométricas para muestras del banco “La Luz”	75

ANEXOS

ANEXO A.	Catálogo de Diseño Basado en el Método Sudafricano	I
A-1.	Simbología y Especificaciones de los Materiales	I
A-2.	Gráfico para Bases Granulares en Regiones Secas	III
A-3.	Gráfico para Bases Granulares en Regiones Húmedas	IV
A-4.	Gráfico para Bases de Mezcla Asfáltica en Caliente	V
A-5.	Gráfico para Bases Estabilizadas	VI
A-6.	Gráfico para Bases de Macadam Húmedo	VII
ANEXO B.	Resultados de Laboratorio	VIII
B-1.	Banco de Préstamo “Nindirí”	VIII
	Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos	VIII
	Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	IX
	Relación Densidad – Humedad de los Suelos	X
	Relación Soporte California (CBR).....	XIV
B-2.	Banco de Préstamo “El Garabato”	XVII
	Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos	XVII
	Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	XVII
	Relación Densidad – Humedad de los Suelos	XIX
	Relación Soporte California (CBR).....	XXIII

B-3. Banco de Préstamo “La Luz”	XXVI
Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos	XXVI
Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	XXVII
Relación Densidad – Humedad de los Suelos	XXVIII
Relación Soporte California (CBR).....	XXXII

CAPÍTULO 1

Introducción



Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.
Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.
Ing. Luis López Poveda.

INTRODUCCIÓN

Las carreteras han sido durante mucho tiempo el principal medio de desplazamiento de personas y de distribución de bienes. Las carreteras han hecho posible la comunicación de pueblos y comunidades con las grandes ciudades, y la integración y globalización actual entre los países del mundo, por lo que son sin lugar a duda un medio imprescindible para el desarrollo de las naciones.

Dada la importancia de las carreteras para el desarrollo de un país es fundamental que estas permitan una circulación segura, cómoda y fluida del tráfico. De lo contrario, las deficiencias que presenta una carretera se traducen en retrasos al tráfico, deterioro de los vehículos y costos que son asumidos por los usuarios de la carretera. Esto a su vez se traduce en una disminución en el cumplimiento del Objetivo de Servicio de la carretera, que afecta el desarrollo y progreso de las regiones que comunica.

En países con pocos recursos económicos como Nicaragua, se requiere invertir de la forma más eficiente los fondos disponibles para el desarrollo de la red vial local. Por lo tanto las instituciones y profesionales dedicados al diseño y construcción de la red vial local deben promover y utilizar todos aquellos criterios de diseño y construcción, obtenidos en los últimos años alrededor del mundo, para el mejoramiento del desempeño de los pavimentos y la optimización de los recursos económicos.

El desempeño de las carreteras durante su vida de servicio depende de la realización de un adecuado diseño de su estructura de pavimento, que considere factores básicos, como el tráfico, las características de los suelos de la sub-rasante y el clima de la zona.

Adicionalmente, el desempeño adecuado de un pavimento depende del establecimiento de un riguroso control durante la etapa de construcción, a través de especificaciones y requerimientos de control de calidad para los materiales, como por ejemplo el control del grado de compactación.

Los ingenieros alrededor del mundo conocen desde hace mucho tiempo el efecto de la compactación en el mejoramiento de las propiedades mecánicas de suelos y capas de pavimento, para resistir las cargas que deben soportar durante el periodo que se encontrarán en servicio. Generalmente se ha estipulado un nivel de compactación mínimo a superar, durante la etapa de construcción de pavimentos, para asegurar una capacidad estructural mínima deseable.

En cuanto a pavimentos flexibles, actualmente en Sudáfrica se ha logrado diseñar y construir pavimentos cuyo desempeño y confiabilidad supera los que se alcanzaban hace unas décadas. Esto ha sido posible, entre otros factores, gracias al estudio de la aplicación de altos niveles de compactación, que permiten establecer espesores de capas más delgadas, estructuras mejor balanceadas y reducción en el consumo de los materiales más costosos.

ANTECEDENTES

Desde tiempos antiguos, la construcción de vías terrestres ha sido uno de los primeros signos de avance en la civilización. Cuanto más era el crecimiento de las ciudades, la comunicación entre ellas se hizo cada vez más necesaria a través de caminos para compartir mercancías, alimentos, insumos entre otras cosas.

Las civilizaciones antiguas dejaron evidencias de mucho interés respecto a redes de caminos. El imperio Romano es uno de los que mostró una red moderna de vías terrestres bien construida y conservada. Esto les ayudó a expandir sus fronteras y al crecimiento de su economía.

En tiempos modernos, la aparición del automóvil ha obligado un mayor auge en la construcción de redes vitales. El aumento de las cargas de los vehículos modernos hacen que las actuales técnicas de construcción de pavimentos sufran una evolución muy rápida, con una definida tendencia a adquirir cada vez mejores bases teóricas que refuercen, justifiquen y permitan aplicar con buen criterio los conocimientos ligados con el diseño y construcción de pavimentos.

Los procedimientos de diseño estructural y las técnicas para la construcción de pavimentos han evolucionado a medida que avanzan los años. Lo que era un estado de arte fue evolucionando hasta un campo más científico, que sigue en constante desarrollo.

En el caso de la disciplina del diseño estructural de pavimentos, ésta inició con la acumulación de experiencia basada en estudios empíricos. Esto condujo al desarrollo de métodos de diseño empíricos de pavimentos, que se basan en experimentos realizados para estudiar el comportamiento del pavimento ante condiciones conocidas, como las propiedades los materiales, tráfico y el clima.

A partir de estos estudios se establecen correlaciones que permitan determinar los espesores de pavimento a requerir ante circunstancias similares.

Los primeros esfuerzos en este sentido fueron realizados por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos entre 1928 y 1929. A partir de esa época se comenzó a relacionar la capacidad soporte de los suelos de la sub-rasante con los espesores de las capas de materiales que requería el pavimento para proteger de forma adecuada los suelos de la sub-rasante de la carga del tráfico. Por tanto desde esta época se inició a utilizar el ensayo de CBR (California Bearing Ratio por sus siglas en inglés) para caracterizar la capacidad soporte de los materiales de pavimento en el diseño de espesores de capas.

También por esta época (1933) el Ingeniero R R Proctor publicó los resultados de sus estudios en relación con los factores que afectan la compactación de los suelos. Estos estudios permitieron comprender el mecanismo mediante el cual los suelos se densifican ante una energía de compactación, por lo que se logró una útil aplicación práctica en la etapa constructiva de los proyectos. Además de establecerse las prácticas correctas para lograr una adecuada compactación, estos estudios brindaron una herramienta útil para el control de compactación en campo.

El siguiente paso en el avance de esta disciplina se dio en 1956, cuando se empezó la construcción de la carretera de prueba AASHO en Estados Unidos, que estaba formada por varios tramos de carretera con secciones de pavimentos de distintos espesores. Esta instalación se ubicó aproximadamente a 128 kilómetros al Sur-Este de Chicago, entre las ciudades de Ottawa y Utica. El proyecto fue formulado por el Consejo de Investigación de Carreteras de la Academia Nacional de Ciencias de los Estados Unidos – Consejo Nacional para la Investigación.

El proyecto AASHO consistió en un estudio a escala real, para evaluar el comportamiento de estructuras de pavimentos, sometidas a ensayos acelerados mediante la aplicación de cargas de magnitudes y frecuencias controladas (entre 1958 a 1960). Estos estudios permitieron desarrollar criterios y procedimientos de diseño de pavimentos.

Con la aparición de la Guía AASHTO se inició a utilizar el concepto de Módulo Resiliente, para la caracterización de los materiales de sub-rasante y el pavimento. Sin embargo, debido a la complejidad técnica y el alto costo económico que representaba la determinación del Módulo Resiliente de los materiales, se dejó a los usuarios la opción de utilizar ecuaciones que correlacionaban de forma aproximada la capacidad soporte de los materiales, evaluada con el conocido ensayo de CBR, con el módulo Resiliente de la capa.

Como resultados de las investigaciones efectuadas en la carretera de prueba AASHO se introdujo nuevos conceptos dentro del material del diseño estructural de pavimentos como: el Módulo Resiliente de los materiales de pavimento, el Nivel de Servicio de una carretera, las repeticiones de cargas por eje estándar (ESAL) del tráfico, entre otros.

Como se ha explicado, la disciplina del diseño estructural de pavimentos inició a abordarse desde una perspectiva científica en Estados Unidos, gracias a una gran cantidad de investigaciones realizadas desde principios del siglo pasado. No obstante, las experiencias e investigaciones producidas en otros países del mundo también han contribuido al desarrollo actual de esta ciencia.

Investigaciones realizadas en Sudáfrica desde la década de los años 70, han permitido que este país se encuentre a la vanguardia en el diseño y construcción de los pavimentos de más alto desempeño del mundo.

Además, se han logrado construir pavimentos balanceados con capas de rodamiento y capas de base más delgadas, pero de mayor capacidad soporte que las convencionales, haciendo uso de especificaciones de altos niveles de compactación de las capas. El término “Pavimento Balanceado” se refiere a que las diferentes capas de materiales que forman la estructura del pavimento tienen que reaccionar como una sola. Cada capa debe tensionarse hasta la máxima capacidad de soporte. Esta capacidad soporte se incrementa a medida que aumentan el número de capas.

Esto ha sido posible como resultado de investigaciones efectuadas en Sudáfrica, utilizando análisis mecánicos, que han permitido mejorar la comprensión de la forma en que los distintos pavimentos se comportan. Se han establecido innovadoras especificaciones técnicas para los materiales de pavimento y se ha investigado el desempeño estructural de los pavimentos para condiciones ambientales que varían de secas, a moderadas y húmedas.

Los métodos de diseño mecánicos se basan en la consideración de que un pavimento puede ser modelado como una estructura de multi-capas elásticas. A partir de este concepto se han establecido criterios de fallas y ecuaciones, mediante las cuales es posible calcular las respuestas (esfuerzos y deformaciones) de las capas de pavimentos ante el tráfico, las configuraciones de las cargas y las características del ambiente.

En el método mecánico Sudafricano se caracterizan las propiedades de los materiales de la sub-rasante y el pavimento a través del concepto de Módulo Resiliente. El Módulo resiliente es la propiedad fundamental de los materiales para evaluar los criterios de falla del pavimento y de esta forma determinar los espesores de materiales que permitirán al pavimento cumplir el objetivo de servicio de la carretera, sin que ésta sufra fallas estructurales o funcionales serias.

La complejidad que plantea el análisis de pavimentos a través de estos nuevos métodos de diseño mecánicos, hacen pensar que el aprovechamiento de estos avances es relativamente difícil en países con pocos recursos económicos y técnicos.

Sin embargo, las agencias dedicadas al desarrollo de esta nueva tecnología en Sudáfrica, conscientes de esta situación, han realizado esfuerzos para simplificar esta herramienta.

Es así que actualmente se han publicado catálogos de diseño de pavimentos. Una de estas publicaciones es el “DRAFT TRH 4, Structural Design of Flexible Pavements for Interurban and Rural Roads”, que permite una aplicación simplificada de este tipo de análisis mecánico. En esta publicación se facilita a los usuarios la caracterización de las propiedades estructurales de los materiales de pavimento, dado que se utiliza el ensayo de CBR para este propósito.

JUSTIFICACIÓN

Actualmente la Red Vial de Nicaragua se encuentra constituida por 19,138 kilómetros de carretera de los cuales 377 kilómetros (1.97 %) están compuestos por pavimentos adoquinados; 2,033 kilómetros (10.62 %) por pavimentos asfaltados; 3,288 kilómetros (17.18 %) por pavimentos revestidos con grava; 6,386 kilómetros (33.37 %) son caminos de todo tiempo y 7,054 Kilómetros (36.86 %) son caminos de estación Seca¹.

Con la desaparición del ferrocarril de Nicaragua, hace más de una década, y el pobre desarrollo de la infraestructura y medios de transporte acuático y aéreo, las carreteras del país transportan cerca del 90 % del tráfico interior de viajeros y más del 80 % del tráfico interior de mercancías y carga.

De lo anterior se deduce que el desarrollo de la red vial de Nicaragua y la capacidad de brindar un buen servicio, es un factor de gran importancia en la economía y desarrollo del país. Sin embargo, el hecho de que solamente el 10.62 % de la red vial esté compuesta por pavimentos asfaltados y el 1.97 % por pavimentos adoquinados, indica que a pesar de la cooperación externa de los organismos internacionales y países donantes, el país aún tiene un déficit en el crecimiento de su red vial.

Por tanto, es claro que para un país como el nuestro, limitado por su débil economía y la dependencia de la ayuda exterior, las instituciones responsables del desarrollo de la red vial nacional deben focalizar sus esfuerzos en aprovechar de la forma más eficiente los recursos disponibles para inversiones en infraestructura.

¹ Revista Red Vial de Nicaragua. MTI 2006.

Para este propósito se debe investigar y fomentar localmente la aplicación de todas aquellas experiencias y tecnologías, producidas en países desarrollados, que han demostrado de forma efectiva la obtención de pavimentos de alto desempeño y/o reducción de los costos constructivos.

Durante años en Nicaragua y muchos países de la región, la principal herramienta para la selección de espesores de pavimentos ha sido la Guía AASHTO para el diseño de estructuras de pavimento. A pesar de la utilidad de este método, actualmente se han producido alrededor del mundo nuevos procedimientos y criterios de diseño. Dentro de estos se encuentra el método mecanístico Sudafricano.

Entre los aportes que el método Sudafricano ha suministrado a la disciplina del diseño de pavimentos se encuentra la posibilidad de construir pavimentos mejor balanceados y con un alto nivel de confianza en su desempeño. Esto ha hecho posible utilizar menores espesores de capas asfálticas en los pavimentos, que permiten una reducción en el consumo de materiales y recursos económicos sin afectar la calidad de las obras.

En Sudáfrica se ha estudiado y documentado extensivamente el beneficio de aplicar altos niveles de compactación a capas de base en los pavimentos, junto con la implementación de graduaciones densas de los agregados. Para lograr esto se han establecido detalladas especificaciones, para caracterizar los materiales de base del pavimento.

El método mecanístico Sudafricano, de forma similar que la Guía AASHTO, utiliza el concepto de Módulo Resiliente para evaluar las propiedades estructurales de los materiales de pavimento. La determinación del módulo resiliente de los materiales requiere la implementación de instrumentos y equipos de ensayos sofisticados.

Este tipo de equipos tienen un alto costo y generalmente deben ser operados por personal altamente calificado y entrenado. Por tanto la aplicación de los métodos mecanísticos utilizando resultados de Módulos de Resiliencia de materiales locales requiere de una gran inversión económica.

Debido a lo anterior países desarrollados como Estados Unidos aún se encuentran en un proceso de introducción y aplicación de este tipo de métodos. A pesar de las limitaciones que la aplicación de este método impone para países sub-desarrollados, las experiencias y conocimiento desarrollados en Sudáfrica resultan de gran utilidad pues, se han publicado en formatos más simplificados, como catálogos de diseño. En estos catálogos se utiliza el CBR de los materiales para caracterizar la capacidad estructural de los materiales de pavimento.

En países como el nuestro, debido a las limitaciones económicas y técnicas imperantes, es previsible que se continúe utilizando durante muchos años el ensayo de CBR para caracterizar las propiedades de los materiales para el diseño de pavimentos, debido a que requiere recursos técnicos y económicos que se encuentran al alcance de nuestra realidad. Este ensayo de forma sencilla relaciona la capacidad soporte de los materiales, con el nivel de compactación del mismo.

A pesar de las facilidades con que se ofrece la metodología desarrollada en Sudáfrica, en Nicaragua aún se desconoce toda esta información y sus beneficios en el diseño y construcción de mejores pavimentos. En su lugar se continúan utilizando criterios de diseño que ofrecen menores beneficios para el desarrollo de la infraestructura vial del país, dado que obligan a utilizar grandes espesores de capas para los materiales de más alto costo, como la mezcla asfáltica en caliente para capa de rodadura.

Esto se ve reflejado al realizar una rápida comparación de las especificaciones del espesor mínimo de la capa de base triturada y carpeta asfáltica de los métodos de la Guía AASHTO para el diseño de pavimentos y el método de diseño mecanístico de Sudáfrica. En las siguientes tablas se ilustran los espesores mínimos para la capa de mezcla bituminosa y base para determinados volúmenes de tráfico expresado en repeticiones de cargas o ejes equivalentes (ver tabla N° 1 y 2).

Tabla N° 1. Espesores (AASHTO) Mínimos Prácticos para la Carpeta Asfáltica y Base Granular.²

Tráfico ESAL´s	Espesores Mínimos (mm)	
	Concreto Asfáltico	Base Granular
Menos de 50,000	25	100
50,001 – 150,000	50	100
150,001 – 500,000	64	100
500,001 – 2,000,000	76	150
2,000,001 – 7,000,000	90	150
Más de 7,000,000	100	150

Tabla N° 2. Espesores para la carpeta de Concreto Asfáltico. Método Sudafricano³

Tráfico ESA´s	Concreto Asfáltico
Hasta 1,000,000	Doble Tratamiento Superficial
1,000,000 – 10,000,000	40 mm
10,000,00 – 30,000,000	50 mm

² AASHTO 1993.

³ (SADOT) South African Department of Transport.. TRH 4.

Según las especificaciones particulares de cada uno de los métodos de diseño, con el método Sudafricano se obtienen menores espesores de la carpeta asfáltica. Lo anterior es posible dado que los criterios de diseño de este método establecen la colocación de una capa bituminosa delgada, que se apoya sobre una base granular de alta calidad denominada G1. Una de las características sobresaliente de la G1 es que se especifica un valor mínimo de densidad relativa seca máxima en el sitio equivalente a 102 % de la densidad AASHTO Modificada. (AASHTO T 180, método D).

Por otro lado en el método de diseño de la Guía AASHTO y en las especificaciones desarrolladas alrededor de ésta, únicamente se recomienda que la capa de base granular sea compactada a un mínimo de 95 % de la densidad máxima seca obtenida para el mismo material de acuerdo con el método modificado. Es decir que esta metodología no obliga a compactar la capa a altas densidades y explotar el potencial de capacidad soporte del agregado.

La diferencia tan marcada en el nivel de compactación, es una de las claves para reducir los espesores de la carpeta asfáltica. Esto se debe a que la capa de base se torna bastante rígida y asume mayor capacidad estructural, asumiendo la que se le resta a la carpeta asfáltica de rodamiento.

El costo de la carpeta asfáltica depende fundamentalmente del costo del asfalto. Los precios del asfalto han sufrido un incremento considerable en los últimos años. De manera que cuando hay espesores gruesos en la carpeta de rodamiento los costos se hacen mayores y el proyecto es cada vez menos costable.

A manera de ilustración, a finales de Octubre del año 2006, la tonelada métrica de mezcla asfáltica en caliente procesada en planta, tenía un costo de aproximadamente 50.00 dólares. Sin embargo, los precios actuales (Noviembre 2008) por tonelada métrica procesada en planta son casi de 100.0 dólares⁴. Es decir que los precios de la mezcla prácticamente se han duplicado en los últimos dos años.

En un proyecto de carretera, la estructura de pavimentos significa fácilmente del 40 % al 60 % del valor total del proyecto, y es la carpeta asfáltica el componente de mayor valor de toda la estructura del pavimento, siendo en ocasiones equivalente a 25-30% del valor total del proyecto. Entonces, al reducir el espesor de la carpeta de rodamiento del pavimento flexible, se disminuyen sustancialmente los costos en un proyecto de carretera.

Esto se puede lograr aplicando el método de diseño mecanístico de Sudáfrica, el cual se basa en la filosofía de obtener altos grados de densificación de la capa de base triturada. Es por ello que a través de ésta investigación monográfica se pretende cuantificar en el laboratorio la influencia en el potencial de capacidad soporte de un agregado compactado a altas densidades.

⁴ Proveedores locales, Nicaragua. Datos del autor.

OBJETIVOS

⊕ Objetivo General

- ✓ Determinar el incremento en la capacidad soporte (CBR) de un material granular, al ser sometido a un nivel de compactación superior al requerido por las especificaciones técnicas vigentes en Nicaragua.

⊕ Objetivos Específicos

- ✓ Comprobar en el laboratorio la posibilidad de lograr compactaciones mayores del 100% de la densidad AASHTO modificada ensayando materiales provenientes de bancos de materiales locales.
- ✓ Medir el efecto del mayor grado de compactación en el Valor Soporte California (CBR por sus siglas en inglés), de la capa de material triturado.
- ✓ Valorar la influencia de la granulometría de los agregados en el incremento de la densidad y en el Valor Soporte California (CBR) del material, ensayando para esto agregados provenientes de trituración de lava basáltica, de tres bancos actualmente en explotación en el área del pacífico de Nicaragua.

CAPÍTULO 2

Generalidades Sobre los Pavimentos



Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.
Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.
Ing. Luis López Poveda.

2.1 PAVIMENTO

Una estructura de pavimento es un sistema compuesto por capas de materiales cuyas propiedades mecánicas y espesores han sido especificados y dimensionados de manera que las cargas aplicadas por el tráfico sean reducidas y transmitidas a la sub-rasante. Adicionalmente, la estructura debe ser capaz de soportar las condiciones ambientales circundantes.

2.2 Tipos de pavimentos

Estructuralmente hablando existen dos tipos de pavimentos, los flexibles y los rígidos; estos se diferencian por la manera en que transmiten las cargas hacia la sub-rasante. Otra característica evidente que permite clasificar el tipo de pavimento es la capa de rodamiento. De acuerdo con los criterios anteriores los pavimentos se pueden clasificar en los tres grupos siguientes (ver figura N° 1):

- ◆ Pavimentos Flexibles
- ◆ Pavimentos Rígidos
- ◆ Pavimentos Semi – Rígidos

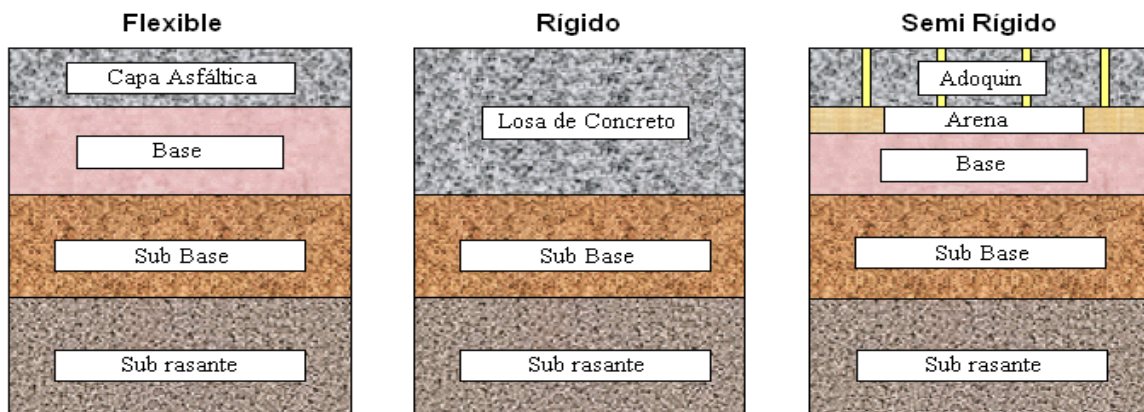


Figura N° 1. Tipos de Pavimentos.

2.2.1 Pavimento flexible

Los pavimentos flexibles distribuyen los esfuerzos aplicados en áreas pequeñas debido a su menor rigidez, por lo que tienden a deformarse y a recuperar su condición una vez que la carga es retirada. Este tipo de pavimentos están compuestos por una capa de rodamiento bituminosa, apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la sub-base.

Existen diferentes tipos de asfaltos y por consiguiente, existen varias formas de construir una capa de rodamiento bituminosa. Los más comunes en Nicaragua son los siguientes:

- ◆ Tratamientos Asfálticos Superficiales
- ◆ Mezcla Asfáltica en Frío
- ◆ Mezcla Asfáltica en Caliente

2.2.2 Pavimento rígido

Los pavimentos rígidos se caracterizan por poseer un alto módulo de elasticidad, que permite que los esfuerzos transmitidos se reduzcan y se distribuya en un área extensa, provocando deflexiones pequeñas. Son aquellos cuya capa de rodadura consiste en una losa de concreto hidráulico, apoyada sobre una capa de base o sub-base.

Debido a lo anterior este tipo de pavimento presenta un desempeño satisfactorio, incluso en condiciones de baja capacidad soporte de las capas subyacentes. Los pavimentos rígidos pueden dividirse en tres grupos:

- ◆ Losa de Concreto Hidráulico Simple
- ◆ Losa de Concreto Hidráulico Reforzado
- ◆ Losa de Concreto Hidráulico Reforzado Continuo

2.2.3 Pavimento semi-rígido

Este tipo de pavimento se refiere principalmente a aquellos que poseen una superficie de rodamiento compuesta por adoquines. Los adoquines se caracterizan por poseer una alta resistencia y desarrollar una transmisión de cargas entre las distintas unidades, gracias a la trabazón entre los bloques. Este sistema por tanto posee una alta capacidad estructural aportada principalmente por los adoquines.

2.3 Comportamiento de los pavimentos flexibles

Dado que en esta monografía se aborda el tema de los pavimentos flexibles y el impacto de la densificación de la capa de base en sus propiedades mecánicas, a continuación se realizará una exposición de los aspectos más relevantes en la composición y el comportamiento de un pavimento flexible y su relación con las actividades de compactación.

2.4 Funciones de las distintas capas de un pavimento flexible

2.4.1 Sub-rasante: Generalmente es el terreno natural en la cual se apoya toda la estructura del pavimento, es decir que no forma parte de la estructura en sí. Sin embargo, la capacidad soporte de la sub-rasante es un factor básico que afecta directamente la selección de los espesores totales de las capas del pavimento. Dado que para materiales de sub-rasante débiles se requerirán espesores de pavimento mayores que para sub-rasantes compuestas por materiales con mejor capacidad soporte. En Nicaragua la capacidad soporte de la sub-rasante se evalúa normalmente por medio del ensayo de CBR.

2.4.2 Capas de relleno o material selecto: es una capa compactada consistente en materiales de procedencia natural o que son sometidos a modificaciones mínimas previo a su utilización en una obra.

El material que compone estas capas debe poseer mejores propiedades que la sub-rasante. El propósito de esta capa es alejar las cargas del tráfico de la sub-rasante mediante un material con costo menor que las capas de base y sub-base.

2.4.3 Capa de Sub-base: Es una capa compactada compuesta por materiales naturales u obtenidos mediante trituración, a través de un proceso de producción controlado para obtener un material con características estructurales adecuadas a un costo razonable. Se diferencia de la capa de base por poseer especificaciones menos restrictivas en cuanto a su plasticidad, graduación y capacidad soporte. Su principal función es proporcionar aporte estructural al pavimento, pero también reduce la migración de finos de las capas inferiores hacia la capa de base.

2.4.4 Capa de Base: Es la capa compactada que se encuentra bajo la superficie de rodamiento. La capa de base es un elemento fundamental del pavimento desde el punto de vista estructural, su propósito consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita los esfuerzos inducidos por el tráfico, en una intensidad apropiada, hacia las capas inferiores. Las especificaciones para los materiales de estas capas requieren una mayor regulación en cuanto a su plasticidad, graduación y resistencia.

La base se construye con materiales granulares procesados en planta o estabilizados, producidos bajo estándares de calidad más estrictos y controlados que la sub-base. Cuando la capa de base es estabilizada químicamente se evita que el agua que logra infiltrar a través de la capa de rodamiento llegue hacia la sub-base y sub-rasante, a la vez se aumenta la capacidad estructural de la base.

2.4.5 Capa de Rodamiento: En el caso de los pavimentos flexibles, está constituida por un material pétreo, al que se adiciona un producto asfáltico que tiene por objeto servir de aglutinante.

Esta capa transmite las cargas inducidas por el tráfico hacia la capa de base en la que se apoya, además que provee una superficie adecuada para el rodamiento del tráfico. También debe poseer la menor permeabilidad posible, con el fin de que el agua superficial drene en su mayor parte sobre ésta, reduciendo la cantidad de agua que llegue a la base. En general, la carpeta de rodamiento de mayor calidad se construye con mezcla asfáltica producida y colocada en caliente.

2.5 Propiedades de los materiales para pavimento

Las capas de base y/o sub-base compuestas por agregados granulares poseen ciertas características que gobiernan su comportamiento, por lo que deben conocerse y entenderse para poder ser aprovechadas. A continuación se describen y comentan algunas de estas propiedades.

2.5.1 Granulometría: La granulometría de los agregados influye de manera directa en muchas de las características y el comportamiento de una capa de pavimento. Un material con granulometría bien graduada produce una capa de pavimento con un menor contenido de vacíos, mayor densidad y capacidad soporte que uno con granulometría uniforme. Esto es posible gracias a que se aumenta el contacto entre las partículas, se reducen los espacios vacíos y se incrementa la resistencia al corte.

Por el contrario un material con granulometría uniforme, es decir aquel cuyas partículas tienen un solo tipo de tamaño, son menos susceptibles ante los efectos de la compactación. Por tanto sus propiedades mecánicas no experimentan grandes cambios a pesar de que se intente densificar el material mediante procedimientos de compactación.

2.5.2 Peso unitario seco máximo: Es la relación que existen entre la magnitud de la masa seca de un material y el volumen que este material puede alcanzar al ser sometido a un esfuerzo de compactación definido. Este valor se determina mediante el pico de la curva de compactación (Proctor) para distintos contenidos de humedad. En esta curva de compactación existe un contenido de humedad óptimo, para el cual la energía de compactación aplicada reduce los vacíos al mínimo e incrementa la densidad al máximo.

Nuevamente la granulometría del material afecta el comportamiento del peso unitario seco máximo de los materiales. Agregados con graduación uniforme producen una curva de compactación plana, es decir que el contenido de agua adicionado al material no incide de manera influyente en la densificación del material. En cambio los agregados bien graduados y no uniformes producen una curva de compactación bien definida, en la cual se puede observar un claro incremento de la densidad en función del contenido de agua del material, hasta alcanzar un máximo, a partir del cual incrementos adicionales de humedad provocan decremento en la densidad.

2.5.3 Plasticidad y susceptibilidad al agua: Se determina mediante los ensayos empíricos de Límite Líquido y Límite Plástico y permiten caracterizar las propiedades de la fracción fina de los suelos. Esta característica permite evaluar el riesgo de expansión-contracción y susceptibilidad al agua de un material, principalmente si contiene altas proporciones de finos plásticos o limosos.

La diferencia entre Límite Líquido y Límite Plástico se conoce como Índice de Plasticidad. Los suelos finos que presentan alto índice de plasticidad son más susceptibles a mostrar cambios de volúmenes y disminución de su resistencia, cuando su contenido de humedad varía de un estado seco hasta uno saturado y viceversa. La susceptibilidad de estos materiales puede ser reducida en cierto grado cuando son compactados, dado que se reduce su permeabilidad.

2.5.4 Valor soporte del suelo: Es un índice de la habilidad relativa de un suelo o roca para soportar las cargas aplicadas por el tráfico. La capacidad soporte de la subrasante está relacionada con el valor soporte o CBR.

2.5.5 CBR (California Bearing Ratio): es la carga requerida para producir una cierta penetración en un suelo con un pistón estándar, expresado como un porcentaje de la carga requerida para introducir el pistón a la misma profundidad en una piedra triturada seleccionada de referencia.

Tanto el valor soporte del suelo como el CBR se determinan mediante ensayos simplificados de laboratorio con cargas estáticas. En estos ensayos se realiza una medición del potencial de resistencia de un material. La experiencia empírica demuestra que estos valores son afectados por la granulometría y compactación de los materiales. De manera que agregados bien graduados y compactados a una densidad alta resultan con altos valores de soporte de suelo.

Sin embargo, este tipo de ensayos no modelan de forma efectiva el comportamiento de las sub-rasantes y materiales de pavimento ante cargas dinámicas y repetitivas. Por tanto, actualmente se han desarrollado procedimientos de ensayos como el Módulo Resiliente que modelan mejor el comportamiento de una capa de pavimento. Aunque no es previsible que dicho procedimiento de ensayo por su complejidad y costo sea utilizado en países de la región, a continuación se presenta la definición de dicho concepto.

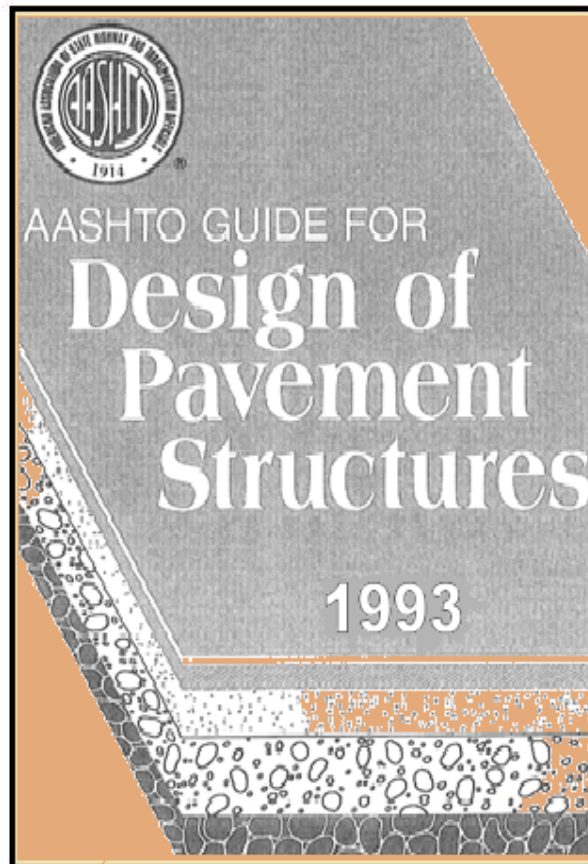
2.5.6 Módulo resiliente: se define como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable; por tanto, este concepto se liga a un proceso de carga repetido. Para el diseño de pavimentos este concepto es más adecuado en la determinación de espesores de capas, dado que permite modelar el comportamiento de deformación y recuperación de los materiales ante cargas dinámicas repetidas. La realización del ensayo se hace siguiendo el estándar AASHTO T 294 – 921.

De las propiedades de los materiales y la caracterización de estos, depende el diseño de un proyecto de carreteras.

Es por eso que en la filosofía de diseño de cualquier método en el ámbito de los pavimentos, toma en cuenta todos los parámetros que antes se describen.

CAPÍTULO 3

Métodos para el Diseño de Pavimentos



DRAFT TRH4: 1996

STRUCTURAL DESIGN OF FLEXIBLE
PAVEMENTS FOR INTERURBAN
AND RURAL ROADS

Pretoria, South Africa, 1996

Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.
Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.
Ing. Luis López Poveda.

3.1 GENERALIDADES: METODO AASHTO y METODO SUDAFRICANO

Las propiedades de los suelos de subrasante de las distintas capas de un pavimento, son de las variables de entrada más importantes en el diseño de un pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes para los materiales aunque estos sean sometidos a tratamientos especiales, tales como estabilización, compactación, etc. Así mismo, es mediante la cuantificación y evaluación de estas propiedades, durante la etapa constructiva, que se logrará establecer la conformidad del producto resultante en contraste con el diseño predefinido.

En la década de los 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad al congelamiento y deshielo (en países con estos ciclos climáticos). Desde finales de la década de los 50, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de la subrasante y se idearon ensayos para caracterizar mejor a estos suelos. Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo y estudio muy amplio de los materiales que abarque todo el tramo del proyecto.

En la actualidad se sigue con los mismos principios de diseño, lo que ha cambiado, es el hecho de caracterizar los materiales con nuevas tecnologías y ensayos de laboratorio más sofisticados.

En este capítulo se hará una comparación de los métodos “Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimento” de la Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO), y el “Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica”. No obstante, se hará énfasis solo en las propiedades y caracterización de los materiales (Modulo Resiliente y/o CBR), ya que estas propiedades son las que permiten entender el comportamiento y desempeño de un pavimento.

Basándose en la caracterización de los materiales, los dos métodos utilizan los mismos ensayos y filosofía para conocer las propiedades elásticas y capacidad de soporte de los materiales.

En el método de la Guía AASHTO, se utiliza el Módulo de Resiliencia para caracterizar las propiedades del material de subrasante. Pero, para los países en vías de desarrollo, la Guía permite utilizar fórmulas que correlacionan el CBR (el cual es un ensayo de fácil realización y poco costoso) con el módulo elástico.

Al conocer el módulo resiliente de la subrasante (suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural), en el método AASHTO se procede al diseño, no importando los espesores de capas del pavimento resultantes, mientras estas protejan a la subrasante de las cargas y condiciones a la que estará expuesta durante su período de diseño.

La similitud con el método de diseño Sudafricano es que éste utiliza los mismos conceptos de caracterización de los materiales de subrasante (Módulo Resiliente), adaptándolo a valores de CBR para países que no cuentan con la tecnología para determinar las propiedades elásticas de los materiales, el cual se resume en un catálogo de diseño donde se toma en cuenta las mejores y más probadas prácticas de diseño.

A través de extensos estudios y pruebas a escala real, la filosofía de diseño del método Sudafricano, no relaciona el valor soporte de la subrasante para el diseño de la estructura del pavimento, si no que mejora las características de la subrasante hasta llevarla a un valor de CBR de 15% (ver tabla N° 3). El espesor de la estructura de pavimento estará determinado por el tráfico a la que va estar sometida y el espesor de carpeta de rodamiento asfáltica dependerá de la base en la cual se apoya.

A continuación se presenta el método de diseño de la Guía AASHTO, bajo el contexto de las propiedades y caracterización de los materiales.

3.2 MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

La “Guía AASHTO para el Diseño de Estructuras de Pavimento”, ha adoptado el Módulo Resiliente (M_R) para evaluar la resistencia de los materiales del pavimento, también toman en cuenta los coeficientes de capas (a_i) y el Número Estructural (SN), que han sido utilizados tradicionalmente en el procedimiento original de la guía.

La guía AASHTO⁵ propone la ecuación que se basa en un modelo de predicción del desempeño del pavimento.

$$\text{Log}_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \text{Log}_{10}(SN + 1) - 0.2 + \frac{\text{Log}_{10} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \text{Log}_{10}(M_R) - 8.07$$

Ecuación N° 1.

Donde:

W_{18} : Número previsto de aplicaciones de carga por eje equivalente de 8.16 ton.

Z_R : Desviación Normal Estándar.

S_o : Error Estándar combinado de la predicción del tráfico y desempeño.

ΔPSI : Diferencia del índice de serviciabilidad inicial (P_o) y Final (P_t).

M_R : Módulo Resiliente (psi).

SN : Número Estructural indicativo del espesor del pavimento requerido.

⁵ **Guide for Design of Pavements Structure.** AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). 1993.

El número Estructural es el indicador de la resistencia del pavimento y está definido por los coeficientes de capa. Estos a su vez están determinados por las propiedades elásticas del material, que se mide por medio del Módulo de Resiliencia.

3.2.1 Propiedades de los materiales

3.2.1.1 Módulo resiliente

Es una medida de las propiedades elásticas del suelo de soporte o cualquier otro material del pavimento, reconociendo ciertas características no lineales de estos materiales. El concepto del Módulo Resiliente se introdujo a partir de 1962 y se define como la relación entre el tensor desviador aplicado (s_d) y la deformación Resiliente o recuperable (e_r) cuando el material es sometido a un pulso de carga dinámica.

Este ensayo fue desarrollado con el fin de estudiar una propiedad que describiera mejor el comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas del tráfico. El paso del eje de un vehículo imparte un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante. Como respuesta a este pulso dinámico, cada capa de pavimento sufre una deflexión. El pulso de solicitudes varía desde un valor muy bajo hasta un máximo en un breve período, en función de la velocidad del vehículo.

La prueba del módulo resiliente es mucho más sensible a las propiedades de los suelos que otros tipos de ensayos que evalúan la resistencia o capacidad soporte de un material. Una de las ventajas de la prueba es que al no romper la probeta, se puede someter ésta a diferentes niveles de tensiones.

Uno de los factores que inciden significativamente en el módulo resiliente, es el contenido de humedad de un suelo. El módulo disminuye notablemente cuando se incrementa el contenido de humedad de una muestra. Esto obliga hacer ajustes de los valores del módulo cuando el pavimento se satura en determinados períodos. Además de la humedad, la temperatura tiene una gran influencia especialmente en zonas sometidas a ciclos de congelación y deshielo.

Es muy difícil asignar de manera generalizada valores típicos de módulo resiliente para cada tipo de suelo. El valor del módulo resiliente no sólo está afectado por variables de tipo de suelo, granulometría, factores constructivos, y contenido de humedad.

Como es de esperar que la subrasante posea contenidos de humedad variables a lo largo del año, es necesario hacer un estudio de la variación de M_R en función de la humedad, para determinar un M_R medio de diseño. El módulo resiliente efectivo toma en cuenta el efecto combinado de los diferentes Módulos que presenta la subrasante durante las estaciones climáticas del año.

En muchos países (incluido Nicaragua), no se cuenta con la tecnología suficiente, ni el personal técnico de laboratorio adecuado para determinar el Módulo Resiliente de los materiales y suelos. Debido a esto es que se sigue utilizando el método del CBR (Capacidad de Soporte California) para caracterizar los materiales que conforman la estructura del pavimento, aún cuando éste método fue reemplazado en el año 1986 como método de diseño de la Guía de Diseño AASHTO.

3.2.1.2 Valor Soporte California (CBR)

El método CBR para el diseño de pavimentos se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento para protegerlo de las solicitudes del tráfico.

La prueba consiste en medir la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 3 pulg² de área de una probeta de 6 pulg. (15 cm.) de diámetro y 5 pulg. (12.5 cm.) de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min (0.05 pulg/min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón.

Cuando no se cuenta con el equipo necesario para realizar el ensayo de Módulo Resiliente, la Guía AASHTO proporciona una ecuación de correlación para su estimación. La ecuación de correlación recomendada por el método en la Guía AASHTO de diseño es la siguiente:

- ◆ Para materiales de Subrasante con CBR igual o menor a 7.2 %.

$$M_R = 1,500 \times CBR \quad \text{Ecuación N}^\circ 2.$$

De esta manera se obtienen valores aproximados del Módulo Resiliente tomando como parámetro los valores de CBR de los materiales.

Los parámetros antes descritos, son de gran importancia al momento de diseñar una estructura de pavimento, ya que de ello depende tener el conocimiento necesario de las propiedades de los materiales que conformarán la estructura de pavimento. Si se tiene certeza de las características de estos materiales, el resultado será un diseño óptimo que cumpla con todas las demandas y exigencias.

Al igual que el método de AASHTO, los otros métodos de diseño de pavimentos existentes tienen como filosofía fundamental conocer las características de los materiales, ya que es el dato inicial que debe conocerse para empezar el diseño de un proyecto carretero. Tal es el caso del Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica, el cual se expone en los párrafos que siguen.

3.3 METODO DE DISEÑO MECANÍSTICO DE SUDAFRICA

Este método, se basa en la determinación de los parámetros de respuesta del pavimento (Rigideces, Esfuerzos y Deflexiones o desplazamientos en cada capa), por medio de la suposición de que el conjunto de capas del pavimento se comporta de acuerdo a la teoría de multi-capas lineales-elásticas.

A partir del conocimiento de la estructura del pavimento, las propiedades de los materiales y los mecanismos de comportamiento del pavimento, es posible deducir qué tipo de fallas es probable que se presenten y por consiguiente predecir dónde y cuándo.

La filosofía de diseño estructural de éste método, es proteger, utilizar y mejorar la capacidad soporte del material de subrasante del sitio, de modo que el pavimento sea capaz de cumplir el Objetivo de Servicio.

Este método se resume en un catálogo de diseño (ver anexo A), donde se toma en cuenta las mejores y más probadas prácticas de diseño desarrollado en Sudáfrica para los tipos de pavimentos y materiales utilizados.

Los diseños que se presentan en el catálogo han sido validados a escala real por el HVS (Heavy Vehicle Simulator) o Simulador de Vehículo Pesado.

3.3.1 Propiedades y caracterización de los materiales

3.3.1.1 CBR y diseño para la subrasante

Los sudafricanos a nivel investigativo y de aplicación en los laboratorios de su país utilizan el Módulo Resiliente de los materiales para caracterizar y diseñar las estructuras de pavimento. Sin embargo, en el catálogo de diseño lo relacionan a valores de CBR.

En el método Sudafricano se clasifican los materiales de subrasante en función del valor del CBR en estado saturado a una densidad representativa. Sin embargo, dado que su uso en regiones secas puede ser sobre-conservador, se aconseja en estos casos adoptar un CBR en estado no saturado. Por razones prácticas la capacidad de soporte de diseño de la subrasante dada en el catálogo, se limita a cuatro clases, ver Tabla N° 3.

Tabla N° 3. Clasificación del CBR de la Subrasante⁶

Clases	CBR de la Subrasante
SG1	Más de 15
SG2	7 a 15
SG3	3 a 7
SG4	Menos de 3 ⁷

El CBR de la subrasante dentro de ciertos rangos tiene la misma influencia en el diseño de espesores. Es decir que la diferencia en los espesores de pavimentos no es considerable dentro de cierto rango de valores de CBR de la subrasante. Esto se ha verificado mediante una gran cantidad de estudios y ha permitido simplificar el procedimiento de diseño.

⁶ (SADOT) South African Department of Transport.. TRH 4.

⁷ Requiere tratamiento especial (estabilización química o mecánica).

3.3.1.2 Capas de material selecto

Normalmente el suelo de la subrasante en el sitio será escarificado y recompactado hasta una profundidad de 150 milímetros y se agregarán una o dos capas de material selecto. Para los diseños de las categorías de carretera A (Autopistas Interurbanas), B (Colectoras Interurbanas, Carreteras Rurales) y C (Rurales ligeramente traficadas), en el catálogo se asume que la subrasante se lleva a un estándar de soporte igual al de un material con un CBR mínimo de 15 (denominado G7), ver Tabla 4.

Para los diseños de la categoría D (Calles de Acceso), en el catálogo se asume que serán soportados por una fundación de material G9 (material con CBR mínimo de 7). Las capas selectas mostradas en el catálogo para los diseños de pavimento de la categoría D, con resistencia más baja que la subrasante en el sitio, pueden omitirse a condición de que exista la resistencia adecuada sobre la profundidad total del pavimento.

Tabla N° 4. Preparación de la subrasante y capas requeridas de material selecto para las categorías A, B y C⁸.

Clase de CBR	SG4	SG3	SG2	SG1
CBR de diseño de la subrasante	< 3	3 – 7	7 – 15	> 15
Capas selectas agregadas: Superior Inferior	No aplicable	150 mm G7 150 mm G9 ⁹	150 mm de G7 -	-
Tratamiento de la subrasante en el sitio	Requiere tratamiento especial	Desgarrar y recompactar hasta 150 mm de G10	Desgarrar y recompactar hasta 150 mm de G9	Desgarrar y recompactar hasta 150 mm de G7 ¹⁰

⁸ (SADOT) South African Department of Transport.. TRH 4.

⁹ Si la subrasante en el sitio está muy húmeda o en una región húmeda, debe ponerse una capa adicional de 150 mm de G9.

¹⁰ Material con un CBR mínimo de 15.

En éste catálogo la capacidad de soporte de la subrasante no se utiliza para determinar los espesores estructurales, como se acostumbra en los otros métodos de diseño. El espesor de las diferentes capas se determina en función de la Capacidad de Soporte que requiere el pavimento para soportar el Espectro del Tráfico (ESAs).

En el caso de aplicar análisis mecánicos rigurosos, el Módulo de Resiliencia es una característica esencial de los materiales, que se utiliza en la predicción de las respuestas del pavimento en los sistemas de multicapas elásticas.

3.3.1.3 Materiales granulares

Las capas construidas con materiales granulares pueden ser utilizadas en la base, subbase y/o capas de material selecto de los pavimentos. El Módulo Elástico Efectivo de capas granulares es una función del módulo de la capa de soporte y del entrelazamiento de las partículas que se logra durante la construcción de la capa.

La deformación permanente acumulativa es causada por las cargas repetitivas, las cuales provocan a la vez una estabilidad inadecuada. Ambos tipos de daños están relacionados a la resistencia por cortante del material. Para proteger la capa deben limitarse los esfuerzos por cortante.

3.3.1.4 Materiales estabilizados

En el caso de materiales estabilizados con cal o cemento, se ha establecido que sus propiedades como una capa de soporte de carga también cambian con el tiempo, de acuerdo al incremento del tráfico. Se han definido cuatro etapas en las que el Módulo Resiliente disminuye progresivamente.

- ◆ **Primera etapa:** Antes del agrietamiento, el material se encuentra intacto y bien cementado.
- ◆ **Segunda etapa:** Se forman bloques grandes, como consecuencia de la contracción del material al secarse.
- ◆ **Tercera etapa:** El tráfico produce un mayor agrietamiento, provocando que los bloques disminuyan de tamaño y se produce una sensible reducción del Módulo Elástico.
- ◆ **Cuarta etapa:** Aun cuando existen grietas, todavía existe un buen entrelazado y transferencia de carga entre los bloques, por lo que el pavimento tendrá un período remanente de vida.

En la figura se presenta de una manera gráfica las fases que presentan los materiales estabilizados, ya sea con cal o cemento durante el transcurso del tiempo.

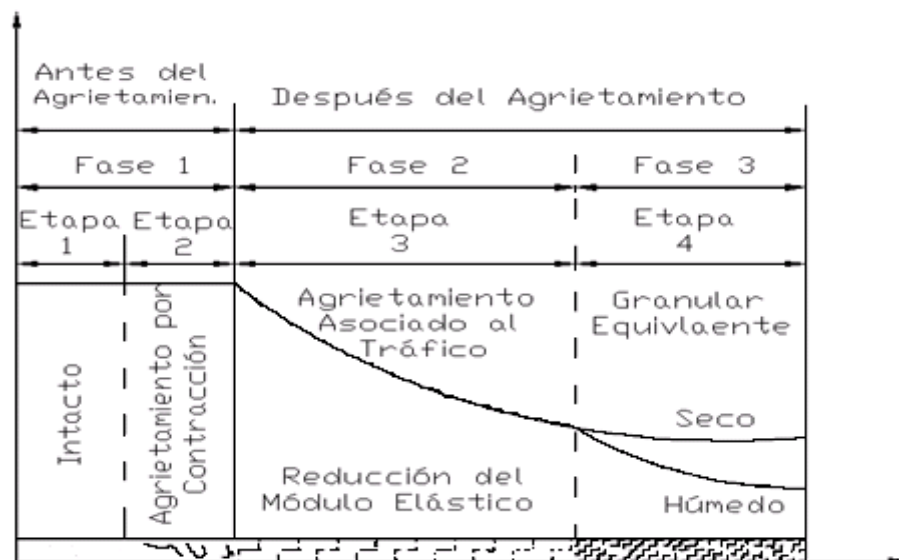


Figura N° 2. Ciclo de Vida Estructural de las Capas Estabilizadas¹¹.

¹¹ (SADOT) South African Department of Transport.. TRH 4.

3.3.1.5 Materiales bituminosos

Las mezclas con materiales bituminosos, al someterlas a solicitaciones repetidas, pueden fallar por agrietamiento, fatiga, deformación o ambas. El Módulo Elástico de estos materiales depende de la rigidez del bitumen, las relaciones volumétricas, los agregados y los vacíos en la mezcla.

El criterio de falla por fatiga, para las capas bituminosas, se basa en la limitación del esfuerzo de tensión máximo, en la fibra inferior de estas capas, a un número que depende del número de repeticiones a ser sostenidas. En las mezclas de bases tratadas con bitumen, además del agrietamiento por fatiga causado por la flexión, también es probable algún grado de deformación. Ésta se controla por medio de restricciones en las especificaciones de la mezcla.

En el método de diseño de pavimentos de Sudáfrica, por ser un sistema mecánico, se puede predecir el comportamiento estructural del pavimento, teniendo conocimiento de las características de cada uno de los materiales que conforman el paquete estructural.

En la tabla N° 5, se presenta un resumen en donde se plantean las respuestas críticas de la estructura del pavimento, ubicación y tipo de daño de acuerdo al tipo de material colocado en cada capa.

Tabla Nº 5. Comportamiento Estructural Mecanístico del Pavimento¹².

Capa	Material	Respuesta Crítica	Ubicación	Daño
Carpeta	Bituminoso	Deflexión en la Carpeta (d)	Parte Superior	Agrietamiento por Fatiga
		Esfuerzo de Tensión Horizontal (e_h)	Parte Inferior	
Base	Tratada con cemento o cal	Esfuerzo Vertical (s)	Parte Superior	Aplastamiento, Agrietamiento por Fatiga, Fatiga Efectiva
		Esfuerzo de Tensión Horizontal (e_h)	Parte Inferior	
	Bituminoso	Esfuerzo de Tensión Horizontal (e_h)	Parte Inferior	
	Granular o Equivalente	Esfuerzos Principales (s_1, s_2)	Parte Media	
Subbase	Tratada con Cal o Cemento	Esfuerzo Vertical (s)	Parte Superior	Formación de Ahuellamiento como resultado de la deformación de la capa
		Esfuerzo de Tensión Horizontal (e_h)	Parte Inferior	
	Selecta	Tensión Vertical (e_v)	Parte Superior	
Subrasante	Selecta o Natural	Tensión Vertical (e_v)	Parte Superior	Formación de Ahuellamiento como resultado de la deformación de la capa

De otra manera, debe concluirse que cualquier método de diseño que se emplee, es sumamente necesario conocer las propiedades de los materiales a través de la caracterización de éstos, para que puedan tomarse decisiones acertadas al momento del diseño.

¹² (SADOT) South African Department of Transport.. TRH 4.

CAPÍTULO 4

Compactación, Ensayos y Especificaciones



Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.
Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.
Ing. Luis López Poveda.

4.1 DEFINICION

La compactación de suelos es una de las actividades más importantes durante la ejecución de actividades de construcción de fundaciones o pavimentos. Consiste en la densificación de un material colocado como una capa bajo el efecto de la aplicación de una energía de compactación mecánica.

Esta acción permite reducir los espacios vacíos entre las partículas que componen el esqueleto del material, aumentando el contacto entre los granos y mejorando la trabazón, lo cual conduce al desarrollo de una mayor resistencia al corte, disminución de la permeabilidad y compresibilidad por parte del material.

4.2 Importancia

La compactación es un procedimiento utilizado para mejorar la capacidad soporte de un suelo, material de relleno para presas, terraplenes, caminos, etc. Producto del aumento del volumen y magnitud de las cargas del tráfico alrededor del mundo moderno, esta técnica ha proporcionado una herramienta que ha permitido la construcción de vías capaces de soportar estas cargas.

Para las aplicaciones en pavimento algunos de los beneficios que se obtiene mediante la compactación de sus capas son¹³:

- ◆ Aumento de la resistencia mecánica
- ◆ Disminución de la compresibilidad
- ◆ Reducción de la permeabilidad
- ◆ Reducción de la erosionabilidad

¹³ Rico, A. y del Castillo, H. (1976). La Ingeniería de los Suelos en las Vías Terrestres, No. 1, LIMUSA.

El incremento de la resistencia de las capas de pavimento permite que estos soporten las cargas aplicadas sin fallar de manera inmediata, y que soporten cargas repetidamente hasta cumplir con un periodo de diseño establecido. La disminución de la compresibilidad permite que las cargas continuas del tráfico no deformen de manera permanente y considerable el pavimento. Además el pavimento adquiere un comportamiento resiliente, es decir que se deforma al ser sometido a una carga y al retirarse ésta recuperar su estado inicial, hasta una cantidad definida de repeticiones.

4.3 Desarrollo del procedimiento de ensayo

En 1933 el Dr. R. R. Proctor propuso un procedimiento de ensayo para reproducir en laboratorio las condiciones de compactación de los suelos. La prueba consistía en compactar el suelo en tres capas dentro de un molde de forma y dimensiones definidas. Se aplicaban 25 golpes en cada una de estas capas con un mazo de 2,5 kg (5.5 libras) de masa, que se dejaba caer libremente desde una altura de 30,5 cm (12 pulgadas) en un molde con un diámetro de 10,0 cm (4 pulgadas). La energía era impartida a una masa de material con volumen de 944 cm^3 y equivalía a 600 KN-m/m^3 .

La información empírica obtenida mediante dicho ensayo permitió establecer que para una determinada energía de compactación existe una relación entre la densificación de los suelos y el contenido de humedad. De manera que en la medida que aumentaba la humedad se incrementaba la densidad, hasta llegar a un valor máximo. Una vez alcanzada esta densidad máxima, el incremento de la humedad produce una reducción en la densidad. Lo anterior demostró que para una energía de compactación específica, cada suelo requiere un contenido óptimo de humedad para alcanzar su densidad seca máxima.

Actualmente el ensayo Proctor estándar se encuentra normalizado con algunas variantes en distintos países y por distintas instituciones.

Las variaciones están relacionadas con el volumen de la muestra y cantidad de golpes, pero la energía de compactación se mantiene en $600 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$. La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales de Transporte (AASHTO por sus siglas en inglés) ha adoptado el ensayo bajo el estándar AASHTO T 99. Mientras que la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM por sus siglas en inglés) la ha incluido como el estándar ASTM D 698.

Durante la Segunda Guerra Mundial del siglo pasado se desarrollaron equipos y procedimientos constructivos que producían mayores densidades en campo, como respuesta a la necesidad de mayor capacidad soporte que demandaban las pistas de aterrizaje y pavimentos que se estaban construyendo entonces. Consecuentemente se desarrolló en laboratorio una versión modificada del procedimiento Proctor, para representar de una mejor manera la compactación requerida para estas nuevas aplicaciones. Esta nueva versión utiliza una energía de compactación mayor ($2,700 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$). El mazo se ha modificado de forma que su altura de caída sea de 45,7 cm (18 pulgadas) y su masa de 4,54 kg (10 libras). El nuevo estándar se denomina AASHTO T 180 o AASHTO modificado.

4.4 Funcionamiento del proceso de densificación

Existen varios factores que inciden en la obtención de una capa de material con alta densidad y capacidad de soporte. Los parámetros fundamentales que gobiernan la compactación son la humedad, la energía suministrada por unidad de volumen (energía específica); sin olvidar la forma en que dicha energía se aplica (estática o dinámica). También existen factores relacionados con las propiedades de los materiales como la granulometría y plasticidad. A continuación se comentan los factores que afectan el proceso de densificación de los materiales durante la compactación.

4.4.1 Granulometría de los materiales

La distribución del tamaño y proporción de las partículas de los agregados de un material es uno de los factores que tiene mayor influencia en las características y el modo en que se comportará como un material de pavimento. Un material bien graduado y no uniforme puede alcanzar un alto grado de densificación, resistencia al corte, impermeabilidad y reducción de su deformabilidad.

Para estudiar la graduación de los materiales en laboratorio se utiliza el ensayo de granulometría, a través del cual se expresan en porcentajes las proporciones acumuladas de las partículas que pasan una serie de tamices. Otra característica que se estudia como parte de un ensayo de granulometría son el tamaño máximo y el tamaño máximo nominal de los agregados. Estos dos conceptos se definen de la siguiente forma:

4.4.1.1 Tamaño máximo: es el tamiz más pequeño a través del cual pasa el 100 % de la muestra.

4.4.1.2 Tamaño máximo nominal: es el tamiz más grande que retiene algunas de las partículas del agregado, siempre y cuando este porcentaje no sea mayor del 10 %.

De manera general se reconoce que la granulometría más deseable para una aplicación en pavimentos es aquella que produzca la mayor densidad posible del material compactado. Para que esto sea posible la granulometría del material debe permitir que las partículas se acomoden de modo que los granos pequeños ocupen los vacíos existentes entre los granos mayores, lo cual reduce los vacíos en el material.

Con el fin de asegurar que los agregados producidos para aplicaciones de pavimentos posean una graduación densa, se han desarrollado especificaciones de granulometría, basadas en experiencia empírica que restringen las proporciones de material para cada una de las mallas. Las “Especificaciones Nicaragüenses para construcción de carretera y puentes (NIC-2000)”, establecen especificaciones para capas de base y sub-base (ver tabla N° 6).

Tabla N° 6. Granulometría para sub-base y base¹⁴.

Abertura	Porcentaje por peso pasando la malla cuadrada				
	AASHTO T 27 v AASHTO T 11				
	Requerimientos de Granulometría				
	A (Sub-base)	B (Subbase)	C (Base)	D (Base)	E (Base)
63 mm	100				
50 mm	97 – 100	100	100		
37.5 mm		97 – 100	97 – 100	100	
25 mm	65 – 79 (6)			97 – 100	100
19 mm			67 – 81 (6)		97 – 100
12.5 mm	45 – 59 (7)				
9.5 mm				56 – 70	67 – 79 (6)
4.75 mm	28 – 42 (6)	40 – 60 (8)	33 – 47 (6)	39 – 53	47 – 59 (7)
425 μm	9 – 17 (4)		10 – 19 (4)	12 – 21	12 – 21 (4)
75 μm	4 – 8 (3)	0 – 12 (4)	4 – 8 (3)	4 – 8 (3)	4 – 8 (3)

() Desviación (±) permisible

En 1907 Fuller y Thompson desarrollaron una ecuación para describir una granulometría de densidad máxima. Dicha ecuación se continúa utilizando hasta hoy como referencia para la obtención de granulometrías densas. La ecuación es la siguiente:

$$P = \left(\frac{d}{D} \right)^n \times 100 \quad \text{Ecuación N° 3.}$$

¹⁴ Especificaciones Nicaragüenses para construcción de carretera y puentes (NIC-2000).

Donde:

P = porcentaje de agregado que pasa el tamiz

d = tamaño de agregado considerado

D = tamaño máximo de agregado utilizado

n = parámetro de ajuste de la curva

La literatura existente indica que cuando “n” tiene un valor de 0.45 los materiales son capaces de alcanzar las máximas densidades cuando se compactan. Esta ecuación es utilizada principalmente para materiales de base triturado y para el diseño de mezclas asfálticas, en las que se requiere graduaciones densas.

4.4.2 Energía de compactación

La energía de compactación es uno de los factores principales que incide en la densificación de un material. Es una energía mecánica externa aplicada al material de distintas formas, como amasado, presión estática o impacto. La efectividad de la compactación depende de la cantidad de energía suministrada al material por unidad de volumen, conocida como “energía específica”.

La energía específica trabaja sobre el esqueleto pétreo del agregado reduciendo los espacios vacíos entre las partículas.

En laboratorio, para estimar la energía de compactación de cualquier material o suelo, aplicada mediante el ensayo Proctor, se hace uso de la siguiente fórmula.

$$E_e = \frac{N \times n \times W \times h}{V}$$

Ecuación N° 4.

Donde:

E_e = Energía específica.

N = Número de golpes por capa.

n = Número de capas de suelo.

W = Peso del pisón.

h = Altura de caída libre del pisón.

V = Volumen del suelo compactado.

Los datos que determinan la energía específica en la prueba, fueron establecidos originalmente por Próctor como los adecuados para reproducir los pesos específicos secos que podían lograrse económicamente (es decir, con un número moderado de pasadas) con el equipo comercialmente disponible en aquella época.

Debido al rápido desarrollo del equipo de compactación de campo comercialmente disponible, la energía específica de compactación en la prueba Próctor Estándar, ya no representó en forma adecuada las compactaciones mayores que podían lograrse con los nuevos equipos que fueron desarrollados (más grandes y pesados).

Esto condujo a una modificación de la prueba, aumentando la energía de compactación. En la gráfica (ver figura N° 3), se representa el incremento de la densidad seca debido a la evolución del método. A éste nuevo estándar se le llamo “Próctor Modificado”. Para un mismo material se puede observar que con el ensayo modificado se requiere un menor contenido de humedad para alcanzar la densidad máxima, en comparación con el ensayo estándar. Es decir que el ensayo modificado densifica con mayor eficiencia los materiales.

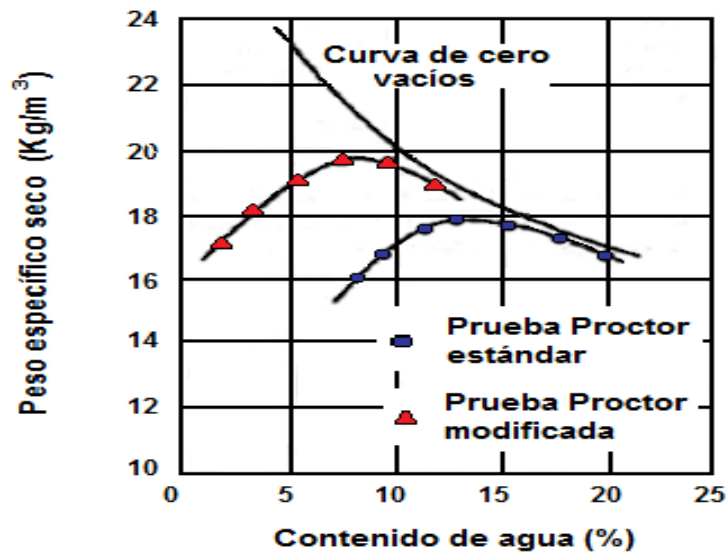


Figura N° 3. Gráfica de curvas de Compactación.

4.4.2.1 Efecto de la intensidad de la energía específica de compactación

La intensidad de la energía de compactación aplicada por unidad de volumen afecta el comportamiento de la curva de compactación de los materiales. En la medida en que se incrementa la energía específica, la efectividad de la compactación aumenta, de modo que disminuye el contenido de agua requerido para alcanzar una densidad seca determinada. De este modo se observa que la curva de compactación va a desplazarse hacia mayores densidades y menores humedades óptimas.

4.4.2.2 Lubricación y expulsión de aire

Es bien conocido que para facilitar la expulsión del aire del material que se compacta, se puede utilizar agua como lubricante, que permite vencer la fricción entre los granos para que las partículas se desplacen entre sí hasta acomodarse en un estado denso.

El fenómeno de compactación se explica entonces mediante la lubricación de las partículas y la aplicación de una energía específica a un volumen de material dado. Este volumen de material se encuentra compuesto por una fase sólida (el agregado) y una fase fluida (agua y aire).

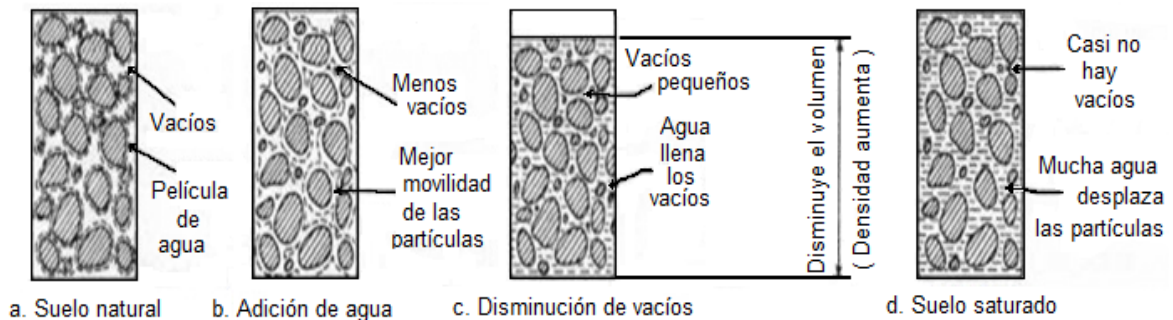


Figura N° 4. Proceso en la densificación del material.

Gracias al ensayo Proctor se llegó a entender la manera en que opera el mecanismo de compactación en un material. La curva de compactación representa una serie de puntos graficados, teniendo en el eje de las abscisas el contenido de humedad y en las ordenadas la densidad seca del material para cada contenido de humedad. Además, la curva está compuesta por una rama seca, un punto de contenido óptimo de humedad y densidad máxima y una rama húmeda (como se ilustra en la figura N° 3).

4.5 Rama seca de la curva de compactación

En esta etapa se parte de un contenido de humedad relativamente seco. El material puede poseer un contenido de humedad menor o relativamente mayor que el porcentaje de absorción del material. De modo que no se ha desarrollado una película de agua entre las partículas.

El diagrama de fase está entonces compuesto por la fase sólida, consistente en un esqueleto de agregados que se encuentran en contacto, pero la fricción entre los granos dificulta el deslizamiento entre estos.

Entre las partículas existirán volúmenes vacíos interconectados con un alto porcentaje de aire y un porcentaje de agua menor (fase fluida).

En esta condición la adición progresiva de agua al material modificará la relación de volumen ocupado entre agua y aire, aumentando el espesor de la película de agua alrededor de las partículas, produciendo un efecto lubricante entre éstas. Gracias a este efecto la aplicación de la energía de compactación logrará que las partículas se desplacen entre sí de manera más efectiva y que el aire sea expulsado a través de aquellos poros que se encuentren interconectados.

4.6 Contenido de humedad óptima y densidad seca máxima

En la medida en que las partículas se acomoden y se reduzcan los vacíos con aire en el material la composición volumétrica del material llegará a un estado límite e ideal. En este estado el contacto entre las partículas habrá llegado al máximo y los vacíos con aire se habrán reducido al mínimo posible. Se ha alcanzado en este estado la densidad seca máxima y la humedad óptima de compactación del material.

4.7 Rama húmeda de la curva de compactación

La rama húmeda de la curva de compactación inicia después del punto de humedad óptima. La película de agua alrededor de las partículas llega a ser continua y aísla los poros que se encontraban comunicados, de manera que el poco aire remanente forma burbujas aisladas entre sí.

En este estado el aumento de agua adicional no promoverá más el incremento de densidad para una misma energía específica de compactación. Esto se debe a que ya no puede expulsarse más aire fuera del material, debido a que las burbujas se encuentran aisladas y se desplazan de forma individual dentro de la masa de agregados.

4.8 Comportamiento de los distintos tipos de suelos ante la compactación

Los suelos y materiales de pavimento se comportan de forma distinta ante los esfuerzos de compactación que reciben en función de su naturaleza o clasificación. También se ven afectados por el modo en que se imparte la energía de compactación (estática, dinámica o amasado).

El comportamiento de los materiales se puede diferenciar de manera simplificada para dos grupos esenciales:

4.8.1 Suelos granulares: En este grupo corresponden los suelos con estructura granular, como las gravas, arenas y limos no plásticos que son poco susceptibles al agua.

Los suelos granulares poseen una estructura simple de partículas que desarrollan un acomodo y trabazón entre sí, que depende de su granulometría y la compactación aplicada. Por tanto el comportamiento de estos materiales al ser sometido a una energía de compactación es producir otra estructura simple con mayor densidad.

Dado que estos materiales son muy estables ante la adición o pérdida de agua, no sufren cambios de volumen (hinchamiento o retracción) que afecten su densidad y resistencia, al encontrarse en servicio bajo las condiciones ambientales predominantes. De modo que mientras más se compacten estos materiales usualmente se producen estructuras menos compresibles y más resistentes.

4.8.2 Suelos arcillosos o limosos: Consiste en los suelos de estructura laminar, como las arcillas y limos plásticos que son susceptibles al agua, dado que reaccionan química y eléctricamente con ésta.

Los suelos finos arcillosos o limosos poseen una estructura más compleja, debido a que pueden contener una proporción de partículas granulares que se comporta del modo que se explicó antes; sin embargo, su comportamiento es modificado por la presencia de un alto porcentaje de partículas finas de estructura laminar, que tienden a organizarse en grupos o grumos.

La atracción entre las partículas arcillosas, cargadas negativamente y los iones del agua cargados positivamente ocurre de tal modo que cada suelo cohesivo llega a poseer un valor inherente de absorción de agua. De manera que para compactar el material deberá proporcionarse al mismo la cantidad de agua que permita compactar el esqueleto granular, pero además deberá suministrarse el agua de absorción que requiere la fracción arcillosa. Es por este motivo que el contenido óptimo de agua que requieren los suelos arcillosos es mayor que el de los suelos granulares.

Por tanto, el comportamiento volumétrico de los suelos arcillosos depende de los movimientos y acomodos de las partículas granulares y de las propiedades de expansión y contracción de las arcillas y limos. Debido a lo anterior en condiciones controladas en las que se alcance la humedad óptima estos materiales pueden mejorar su comportamiento estructural, reducir su permeabilidad y sensibilidad al agua.

Sin embargo, a diferencia de los materiales granulares, estos materiales son susceptibles a experimentar cambios de volúmenes en presencia de agua. En presencia de agua abundante durante periodos prolongados de tiempo las partículas laminares tienden a absorber y retener agua, aumentando el volumen del material y provocando la disminución de su capacidad soporte.

Por otro lado, al ser sometido a secado estos materiales finos se agrietan como producto de la contracción que provoca la pérdida de volúmenes significativos de agua.

4.9 Eficacia de la compactación aplicada

La compactación puede ser aplicada de cuatro maneras distintas; por presión estática, por manipulación, por impacto y por vibración. La puesta en práctica de cada una de estos modos de compactación, dependerá del tipo de material que se desee densificar.

4.9.1 Por presión estática: Consiste en aplicar un peso sobre la superficie del suelo, esto produce la consolidación de las partículas entre si y su acomodo en nuevos enlaces más estables dentro del material. El efecto que produce un peso aplicado sobre el material se traduce en una presión sobre su superficie que se transmite hacia el interior y se distribuye en forma de bulbo, cuyo valor disminuye de forma exponencial con la profundidad y tiene un efecto de compactación limitado, sobre todo en terrenos granulares donde un aumento de la presión normal repercute en el aumento de las fuerzas de fricción internas. Debido a esto, in situ, con suelos no granulares se aplica compactación estática a capas de poca profundidad.

4.9.2 Por impacto: También llamada compactación dinámica. Utiliza una fuerza de impacto repetido sobre la superficie a compactar. Trabaja únicamente según el principio de que un cuerpo que choca contra una superficie, produce una onda de presión que se propaga hasta una mayor profundidad de acción que una presión estática, comunicando a su vez a las partículas una energía oscilatoria que produce un movimiento de las mismas. Depende del peso que se utilice y la altura desde la que se le deja caer. Es aplicable para suelos de diferentes granulometrías exceptuando los suelos finos cohesivos.

4.9.3 Por vibración: La compactación por vibración es la más utilizada en la actualidad para la mayoría de las aplicaciones. Se trabaja mediante una rápida sucesión de impactos contra la superficie del terreno, propagando hacia abajo trenes de ondas de presión que producen en las partículas movimientos oscilatorios, eliminando la fricción interna de las mismas que se acoplan entre sí fácilmente y alcanzan densidades elevadas. Es pues, un efecto de ordenación en que los granos más pequeños rellenan los huecos que quedan entre los mayores. Los materiales granulares son los que mejor se compactan bajo el efecto del vibrado.

4.9.4 Por Amasado: Es el producido por tensiones tangenciales que redistribuyen las partículas para de esta manera aumentar su densidad. También se producen esfuerzos en dos sentidos, vertical y horizontal, obligando al material a deformarse en más de una dirección. Esta forma de compactación es efectiva en suelos finos cohesivos. En campo la maquinaria que mejor reproduce esta fuerza de compactación es el rodillo con protuberancias o “Pata de Cabra”.

4.10 Ensayos aplicables

Se mencionó anteriormente que los estándares de ensayos para compactar los materiales en el laboratorio, varían en su aplicación de acuerdo a las diferentes organizaciones que norman y publican los procedimientos de ensayos (ASTM, AASHTO, etc.). A continuación se expondrá el procedimiento de ensayo Proctor modificado, publicado por AASHTO como AASHTO T-180 método D. Se ha elegido este ensayo modificado principalmente por ser aplicado para capas de base y materiales de los que se desean altas capacidades soporte.

4.10.1 AASHTO modificado (Método D)

Este método de ensayo se aplica a suelos que poseen 30 % ó menos del material retenido en el tamiz de 19.0 mm (3/4 de pulgada). Se compacta la fracción de la muestra que pasa el tamiz de 19.0 mm.

La fracción de material retenida en este tamiz no es utilizada para el ensayo de compactación, sino que se utiliza en un ensayo complementario y mandatorio a partir del año 1987 conocido como corrección por sobre-tamaño, según lo establecido en el estándar ASTM D 4718.

A la muestra de material que pasa el tamiz de 19.0 mm se le adiciona un contenido de agua, luego la muestra es colocada en cinco capas dentro de un molde de dimensiones establecidas, cada capa se compacta con 25 ó 56 golpes de un mazo de 10 lbf (44.5 N). El mazo utilizado para este propósito es dejado caer desde una altura de 18 pulgadas (457 mm), sometiendo al suelo a un esfuerzo de compactación de alrededor de 2,700 KN-m/m³.

El procedimiento anterior es repetido para un número suficiente de muestras con distintos contenidos de agua. A cada una de estas muestras se le determina el peso unitario seco resultante y su humedad, para de este modo establecer la relación entre el peso unitario seco y el contenido de agua del suelo. Esta información, cuando se grafica, representa una relación curvilínea conocida como la curva de compactación (ver fig. N° 3). Los valores de contenido óptimo de agua y peso unitario seco máximo modificado son determinados a partir de la curva de compactación.



Figura N° 5. Molde y Mazo Modificado.

4.10.1.1 Comparación con el método de ensayo Sudafricano

Los sudafricanos han desarrollado una particular filosofía para el diseño de pavimentos que diverge con otros sistemas de diseño (AASHTO), pero también coinciden en muchos conceptos y definiciones. Con respecto a los métodos de compactación, presentan algunas adaptaciones, pero el procedimiento general del ensayo es el mismo.

Las especificaciones de Sudáfrica denominan el proceso de densificación como BS Heavy, BS1377: Part 4: 1990¹⁵. Este ensayo es equivalente a la versión AASHTO T 180 del ensayo Proctor, en cuanto al procedimiento en el laboratorio.

4.10.2 Relación Soporte California (AASHTO T-193)

La compactación es un procedimiento que mejora las propiedades de los materiales, una de estas, es la capacidad de soporte del suelo (CBR). En el laboratorio se obtiene este dato aplicando el procedimiento del estándar AASHTO T-193.

¹⁵ Laboratory Testing Manual. Central Laboratory, Dar es Salaam June, 2000.

Este método de ensayo está ideado para determinar el CBR de un material al contenido óptimo de humedad o a un rango de humedad, determinado a partir de un ensayo de compactación especificado y una masa unitaria seca especificada. La masa unitaria seca usualmente se expresa como un porcentaje de la masa unitaria seca máxima, determinada a partir de los ensayos de compactación T 99 ó T 180.

También se utiliza para evaluar la resistencia potencial de materiales para capas de subrasantes, subbase y base, incluyendo materiales reciclados para uso en pavimentos de carreteras y pistas de aterrizaje.

El valor de CBR obtenido en este ensayo forma parte integral de varios métodos de diseños de pavimentos flexibles.

El CBR puede ser determinado para un contenido óptimo de humedad y para un esfuerzo de compactación específico. La masa seca especificada normalmente es la que se alcanza siguiendo en el proceso de ensayo de compactación de acuerdo al estándar AASHTO T 99 ó 180.



Figura N° 6. Equipo para ensayo CBR.

4.10.2.1 Comparación con el método de ensayo Sudafricano

El estándar sudafricano, coincide en muchos conceptos y definiciones con el estándar publicado por AASHTO, pero también presenta algunas variaciones en cuanto a la implementación de los valores de CBR para el diseño. En Sudáfrica se denominan éste procedimiento de ensayo de CBR como BS1377: TMH1: method A8: 1986.¹⁶

El método de diseño Sudafricano determina el valor del CBR en laboratorio para condiciones de humedad óptima y sin saturar las muestras, al momento de diseñar pavimentos en regiones con clima seco. Dado que en estas regiones la probabilidad de que los materiales sean sometidos a largos periodos de saturación son menores. Esto conduce a un beneficio desde el punto de vista económico al obtenerse materiales con una mayor capacidad soporte y capas con menores espesores.

Mientras que para las regiones con climas húmedos o tropicales se utilizan los valores de CBR ensayados después de cuatro días de saturación. Es decir que en estas regiones más propensas a precipitaciones siempre se considera necesario utilizar para el diseño de espesores de pavimento valores de CBR más conservadores.

Los valores resultantes de la aplicación de estos ensayos determinan la calidad del material a colocarse en un proyecto vial y su aceptación depende del cumplimiento de las especificaciones. Estas leyes se enuncian para cada material y actividad en particular.

¹⁶ Laboratory Testing Manual. Central Laboratory, Dar es Salaam June, 2000.

Las especificaciones que se enunciarán estarán dirigidas particularmente para la construcción de capa de base de material triturado en la estructura de un pavimento flexible, enfocándose principalmente en el seguimiento de los objetivos planteados en la investigación.

Se plantearán las especificaciones establecidas por la Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO) y las expuestas por el Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica, para observar las similitudes y diferencias de los métodos.

4.11 Especificaciones para capas de agregados (AASHTO)¹⁷.

Cualquier construcción o modo constructivo, está regido por normas o especificaciones. Para ésta investigación en particular, se da a conocer las especificaciones que rigen en la construcción de una capa de base granular de los pavimentos, ya que es el principal objetivo de estudio en esta investigación.

Para que la granulometría de un material de base o subbase sea aceptada, debe cumplir con los límites mínimos y máximos con sus respectivas desviaciones. Nótese que dependiendo del tipo de base (C,D,o E), el material triturado tiende a ser más fino.(ver tabla N° 7).

¹⁷ Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes regionales. 2004. 2da. Edición.

Tabla N° 7. Requerimientos de Granulometría¹⁸.

Abertura	Porcentaje por peso pasando la malla cuadrada				
	AASHTO T 27 v AASHTO T 11				
	Requerimientos de Granulometría				
	A (Subbase)	B (Subbase)	C (Base)	D (Base)	E (Base)
63 mm	100				
50 mm	97 – 100	100	100		
37.5 mm		97 – 100	97 – 100	100	
25 mm	65 – 79 (6)			97 – 100	100
19 mm			67 – 81 (6)		97 – 100
12.5 mm	45 – 59 (7)				
9.5 mm				56 – 70 (7)	67 – 79 (6)
4.75 mm	28 – 42 (6)	40 – 60 (8)	33 – 47 (6)	39 – 53 (6)	47 – 59 (7)
425 μm	9 – 17 (4)		10 – 19 (4)	12 – 21 (4)	12 – 21 (4)
75 μm	4 – 8 (3)	0 – 12 (4)	4 – 8 (3)	4 – 8 (3)	4 – 8 (3)

Además de las exigencias con la granulometría, se enuncian otros requisitos para que los materiales sean aceptados en la construcción de pavimentos.

En general, las partículas que constituyan estos agregados deben ser duras, limpias, resistentes, estables, libres de películas superficiales, de raíces, de restos vegetales y no contendrán partículas que tengan forma de laja o de aguja, piedra quebrada o escoria quebrada.

Para asegurar el proceso de trituración y producción de los agregados que se pretende utilizar como materiales de pavimento, el SIECA recomienda implementar un sistema de control de calidad adecuado.

Para la implementación del control de calidad, al material pétreo se le deben hacer ensayos de laboratorio que certifiquen que los agregados cumplen con los requerimientos del proyecto. Las pruebas pertinentes se enumeran a continuación.

¹⁸ Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes regionales. 2004. 2da. Edición.

(1) Abrasión de los Angeles, AASHTO T 96	50% máx.
(2) Disgregabilidad (sanidad) en sulfato de sodio, pérdida después de 5 ciclos, AASHTO T-104	12% máx.
(3) Índice de durabilidad (grueso), AASHTO T- 210	35 min
(4) Índice de durabilidad (fino)	35 min
(5) Caras fracturadas, FLH T 507	50% min
(6) Límite líquido, ASSHTO T 89	25 máx.
(7) Libre de materia orgánica, grumos o arcillas	

De los requerimientos mencionados anteriormente, los más importantes son: la capacidad de abrasión y el porcentaje de caras fracturadas de los pétreos.

La capacidad del material a resistir el desgaste es de vital importancia ya que cuando éste se coloque en la obra, estará expuesto al equipo pesado de construcción y compactación.

El número de caras fracturadas de cada partícula, tiene un gran efecto en la compactación, ya que permite mejor acomodo de las partículas dejando menor cantidad de vacíos entre éstas, el caso contrario de los granos con aristas redondeadas. También permiten mejor soporte estructural ya que al estar en contacto en varias caras de la misma partícula, existe mayor fuerza de fricción que contrarresta las cargas aplicadas.

Las calidades exigidas deberán cumplirse en los materiales una vez salidos de la planta y una vez colocados los materiales en obra.

Los requerimientos para la construcción y colocación de estos materiales se enuncian a continuación de manera general.

El material colocado en capas no deberá exceder 200 mm de espesor, una vez compactado, siempre y cuando sea necesario colocar más de una capa. Estas capas deberán tener un porcentaje de compactación mínimo del 95% de AASHTO T 180, método D.

El material de base será colocado mediante una distribuidora mecánica capaz de obtener el material en una superficie uniforme, sin provocar segregación. El acabado debe ser uniforme y cumplir con todas las especificaciones descritas anteriormente.

4.12 Especificaciones sudafricanas para capas de agregados

La graduación de los agregados triturados debe estar regida por los límites mínimos y máximos con sus respectivas desviaciones.

Tabla N° 8. Granulometría para los agregados¹⁹.

Tamiz (mm)	Porcentaje que Pasa (peso)		Desviación Permisible	
	Abertura máxima Nominal 37.5 mm	Abertura máxima Nominal 26.5 mm	Abertura máxima Nominal 37.5 mm	Abertura máxima Nominal 26.5 mm
37.5	100	100	-	-
26.5	84 – 94	100	± 5	-
19.0	71 – 84	85 – 95	± 7	± 7
13.12	59 – 75	71 – 84	± 7	± 7
4.75	36 – 53	42 – 60	± 7	± 7
2.0	23 – 40	27 – 45	± 5	± 5
0.425	11 – 24	13 – 27	± 5	± 5
0.075	4 – 12	5 – 12	± 3	± 3

¹⁹ Standard Specifications for Road and Bridge Works. Division of Roads Transport Technology, CSIR, South Africa. September 1998, (Reprinted July 2001)

Los límites de la curva granulométrica, va a estar determinada por la abertura máxima nominal ya sea 37.5 mm o 26.5 mm, contrario a las especificaciones AASHTO que delimita la graduación de los agregados de acuerdo a los distintos tipos de base, con tamaños máximos de partículas de 2", 1 ½" y 1" correspondientes a los tipos de base C, D y E.

Las partículas que constituyan éstos agregados deben ser duras, limpias, resistentes, estables, libres de partículas superficiales, raíces, restos vegetales y no contendrán partículas que contengan forma de laja o aguja. El agregado triturado debe cumplir con los siguientes requerimientos:

El esfuerzo de trituración para éstos materiales, determinado a través de TMH 1 Método B2, no debe ser menor de 110 KN.

Los materiales que se prueban después de 24 horas de inmersión, deben tener un esfuerzo de trituración de al menos el 75 % del valor obtenido en la prueba con el material seco.

Con respecto a los límites de Atterberg, las especificaciones son las siguientes.

Límite Líquido (máx.)	25 %
Índice de Plasticidad (máx.)	6 %

La calidad o durabilidad de los materiales para bases naturales deben de cumplir con lo siguiente:

Índice de Durabilidad de trituración (DMI)	125
Porcentaje máximo que pasa el tamiz de 0.425 mm (malla N° 40) después de cualquier tratamiento (DMI)	35
Índice de Escamosidad	30 %

Los requerimientos de la compactación son mucho más exigentes que los especificados por AASHTO, ya que la densidad seca mínima a la que el material debe ser compactado será de 102 % de la densidad AASHTO modificada²⁰.

Para la comprobación en el campo, la densidad seca será determinada por métodos nucleares (de radiación directa) y el contenido de humedad debe ser confirmado gravimétricamente.

En la construcción se exige que el máximo espesor de una capa de base triturada sea de 150 mm ya compactada, de ser mayor, tendrá que ser especificada o permitida por el ingeniero supervisor.

El material de base será colocado mediante una distribuidora mecánica capaz de obtener el material en una superficie uniforme.

Los sudafricanos, tienen una forma particular de compactación para la capa de base triturada de un pavimento flexible, lo que les permite lograr altos índices de densificación. El proceso es llamado “Slushing”.

En el proceso de slushing, la capa de base triturada tiene que saturarse y compactarse. La compactación se hace con rodillos metálicos o Neumáticos que pesan más de 15 toneladas cada uno, esto debe hacerse mientras la capa esté inundada. El proceso debe continuar hasta que el exceso de finos en la capa de base salga a la superficie. El exceso de finos y agregado sobrante debe barrerse mientras la superficie esté húmeda.

El proceso se continúa hasta lograr la compactación deseada (mínimo 102%). Hay que hacer énfasis a que éste proceso constructivo sólo se aplica cuando la subbase es cementada.

²⁰ Standard Specifications for Road and Bridge Works. Division of Roads Transport Technology, CSIR, South Africa. September 1998, (Reprinted July 2001)

El ingeniero puede permitir la omisión del proceso de saturación en la capa inferior de una base de dos capas; en cada capa debe obtenerse la densidad requerida.

En cuanto a las tolerancias en la construcción, cuando se construye una base en dos capas, los requerimientos de graduación, espesor, sección transversal y uniformidad de la superficie, no deberían aplicarse a la capa inferior. Pero a la vez, ésta capa debe construirse con la suficiente precisión para hacer posible la construcción de la capa superior para cumplir con las tolerancias especificadas.

Las especificaciones planteadas por los dos métodos están concebidas bajo un mismo criterio, el cual es siempre comprobar las propiedades de los materiales involucrados en un proyecto vial. Es evidente que algunos criterios los nombran de distintas maneras, pero el principio de caracterización es el mismo.

La diferencia más marcada entre las especificaciones de los dos métodos (AASHTO y Sudafricano), es con respecto a los grados de compactación de la capa de base. Esto permite que con el método Sudafricano se logren diseños de pavimentos con carpetas de rodamiento asfáltico delgadas y estructuras con un alto desempeño, evidenciándose de esta manera un beneficio técnico y económico.

En esta investigación monográfica, se intentará reproducir en el laboratorio con materiales de base triturada proveniente de bancos locales, los altos grados de compactación que especifican los sudafricanos. Los resultados del estudio se presentan el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 5

Metodología y Análisis de Resultados



Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.
Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.
Ing. Luis López Poveda.

5.1 GENERALIDADES

Para poder cumplir con los objetivos planteados en este trabajo monográfico, se sigue una metodología empírica de prueba y error en el laboratorio. Se busca alcanzar una mayor capacidad soporte del material a través del incremento en los niveles de compactación que el que se pide en las especificaciones de los métodos utilizados en Nicaragua.

El grado de densificación del material de base triturado que se desea alcanzar es como mínimo 102% de AASHTO Modificada (Método D), según especificaciones del “Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica”, con el cual se logran obtener menores espesores de carpeta de rodamiento asfáltica (máximo 50 mm), para magnitudes de tráfico de hasta 30 millones de ESAL.

Según el método de diseño de Sudáfrica, el material de base debe ser de alta calidad, como el proveniente de roca basáltica, triturado y colocado como capa de base en la estructura de del pavimento. Es por ello que se exploraron bancos de materiales de préstamo que cumplieran con estas características, siendo el litoral pacífico de Nicaragua en donde se encuentran la mayor cantidad de yacimientos basálticos.

En esta zona se puede determinar una composición tholeítica o basáltica para las ondas piroclásticas, cuyos espesores y extensión son extraordinarios. Estos materiales son producto de erupciones volcánicas hidromagmáticas, involucrando magma ácido²¹.

Se eligieron tres bancos de materiales, con características similares en cuanto a: tipo de roca y tamaño de partículas. Los bancos seleccionados han estado en explotación y han aportado materiales para importantes proyectos de carretera.

²¹ Caracterización Geográfica del Territorio Nacional. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.1998.

Los bancos de préstamo de materiales son los siguientes:

- 1 “Nindirí”
- 2 “EL Garabato”
- 3 “La Luz”

5.2 Metodología y análisis de resultados para la Granulometría

El procedimiento empezará con el estudio de la graduación del agregado triturado. Después se compactaran especímenes con diferentes energías de densificación. Por último, se comprobará la capacidad soporte del material solidificado con distintos grados de compactación. Es por eso cada uno de los procedimientos se plantearán uno a uno, siguiendo el orden establecido.

Al material triturado de cada uno estos bancos se le realizarán pruebas de granulometría siguiendo el estándar AASHTO T-27. También se aplicará la ecuación de densidad máxima para separar en los tamices porcentajes específicos que al momento de compactarlos, teóricamente, el porcentaje de vacíos entre partículas sea mínimo. A la graduación de los agregados producto de la trituración directa (proveniente del apilamiento de acopio), se le llamará de ahora en adelante “Granulometría Natural” (Muestra uno) y “Granulometría Modificada” (Muestra dos) al material que se separa en porcentajes determinados según la ecuación de Fuller o Curva de Densidad Máxima.

5.2.1 Banco “Nindirí”: Está ubicado en Veracruz, Masaya. Actualmente es explotado por varias empresas productoras de agregado triturado y productos de concreto, como bloques, adoquines y elementos estructurales prefabricados, así como en la producción de concreto hidráulico (Ready mix) y concreto asfáltico.

De los mantos basálticos de Nindirí se produjeron los materiales para la capa de base y carpeta asfáltica de la carretera “Managua – Masaya” (hasta la entrada a Ticuantepe), entre otros.

El macizo rocoso es basalto color gris, presenta la característica de ser granujiento y estar formado de silicato de magnesio y de hierro.

Este material tiene una dureza un poco menor que la del cuarzo. Este tipo de formaciones geológicas generalmente se encuentra entre rocas de origen volcánico. El material es producto de las coladas de lava del volcán Santiago.

A continuación, se presenta de manera gráfica la macro localización del banco “Nindirí”



Figura N° 7. Ubicación Banco “Nindirí”.

Haciendo el ensayo granulométrico según el estándar AASHTO T 27, al material de base triturada proveniente del stock de acopio del banco, los resultados determinaron que es un material no uniforme y bien graduado, siendo el tamaño máximo del agregado de 37.50 mm (1.5 pulgadas) y un tamaño máximo nominal de partículas de 25.00 mm (1.0 pulgada).

En la tabla N° 9, se presentan los porcentajes retenidos y los que pasan las distintas aberturas de los tamices. También se calcularon los porcentajes que deben pasar cada una de las mallas aplicando la ecuación de Fuller.

Tabla N° 9. Granulometría del agregado (Bco. Nindirí)²².

Abertura de Tamices		Banco "Nindirí"			
		Granulometría Natural		Modificada (Curva Fuller)	
Estándar	Milímetros	% Retenido	% Pasa	% Retenido	% Pasa
1.5	37.50		100		100
1.0	25.00	1	99	17	83
3/4	19.00	11	89	9	74
3/8	9.50	9	80	20	54
N° 4	4.75	36	44	15	39
N° 10	2.00	18	26	12	27
N° 40	0.425	13	13	14	13
N° 200	0.075	6	7	7	6

A continuación se presentan las gráficas granulométricas (ver figura N° 8), para una muestra natural y otra modificada según la ecuación de Fuller, para el agregado triturado del banco "Nindirí". En la gráfica de la derecha, se representa una curva con la que "en teoría", se logra la menor cantidad de vacíos en el material y por ende se obtiene una mayor densidad en el material ensayado.

²² Cálculos del autor.

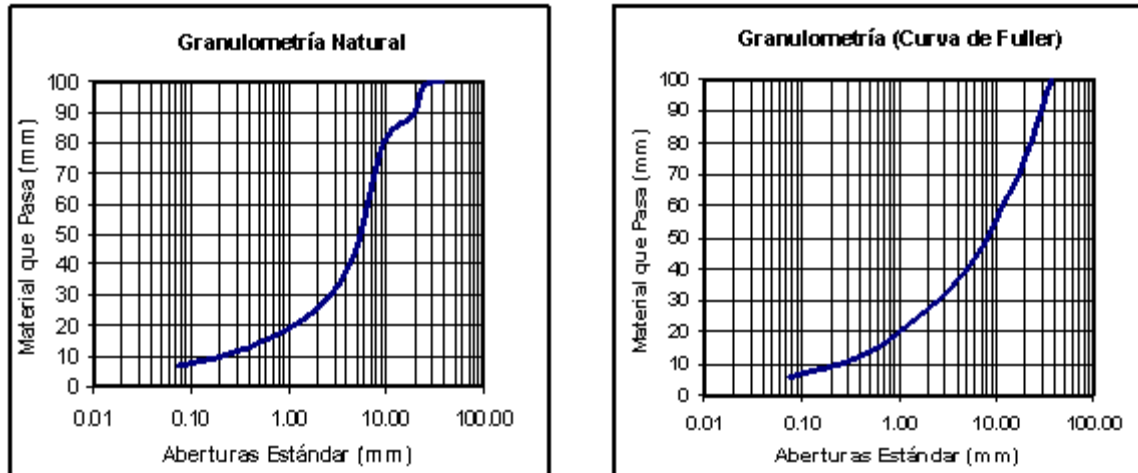


Figura N° 8. Curvas Granulométricas para muestras del banco “Nindirí”.

5.2.2 Banco “El Garabato”: Está ubicado en la comunidad de Tola, en el kilómetro 142 en el departamento de Rivas.

La roca componente de ésta cantera es basáltica, tiene abundantes minerales ferromagnesianos (piroxenos, olivinos) con menos iones silicatos (SiO_4).

Al momento de la trituración, el material se contamina con areniscas sedimentarias color café claro.

El material triturado se puede utilizar en la construcción de base y carpeta de rodadura. El acceso es a través de una carretera de todo tiempo que actualmente está en buen estado.

Este banco de materiales proveyó los agregados triturados utilizados en la rehabilitación de la carretera “Nandaime – Rivas – Peñas Blancas”

La macro localización de la cantera se presenta en la figura N° 9.



Figura N° 9. Ubicación Banco. “El Garabato”.

Para el cálculo de la granulometría del material de este banco, se siguió el estándar AASHTO T 27. Se tomaron dos muestras, una para hacer el ensayo al material natural o del stock y otra para separar los porcentajes retenidos de acuerdo a curva de Fuller.

Para la muestra natural los resultados determinaron que es un material no uniforme y bien graduado, siendo el tamaño máximo del agregado de 25.00 mm (1.0 pulgadas) y un tamaño máximo nominal de partículas de 19.00 mm (3/4 de pulgada).

En la tabla N° 10, se presentan los porcentajes retenidos y los que pasan las distintas aberturas de los tamices.

Tabla N° 10. Granulometría del agregado (Bco. El Garabato)²³.

Abertura de Tamices		Banco "El Garabato"			
Estándar	Milímetros	Granulometría Natural		Modificada (Curva Fuller)	
		% Retenido	% Pasa	% Retenido	% Pasa
1.5	37.50		100		100
1.0	25.00		100		100
3/4	19.00	2	98	12	88
3/8	9.50	20	78	23	65
N° 4	4.75	35	43	18	47
N° 10	2.00	14	29	15	32
N° 40	0.425	13	16	16	16
N° 200	0.075	5	11	9	7

A continuación se presentan las gráficas granulométricas (ver figura N° 10), para una muestra natural y otra modificada según la ecuación de Fuller, para el agregado.

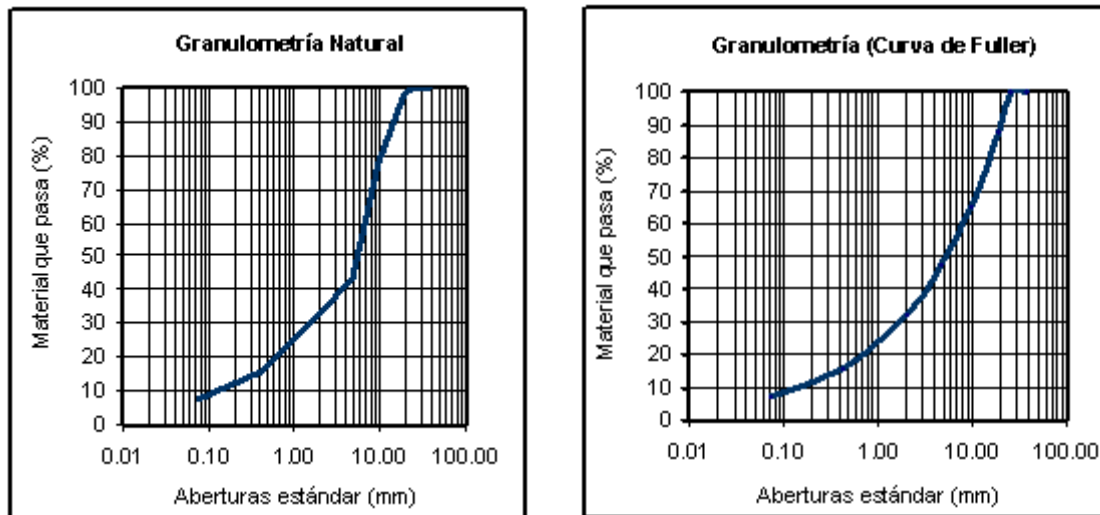


Figura N° 10. Curvas Granulométricas para muestras del banco "El Garabato".

²³ Cálculos del autor.

5.2.3 Banco “La Luz”: Está ubicado en el kilómetro 42 de la carretera San Benito – El Rama, a mano izquierda.

El material de ésta cantera es un basalto que se compone de minerales ferromagnesianos tales como: olivinos, piroxenos, anfíboles. Tiene un porcentaje de sílice bajo (45 % aproximadamente) y contiene elementos como hierro, magnesio y manganeso.

El acceso a la cantera está en excelentes condiciones. El material se puede utilizar en carpetas de rodamiento y base. Precisamente con este material se construyó la capa de base y las capas asfálticas en el proyecto de rehabilitación de la carretera “San Benito – Puente San Lorenzo” de aproximadamente 80 kilómetros de longitud.

De manera ilustrada se presenta la macro localización del banco en la figura N° 11.



Figura N° 11. Ubicación Banco. “La Luz”.

Se tomaron dos muestras del material de este banco, a la primera muestra se le hizo el análisis granulométrico siguiendo los enunciados del estándar AASHTO T 27. La segunda prueba se separó en porcentajes específicos retenidos, para cada una de las mallas utilizadas en el procedimiento de la primera muestra. Los porcentajes particulares retenidos en cada tamiz, se obtuvieron haciendo un retro cálculo, ya que con la ecuación de Fuller solo se obtienen los porcentajes que deben pasar por cada malla

Para la muestra natural los resultados determinaron que es un material no uniforme y bien graduado, siendo el tamaño máximo del agregado de 25.00 mm (1.0 pulgadas) y un tamaño máximo nominal de partículas de 19.00 mm (3/4 de pulgada).

En la tabla N° 11, se presentan los porcentajes retenidos y los que pasan las distintas aberturas de los tamices.

Tabla N° 11. Granulometría para el agregado (Bco. La Luz)²⁴.

Abertura de Tamices		Banco "La Luz"			
		Granulometría Natural		Modificada (Curva Fuller)	
Estándar	Milímetros	% Retenido	% Pasa	% Retenido	% Pasa
1.5	37.50		100		100
1.0	25.00		100		100
3/4	19.00	1	99	12	88
3/8	9.50	24	75	23	65
N° 4	4.75	32	43	18	47
N° 10	2.00	20	23	15	32
N° 40	0.425	12	11	16	16
N° 200	0.075	5	6	9	7

²⁴ Cálculos del autor.

A continuación se presentan las gráficas granulométricas (ver figura N° 12), para una muestra natural y otra modificada según la ecuación de Fuller, para el agregado triturado de base.

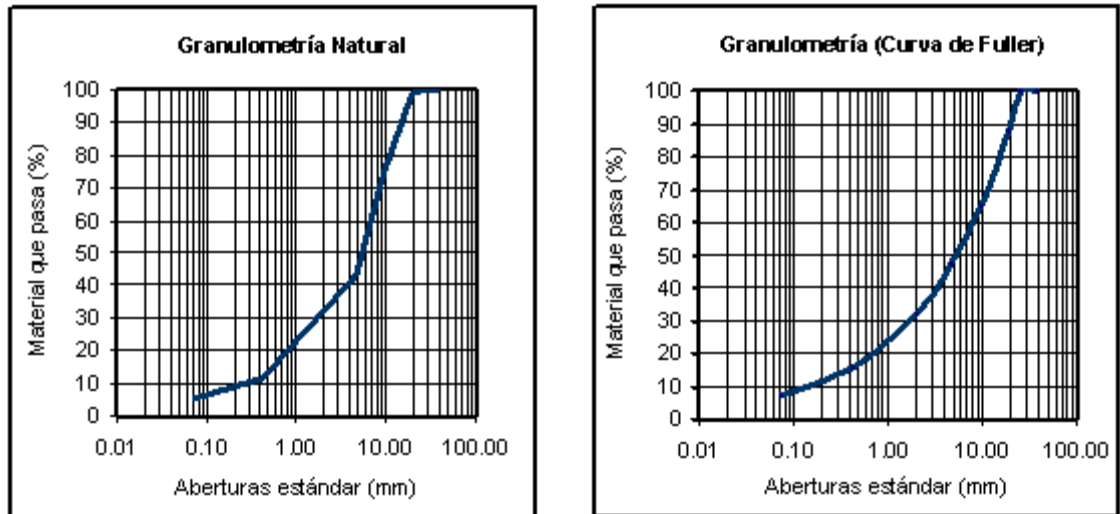


Figura N° 12. Curvas Granulométricas para muestras del banco “La Luz”.

5.3 Metodología y análisis de resultados para la compactación

La continuación del estudio, consiste en compactar el material de los bancos antes expuestos con las modalidades granulométricas ya descritas con anterioridad (natural y modificada).

En la construcción de carreteras pavimentadas, se exige que cada capa se compacte a un nivel mínimo, que se relaciona (o se mide) respecto a la densidad máxima seca obtenida siguiendo un procedimiento estandarizado. La capa de base triturada debe tener como mínimo 95 % de compactación de AASHTO modificada Método D²⁵. Esta es una de las principales diferencias con las especificaciones sudafricanas que se exige como mínimo 102 % de AASHTO T 180 (D)²⁶.

Para tratar de lograr las altas densidades solicitadas en las especificaciones Sudafricanas, se sigue el siguiente ejercicio.

Uno de los dos procesos de compactación del agregado para una primera muestra, se debe hacer siguiendo el estándar AASHTO T 180 (Método D) que especifica 56 golpes por capa. A una segunda muestra (del mismo banco), se compactará con una mayor energía de densificación que la que se especifica en el estándar. Para lograr el incremento en la energía de compactación se aumentará el número de golpes por capa.

A través del método de prueba y error se comenzó a compactar el material triturado con 100 golpes por capa, notando un incremento en el nivel de densificación del material. Luego se procedió a incrementar el número a 200 golpes, logrando un grado de compactación muy alto.

²⁵ Nic 2000, capítulo 306.

²⁶ Standard Specifications for Road and Bridge Works. September 1998, (Reprinted July 2001)

El siguiente paso consistió en aplicarle 300 golpes por capa, este aumento en la cantidad de golpes no produjo ningún incremento en el grado de densificación al logrado cuando se aplicaron los 200 golpes por capa. La secuencia de la práctica se hizo para un material con las mismas características granulométricas.

Con el cambio de número de golpes por capa, la energía de compactación paso de $27.59 \text{ Kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ a un valor de $98.55 \text{ Kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$. Esto significa un incremento del 357% de la energía de específica de compactación.

El proceso investigativo en el laboratorio, se hará siguiendo las diferentes modalidades de compactación que se presentan en la tabla N° 12.

Tabla N° 12. Proceso de compactación para cada una de las muestras²⁷.

Bancos	Nº de golpes por capa en cada espécimen	Muestra	Modalidades de ensayo
Al material de cada uno de los tres bancos "Nindirí" "El Garabato" Y "La Luz", se dividirán cuatro muestras para compactar los especímenes, según las modalidades de ensayo.	56 golpes (AASHTO T 180) método D	M1	Granulometría Natural proveniente del stock de acopio.
		M2	Granulometría Modificada de acuerdo a la curva de máxima densidad (Fuller).
	200 golpes	M3	Granulometría Natural proveniente del stock de acopio.
		M4	Granulometría Modificada de acuerdo a la curva de máxima densidad (Fuller).

Para la presentación de los resultados del ensayo de compactación, los datos se referirán al número de muestra especificándose el banco de procedencia.

²⁷ Elaboración del autor.

En la tabla No. 13 se presentan los valores de densidad seca máxima, obtenidos mediante el ensayo AASHTO T 180 (Método D), para los tres bancos estudiados bajo las condiciones descritas como M1 (granulometría natural) y M2 (granulometría modificada).

Tabla N° 13. Comparación de la incidencia de la granulometría en la compactación²⁸.

Nombre del banco	Densidad	Resultados de densidad para		Porcentaje de variación
		M1	M2	
Nindirí	Kg/m ³	2,385	2,417	1.3
El Garabato	Kg/m ³	2,240	2,251	0.5
La Luz	Kg/m ³	2,320	2,363	1.9

Los resultados demuestran dos cosas:

1. Que la granulometría tiene influencia en la densidad que puede alcanzar un material. Dado que en mayor o menor medida los tres bancos estudiados mostraron un incremento en su densidad seca máxima, al modificar sus granulometrías.
2. Que la ecuación planteada por Fuller (ver Ec. N° 5) para modelar la curva de densidad máxima, permite incrementar la densidad de una matriz de agregados.

Según se ve en la tabla anterior de los tres bancos el agregado del banco “El Garabato” es el que logró menos incremento en su densidad. El coeficiente de variación entre la densidad del material natural y el modificado es solo 0.5, mientras que para el banco “La Luz” fue de 1.9. Sin embargo, como se dijo antes se produjeron incrementos en la compactación, que oscilan en un orden del 0.5 % al 2.0 % aproximadamente.

²⁸ Cálculos del autor.

Los resultados de densidad obtenidos en el laboratorio para las muestras 1 y 2 se van a comparar con los datos resultantes de las muestras 3 y 4.

De esta manera al comparar los valores, se podrá verificar si se logran las densidades requeridas en el método de diseño de Sudáfrica para una capa de base de roca basáltica triturada.

En la tabla N° 14, se presentan los valores de densidad seca máxima, obtenidos mediante la aplicación de 200 golpes por capa de material triturado, siguiendo las modalidades de ensayo para (M3 y M4).

Tabla N° 14. Comparación de la incidencia de la granulometría en la compactación para M3 y M4²⁹.

Nombre del banco	Densidad	Resultados de densidad para		Porcentaje de variación
		M3	M4	
Nindirí	Kg/m ³	2,455	2,479	1.0
El Garabato	Kg/m ³	2,317	2,322	0.22
La Luz	Kg/m ³	2,385	2,425	1.7

Con estos nuevos resultados, se comprueba que la granulometría tiene influencia en los grados de compactación alcanzados. Siempre el material del banco “El garabato” presenta un menor incremento en la compactación en comparación con el agregado de los otros dos bancos.

Con los resultados de todas las modalidades de ensayo, se puede comparar los niveles de compactación logrados. La comparación se hará con los datos de los ensayos de la muestra M1 con la muestra M3 y M4. Los resultados se presentan en la tabla N° 15.

²⁹ Cálculos del autor.

Tabla N° 15. Porcentajes de compactación logrados en el laboratorio³⁰.

Nombre del banco	Densidad	M1	M3	M4	Porcentaje de compactación lograda al comparar	
					M1 y M3	M1 y M4
Nindirí	Kg/m ³	2,385	2,455	2,479	102.9	103.9
El Garabato	Kg/m ³	2,240	2,317	2,322	103.4	103.7
La Luz	Kg/m ³	2,320	2,385	2,425	102.8	104.5

Después de hacer la comparación de las densidades alcanzadas aplicando una mayor energía de compactación con la energía específica de densificación que enuncia en el estándar AASHTO T 180 (método D), se logran porcentajes de compactación mayores del 102% aún cuando la granulometría del material se conserva de manera natural (producto de la trituración directa).

De este modo se concluye que, es posible compactar los materiales granulares de base triturada por encima del 100% de AASHTO Modificado método D, cumpliendo de esta manera con lo que se especifica en el Método de Diseño Mecánico de Sudáfrica. Tales niveles de densificación se piden para una capa base de roca triturada, la cual formará parte de una estructura de pavimento con un alto desempeño y elevados volúmenes de tráfico. En Sudáfrica a este tipo de base se les ha denominado como G1.

Para comprobar que el aumento en el grado de densificación de un material tiene efecto en la capacidad de soporte de éste, se deben realizar en el laboratorio los ensayos de CBR, mediante el estándar AASHTO T 193.

³⁰ Cálculos del autor.

5.4 Metodología y análisis de resultados para la capacidad soporte (CBR)

Los ensayos de CBR que se realizarán, seguirán la metodología y modalidades de prueba presentados en la tabla N° 16.

Tabla N° 16. Proceso del ensayo de CBR para cada una de las muestras³¹.

Bancos	N° de golpes por capa en cada espécimen	Muestra	Modalidades de ensayo
Al material de cada uno de los bancos "Nindirí" "El Garabato" Y "La Luz" , se dividirán tres muestras para compactar los especímenes, según las modalidades de ensayo.	56 golpes (AASHTO T 193)	M5	Granulometría Natural proveniente del stock de acopio.
	200 golpes	M6	Granulometría Natural proveniente del stock de acopio.
		M7	Granulometría Modificada de acuerdo a la curva de máxima densidad (Fuller).

Para la presentación de los resultados del ensayo de compactación en los especímenes de CBR, los datos se referirán al número de muestra (5,6 y 7), especificándose el banco de procedencia.

En la tabla N° 17, se presentan los resultados de los valores de CBR expresados en porcentajes para cada una de las muestras ensayadas.

³¹ Elaboración del autor.

Tabla N° 17. Porcentajes de CBR para cada una de las muestras³².

Nombre del banco	Resultados de los porcentajes de CBR para		
	56 golpes	200 golpes	
	M5	M6	M7
Nindirí	120	300	333
El Garabato	130	328	332
La Luz	180	328	380

Los valores de CBR de la muestra M5 (Granulometría natural y 56 golpes por capa), son superiores al 100%, lo que demuestra que los materiales de los bancos estudiados, son de excelente calidad.

Para el material del banco “Nindirí”, al aplicar 200 golpes por capa y granulometría natural (proveniente del stock de acopio), los valores de la capacidad soporte resultante son significativos, pasando de 120% (aplicando el estándar AASHTO T 193) hasta un valor de 300%. AL modificar la granulometría del material y aplicándole 200 golpes por capa, el incremento de la capacidad soporte es de aproximadamente 278% con respecto a la muestra M5.

Los resultados para el material del banco “El Garabato” son los siguientes. Aplicando el estándar de ensayo, los valores obtenidos son de 130% y para las modalidades de prueba M6 y M7 los resultados oscilan desde 328% hasta un 332%. El incremento con respecto al cambio o modificación de la graduación del material pétreo, no es tan significativa, siendo ésta aproximadamente del 1.2%.

Al analizar los resultados del ensayo de CBR para el material del banco “La Luz”, se observa que los mayores porcentajes de capacidad soporte se obtienen con este agregado. Para la M5 se obtiene casi un 200%, para las demás modalidades de ensayo (M6 y M7) los resultados se encuentran en un rango de 328% hasta 380%.

³² Cálculos del autor.

Si se comparan los valores de soporte del material M6 y M7 con los resultados de la muestra M5, se nota que se duplica la capacidad de soporte del material, esto conduce a concluir que el aumento de la energía de densificación al momento de compactar el pétreo, faculta al material de una significativa mejora en la capacidad de soporte y logrando de esta manera una mayor rigidez en los materiales.

Haciendo la comparación de porcentajes de la capacidad de soporte del agregado tomando en cuenta la graduación de los materiales (natural y modificada), el incremento para el banco “Nindirí” fue de 11.2%, mientras que para el material del banco “El Garabato” el aumento representa apenas 1.2%. El mayor incremento se logró con el agregado del Banco “La Luz”, alcanzando un 16%.

CAPÍTULO 6

Conclusiones y Recomendaciones



Ing. Pedro Joaquín Morales Cárdenas.
Msc. Ing. Oswaldo Chávez Arévalo.
Ing. Luis López Poveda.

6.1 Conclusiones

De los resultados obtenidos en el laboratorio con respecto al análisis granulométrico del material de roca triturada, se ha llegado a las siguientes conclusiones.

- ✓ El cambio en la granulometría de los agregados, tiene incidencias en los resultados de las densidades alcanzadas y capacidad de soporte para un mismo material.
- ✓ El cambio de la granulometría del material de cada banco (granulometría modificada), tiene un mayor efecto en el ensayo de CBR, ya que los incrementos van desde 1.5% hasta un 16.0% aproximadamente, mientras que en el ensayo de compactación los incrementos son en un rango de 0.5% hasta 2.0% aproximadamente.
- ✓ Para los materiales de los bancos “El Garabato y “La Luz”, los porcentajes que pasan y los que son retenidos son iguales, esto se debe a que los dos materiales tienen el mismo tamaño máximo de las partículas. Esto es válido solo para cuando se aplica la curva de densidad máxima o ecuación de Fuller.

Haciendo referencia a la compactación de los materiales en el laboratorio se concluye lo siguiente.

- ✓ A través del método de pruebas sucesivas, se comprobó que la máxima densidad que se puede lograr para el material de cada uno de los bancos estudiados, es aplicando 200 golpes por capa en cada espécimen.

- ✓ Para lograr compactaciones mayores del 100% de AASTHO modificada método D, se tuvo que incrementar la energía de compactación, pasando de 27.59 Kg*cm/cm³ (según estándar) a un valor de 98.55 Kg*cm/cm³ (aplicando 200 golpes por capa de material). Esto significa un aumento del 357% en la energía específica de compactación. Este incremento en la energía de densificación, no es proporcional al aumento en los porcentajes de compactación, ya que oscilan apenas en un rango de 0.5% a 2.0% aproximadamente.
- ✓ El aumento en el número de golpes por capa de material, provoca un cambio en la granulometría debido al peso y altura de caída del mazo modificado. Al final de la prueba, por apreciación visual, se obtiene un material con un mayor porcentaje de finos.
- ✓ En el laboratorio, se logró determinar que cuando se aumenta la energía de compactación en un espécimen, se disminuye el porcentaje de agua a utilizar para alcanzar la densidad máxima del material.
- ✓ Las altas densidades alcanzadas en el laboratorio, podrían lograrse en el campo de trabajo empleando equipo de mayor peso al convencional (más de 15 toneladas) y aplicando mayor número de pasadas. No hay que obviar que los materiales granulares se compactan mucho mejor con vibrocompactadoras.

De los resultados del ensayo de Capacidad de Soporte California (CBR) en el laboratorio, se llega a las conclusiones que siguen:

- ✓ Los valores de CBR de la muestra M5 (Granulometría natural y 56 golpes por capa), son superiores al 100%, lo que demuestra que los materiales de los bancos estudiados, son de excelente calidad.
- ✓ Para el material del banco “Nindirí”, los resultados son excelentes ya que para la muestra M5 se obtuvo 120% de capacidad soporte y para las muestras M6 y M7 los valores de CBR son de 300% y 333% respectivamente. El incremento de la muestra M7 es de 278% con respecto a la muestra M5.
- ✓ Banco “El Garabato”, los resultados para el material de esta cantera son los siguientes. Siguiendo el estándar AASHTO T 193 (M5) el valor soporte del material es de 130% y para las modalidades de prueba M6 y M7 los resultados oscilan desde 328% hasta un 332%.
Al comparar la muestra M7 con la muestra M5, el incremento en la capacidad soporte del agregado no es tan significativa, siendo de apenas 1.2%.
- ✓ El material del Banco “La Luz”, presenta los mejores resultados; para la muestra M5, la capacidad soporte es de 180% y para las muestras M6 y M7, los valores son de 328% y 380% respectivamente.
- ✓ Aunque la modificación de la granulometría en los ensayos de compactación no presenta incrementos significativos, en los resultados de la capacidad de soporte el aumento va desde 1.5% hasta un 16%, dependiendo de las propiedades del material de cada banco muestreado.

- ✓ Si se comparan los valores de soporte del material M6 y M7 con los resultados de la muestra M5, se nota que se duplica la capacidad de soporte del material, esto conduce a concluir que el aumento de la energía de densificación al momento de compactar el pétreo, faculta al material de una significativa mejora en la capacidad de soporte y logrando de esta manera una mayor rigidez en los materiales.

- ✓ El alto grado de densificación de los materiales conduce a resultados excelentes en la capacidad de soporte, incrementándose este valor en un 252%. Es por ello que en el método de diseño Sudafricano se especifican grados elevados de compactación, logrando de esta manera espesores de carpetas menores que los requeridos por el método de diseño AASHTO.

6.2 Recomendaciones

- ✓ Aplicar la filosofía de diseño de pavimentos del método Sudafricano y los resultados aquí expuestos. Se recomienda la construcción de tramos de prueba. El Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), debería introducir la construcción de estos tramos, para evaluar las posibilidades del método en cuanto a la reducción de espesores de carpeta asfáltica.
- ✓ Se debe continuar con la evaluación de proyectos diseñados con cada uno de los métodos expuestos, para conocer de manera precisa cual de los dos métodos resulta más económico. Aunque, se supone que un diseño que resulte con menor espesor de carpeta asfáltica en la estructura del pavimento es más factible que un diseño que presente resultados opuestos.
- ✓ Se recomienda a los catedráticos vinculados a la especialidad de pavimentos, que promuevan la enseñanza de métodos de diseño no tradicionales en el país, específicamente el método Sudafricano. Esto contribuiría a la ampliación de conocimientos de los profesionales, así como al enriquecimiento de criterios en la especialidad de diseño de pavimentos.

6.3 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures.** (AASHTO) American Association of State Highway and Transportation Officials. 2002.
- **Guide for design of Pavement Structures.** (AASHTO) American Association of State Highway and Transportation Officials. 1993.
- **Structural Design of Flexible Pavements for interurban and Rural Roads.** (DRAFT TRH4) 1996. (SADOT) South African Department of Transport.
- **Especificaciones Generales para la construcción de caminos, Calles y Puentes.** (MTI) Ministerio de Transporte e Infraestructura.(Nic 2000) Nicaragua.
- **Manual Centroamericano De Especificaciones Para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales.** (SIECA) Secretaria de Integración Económica Centroamericana. 2004. 2da edición.
- **En Búsqueda de la Calidad de los Pavimentos. Caso Sudáfrica.** Msc. Oswaldo Chávez A.
- **Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos.** Secretaría de Integración Económica Centroamericana. SIECA. Noviembre 2002.
- **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.** Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Rico. Del Castillo.

- **Guide for Design of Pavements Structure.** AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). 1993.
- **FHWA Study of South African Pavement and Other Highway Technologies and Practices.** FHWA (Federal Highway Administration). 1997.
- **Principles of Pavements Design.** E. J. Yoder. 1975.
- **Diseño de Espesores de Pavimentos Flexibles.** Nicaragua.
- **Apuntes de Pavimentos (Volumen III).** Ing. Gustavo Corredor M.
- **Ingeniería de Pavimentos para Carreteras.** Universidad Católica de Colombia.
- **Standard Specifications for Road and Bridge Works. Division of Roads Transport Technology.** CSIR, South Africa. September 1998, (Reprinted July 2001).
- **Laboratory Testing Manual. Central Laboratory.** Dar es Salaam June, 2000.
- **SUPERPAV.** Instituto Panamericano de Carreteras. 1996.
- Foro en línea. www.camineros.com
- Foro virtual. www.construaprende.com
- SADOT. www.nra.co.za


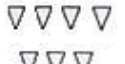
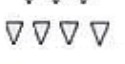

ANEXOS

Anexo A: Catálogo de Diseño Basado en el Método Sudafricano

ANEXO A-1: Simbología y Especificaciones de los Materiales

TABLE 13

Material symbols and abbreviated specifications used in the Catalogue designs

SYMBOL	CODE	MATERIAL	ABBREVIATED SPECIFICATIONS
	G1	Graded crushed stone	Dense - graded unweathered crushed stone; Maximum size 37,5 mm; 86 - 88 % apparent relative density; Soil fines PI < 4
	G2	Graded crushed stone	Dense - graded crushed stone; Maximum size 37,5 mm; 100 - 102 % Mod. AASHTO or 85 % bulk relative density; Soil fines PI < 6
	G3	Graded crushed stone	Dense - graded stone and soil binder; Maximum size 37,5 mm; 98 - 100 % Mod. AASHTO : Soil fines PI < 6
	G4	Crushed or natural gravel	Minimum CBR = 80 % @ 98 % Mod. AASHTO; Maximum size 37,5 mm; 98 - 100 % Mod. AASHTO; PI < 6; Maximum Swell 0,2 % @ 100 % Mod. AASHTO. For calcrete PI ≤ 8
	G5	Natural gravel	Minimum CBR = 45 % @ 95 % Mod. AASHTO; Maximum size 63 mm or 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 10; Maximum swell 0,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. *
	G6	Natural gravel	Minimum CBR = 25 % @ 95 % Mod. AASHTO; Maximum size 63 mm or 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12; Maximum swell 1,0 % @ 100 % Mod. AASHTO. *
	G7	Gravel / Soil	Minimum CBR = 15 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12 or 3GM** + 10; Maximum swell 1,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. ***
	G8	Gravel / Soil	Minimum CBR = 10 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12 or 3GM** + 10; Maximum swell 1,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. ***
	G9	Gravel / Soil	Minimum CBR = 7 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12 or 3GM** + 10; Maximum swell 1,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. ***
	G10	Gravel / Soil	Minimum CBR = 3 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage:




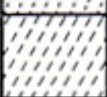





* For calcrete PI ≤ 15 on condition that the Linear Shrinkage (LS) does not exceed 6 %.

** GM = Grading Modulus (TRH14, 1985) =
$$\frac{300 - [p_{2,00mm} + p_{0,425mm} + p_{0,075mm}]}{100}$$
 where $p_{2,00}$ etc., denote the percentage passing through the sieve size.

*** For calcrete PI ≤ 17 on condition that the Linear Shrinkage (LS) does not exceed 7 %.

TABLE 13 (Continued)

Material symbols and abbreviated specifications used in the Catalogue designs

SYMBOL	CODE	MATERIAL	ABBREVIATED SPECIFICATIONS
	C1	Cemented crushed stone or gravel	UCS**** : 6 to 12 MPa at 100 % Mod. AASHTO; Specification at least G2 before treatment; Dense-graded ; Maximum aggregate 37, 5 mm
	C2	Cemented crushed stone or gravel	UCS : 3,5 to 6 MPa at 100 % Mod. AASHTO; Minimum ITS ***** = 400 kPa at 95 % to 97 % Mod. AASHTO; Specification at least G2 or G4 before treatment; Dense-graded; Maximum aggregate 37, 5 mm; Max. fines loss = 5 %*****
	C3	Cemented natural gravel	UCS : 1 to 3,5 MPa at 100 % Mod. AASHTO; Minimum ITS***** = 250 kPa at 95 % to 97 % Mod. AASHTO; Maximum aggregate 63 mm; 5 % Maximum Pl = 6 after stabilization; Max. fines loss = 20 %
	C4	Cemented natural gravel	UCS : 0,75 to 1,5 MPa at 100 % Mod. AASHTO; Minimum ITS***** = 200 kPa at 95 % to 97 % Mod. AASHTO; Maximum aggregate 63 mm; 5 % Maximum Pl = 6 after stabilization; Max. fines loss = 30 %
	BEM BES	Bitumen emulsion Modified gravel Bitumen emulsion Stabilized gravel	Residual bitumen: 0,6 % to 1, 5 % (SABITA, manual 14, 1993); Minimum CBR = 45 and Minimum UCS = 500 KPa @ 95 % Mod. AASHTO Residual bitumen 1,5 % to 5,0 % (SABITA, manual 14, 1993); Minimum ITS***** = 100 KPa; Minimum resilient modulus 1000 kPa
	BC1 BC2 BC3 BS	Hot - mix asphalt Hot - mix asphalt Hot - mix asphalt Hot - mix asphalt	LAMBS; Max. size 53 mm (SABITA, manual 13, 1993) Continuously graded; Max. size 37,5 mm Continuously graded; Max. size 26,5 mm Semi-gap graded; Max. size 37,5 mm
	AG AC AS AO AP	Asphalt surfacing Asphalt surfacing Asphalt surfacing Asphalt surfacing Asphalt surfacing	Gap graded (TRH 8, 1987) Continuously graded (TRH 8, 1987) Semi -gap graded (TRH 8, 1987) Open graded (TRH 8, 1987) Porous (Drainage) asphalt (SABITA, manual 17, 1994)
	S1 S2 S3 S4 S5 S6 S7 S8 S9	Surface treatment Surface treatment Sand seal Cape seal Slurry Slurry Slurry Surface renewal Surface renewal	Single seal (TRH 3, 1996) Multiple seal (TRH 3, 1996) See TRH 3, 1996 See TRH 3, 1996 Fine grading Medium grading Coarse grading Rejuvenator Diluted emulsion
	WM1 WM2 PM DR	Waterbound macadam Waterbound macadam Penetration macadam Dumprock	Max. size 75 mm; Max.Pl of fines = 6; 88 % to 90 % apparent relative density Max. size 75 mm; Max.Pl of fines = 6; 86 % to 88 % apparent relative density Coarse stone + keystone + bitumen Upgraded waste rock, maximum size 2/3 layer thickness

**** UCS: Unconfined Compressive Strength (TMH 1, 1979, Method A14)

***** ITS: Indirect Tensile Strength (SABITA Manual 14, 1993)

***** Durability (TMH 1, 1979, Method A19)

ANEXO A-2: Gráfico para Bases Granulares en Regiones Secas

GRANULAR BASES (DRY REGIONS)

DATE 1995

ROAD CAT.	PAVEMENT CLASS AND DESIGN BEARING CAPACITY (80 KN AXLES/LANE)										Foundation
	ES1 < 3000	ES2 0,3-1,0x10 ⁴	ES3 1,0-3,0x10 ⁴	ES4 3,0-10x10 ⁴	ES5 0,1-0,3x10 ⁶	ES6 0,3-1,0x10 ⁶	ES7 1,0-3,0x10 ⁶	ES8 3,0-10x10 ⁶	ES9 10-30x10 ⁶	ES10 30-100x10 ⁶	
A							40A 125 G2 150 C3 40A 150 G2 150 G5	40A 150 G2 250 C3	50A 150 G1 250 C3	50A 150 G1 300 C3	
B						S 125 G4 150 C4 S 150 G4 150 G5	S ¹ /A0A 150 G3 150 C4 S ¹ /A0A 150 G3 150 G5	40A 150 G2 200 C4 30A 150 G2 200 G5			
C					S 125 G5 125 C4 S 125 G4 125 G6 S 100 G5 125 C4	S 125 G4 125 C4 S 125 G4 150 G5 S 125 G4 125 C4	S 150 G3 150 C4 S 150 G3 150 G5				
D	S1 125 G5 125 G7	S1 150 G5 150 G7	S1 150 G4 150 G7	S1 100 G4 125 G6 S1 100 G5 100 C4	S 125 G4 125 G6 S 100 G5 125 C4	S 125 G4 150 G6 S 100 G5 125 C4	S 125 G4 150 G6 S 100 G5 125 C4				150 G9 G10

Symbol A denotes AG, AC, OR AS. A0, AP may be recommended as a surfacing measure for improved skid resistance when wet or to reduce water spray. S denotes Double Surface Treatment (seal or combinations of seal and slurry). S1 denotes Single Surface Treatment.
* If seal is used, increase C4 and G5 subbase thickness to 200 mm.

G:\TRH\NEW\CAT\GRN1.DRW

ANEXO A-3: Gráfico para Bases Granulares en Regiones Húmedas

GRANULAR BASES (WET REGIONS)

DATE 1995

ROAD CAT.	PAVEMENT CLASS AND DESIGN BEARING CAPACITY (80 kN AXLES/LANE)										Foundation
	ES1 < 3000	ES2 0,3-1,0x10 ⁴	ES3 1,0-3,0x10 ⁴	ES4 3,0-10x10 ⁴	ES5 0,1-0,3x10 ⁶	ES6 0,3-1,0x10 ⁶	ES7 1,0-3,0x10 ⁶	ES8 3,0-10x10 ⁶	ES9 10-30x10 ⁶	ES10 30-100x10 ⁶	
A							30A 150 G1** 200 C3	40A 150 G1 300 C3 (250 C3)	50A 150 G1 400 C3 (300 C3)		
B					S 150 G2 150 C4 S 150 G2 200 G5	S/30A 150 G1** 200 C4	40A 150 G1 300 C4 (250 C4)				150 G7 150 G8 G10
C		S 100 G5 125 C4 S 125 G4 125 G6	S 125 G5 125 C4 S 150 G4 150 G6	S 125 G2 150 C4 S 150 G2 150 G5	S 125 G2 150 C4 S 150 G2 150 G5	S 150 G2** 200 C4 S 150 G2 150 G4					
D	S1 125 G5 125 G7	S1 150 G5 150 G7	S1 100 G4 125 G6 150 G7	S1 100 G4 125 G6 150 G7	S 125 G4 125 G6 S 100 G5 125 C4	S 150 G4 150 G6 S 125 G4 125 G6 S 100 G5 125 C4					150 G9 G10

Symbol A denotes AG, AC, OR AS. A0, AP may be recommended as a surfacing measure for improved skid resistance when wet or to reduce water spray. S denotes Double Surface Treatment (seal or combinations of seal and slurry). S1 denotes Single Surface Treatment.

* If water is prevented from entering the base, the subbase thickness may be reduced to the values indicated in brackets.
 ** Base thickness may be reduced by 25 mm if cemented subbase thickness is increased by 50 mm.

C:\TRH4\NEW\CAT\GRNW1.DRW

ANEXO A-4: Gráfico para Bases de Mezcla Asfáltica en Caliente

HOT-MIX ASPHALT BASES

DATE 1995

ROAD CAT.	PAVEMENT CLASS AND DESIGN BEARING CAPACITY (80 kN AXLES/LANE)										Foundation
	ES1 < 3000	ES2 0,3-1,0x10 ⁴	ES3 1,0-3,0x10 ⁴	ES4 3,0-10x10 ⁴	ES5 0,1-0,3x10 ⁶	ES6 0,3-1,0x10 ⁶	ES7 1,0-3,0x10 ⁶	ES8 3,0-10x10 ⁶	ES9 10-30x10 ⁶	ES10 30-100x10 ⁶	
A											
B											
C											
D											

Symbol A denotes AG, AC, OR AS. A0, AP may be recommended as a surfacing measure for improved skid resistance when wet or to reduce water spray. Symbol BC does not include LAMBS (See BC1 Table 13).
 S denotes Double Surface Treatment (seal or combinations of seal and slurry).
 S1 denotes Single Surface Treatment.

C:\TRF\NEW\CATASPH.DRW

ANEXO A-5: Gráfico para Bases Estabilizadas

CEMENTED BASES

DATE 1995

ROAD CAT.	PAVEMENT CLASS AND DESIGN BEARING CAPACITY (80 KN AXLES/LANE)										Foundation
	ES1 < 3000	ES2 0,3-1,0*10 ⁴	ES3 1,0-3,0*10 ⁴	ES4 3,0-10*10 ⁴	ES5 0,1-0,3 * 10 ⁶	ES6 0,3-1,0 * 10 ⁶	ES7 1,0-3,0 * 10 ⁶	ES8 3,0-10 * 10 ⁶	ES9 10-30 * 10 ⁶	ES10 30-100*10 ⁶	
A											
B											
C											
D											

Symbol A denotes AG, AC, or AS. A0, AP may be recommended as a surfacing measure for improved skid resistance when wet or to reduce water spray. S denotes Double Surface Treatment (seal or combinations of seal and slurry). S1 denotes Single Surface Treatment (See Table 13).

* Crushing of the cemented base owing to relatively high tyre/pavement contact stresses may occur.

C:\TRH\NEW\CATCEM.DRW

ANEXO A-6: Gráfico para Bases de Macadam Húmedo

WATERBOUND MACADAM BASES

DATE 1995


ROAD CAT.	ES1 < 3000	ES2 $0,3-1,0 \cdot 10^4$	ES3 $1,0-3,0 \cdot 10^4$	ES4 $3,0-10 \cdot 10^4$	ES5 $0,1-0,3 \cdot 10^6$	ES6 $0,3-1,0 \cdot 10^6$	ES7 $1,0-3,0 \cdot 10^6$	ES8 $3,0-10 \cdot 10^6$	ES9 $10-30 \cdot 10^6$	ES10 $30-100 \cdot 10^6$	Foundation
A #							30 - 40A* 125 WM1 150 C3	40A* 150 WM1 125 C3 125 C4	50A* 150 WM1 150 C3 150 C3		
B					S* 100 WM2 150 G5	S* 125 WM2 150 G5	S or 30A* 125 WM2 150 C4	40A* 125 WM1 125 C4 125 C4			150 G7 150 G9 150 G9 G10
C				S* 100 WM2 100 C4	S* 100 WM2 125 C4	S* 100 WM2 150 G5	S* 125 WM2 100 C4				
D				S* 100 WM2 125 G5			S* 125 WM2 150 G5				

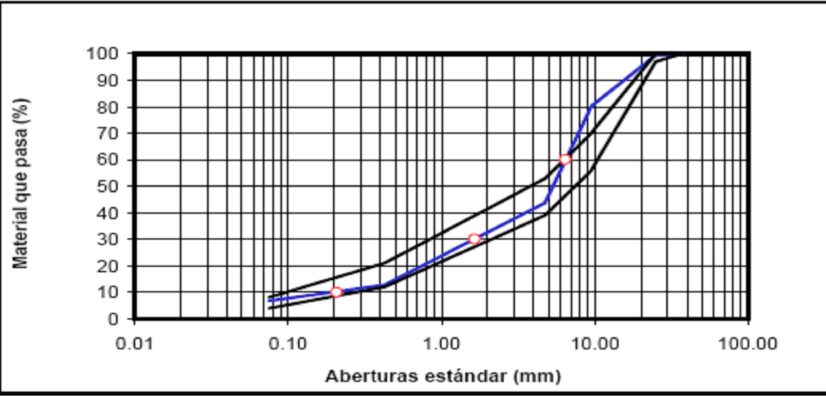
* Symbol A denotes AG, AC, or AS. Symbol S denotes S2 or S4; See Table 13 for Material Symbols.
 For selected layers see Section 8.4.2; For future maintenance see Section 9.5.
 A0, AP permitted as a surfacing measure for skid resistance or reduction of water spraying.
 # For Category A pavements constructed without a paver, an asphalt leveling course of 25 mm to 30 mm is normally needed to improve on the riding quality.

C:\170144\NEW\WATER.DRW

Anexo B: Resultados de Laboratorio

ANEXO B-1: Banco de Préstamo "Nindirí".

		METODO DE ENSAYO						
Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos								
Proyecto: Investigación Monográfica				Fecha de ensayo: 02-Oct-07				
Cliente: Universidad Nacional de Ingeniería				Ubicación del banco: Planta de trituración de M&S				
Descripción: Base triturada				Sitio muestreado: Plantel de M&S				
Banco de material: Nindirí				Clasificación HRB: A-1-a (0)				
Método de ensayo: AASHTO T 27 ; 1999								
(A) Masa de la muestra inicial, g :		9339.2		TAMAÑO MINIMO DE LA MUESTRA A ENSAYAR				
(B) Masa de la muestra lavada, g :		8790.0		Tamaño máximo nominal (mm)	9.5	12.5	19	25
(A - B) Agregado lavado menor de 0.075 mm, g		549.2		Masa mínima para ensayo (g):	1,000	2,000	5,000	10,000
(C) Agregado tamizado menor de 0.075 mm, g :		77.0		Tamaño máximo nominal (mm)	37.5	50	63	75
(D) Masa total de agregado menor de 0.075 mm, g		626.2		Masa mínima para ensayo (g):	15,000	20,000	35,000	60,000
Tamiz Estándar	Aberturas Estándar	Masa retenida (g)	Masa retenida (%)	Masa ret. acum (%)	Material que pasa (%)	Especificaciones NIC-2000 (Tabla 1003-3, Col D)		
	mm					Esp Min	Esp Max	
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	0.0	100	100	100	
1"	25.000	60.0	0.6	0.6	99	97	100	
3/4"	19.000	1000.0	10.7	11.4	89			
3/8"	9.500	800.0	8.6	19.9	80	56	70	
No.4	4.750	3390.0	36.3	56.2	44	39	53	
N.10"	2.000	1660.0	17.8	74.0	26			
No.40"	0.425	1242.0	13.3	87.3	13	12	21	
N.200	0.075	555.0	5.9	93.2	6.8	4	8	
	Pana	77.0	6.7	99.9	0.1	<= 0.3, ok		
Parámetros de graduación:								
Tamaño Máximo: 37.5 mm								
Tamaño Máximo nominal: 25.0 mm								
Valoración de uniformidad y graduación del agregado:								
Cu : 31 D60 / D10								
Cg : 2.1 (D30) ² / D60 x D10								
no uniforme y bien graduada								
Técnico: Pedro J. Morales				Ing. Control Calidad:				



ANEXO B-2: Banco de Préstamo “El Garabato”

	METODO DE ENSAYO
	Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos

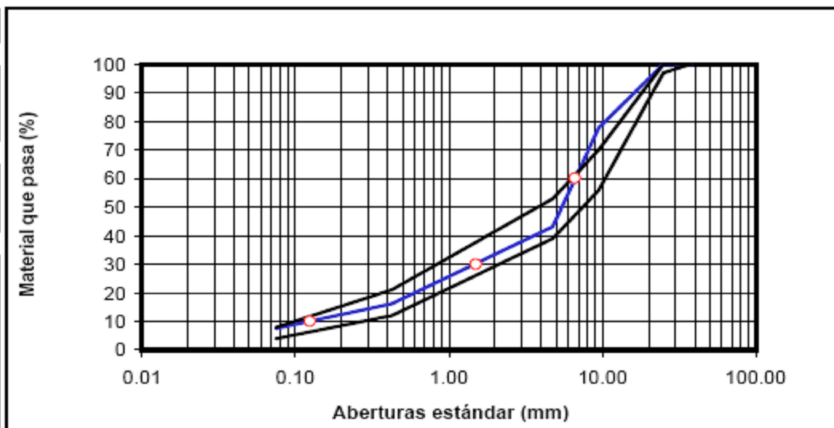
Proyecto:	Investigación Monográfica	Fecha de ensayo:	23-Oct-07
Cliente:	Universidad Nacional de Ingeniería	Ubicación del banco:	Tola (Rivas)
Descripción:	Base triturada	Sitio muestreado:	Planta de Trituración
Banco de material:	El Garabato	Clasificación HRB:	A-1-a (0)

Método de ensayo:	AASHTO T 27 ; 1999
-------------------	--------------------

(A) Masa de la muestra inicial, g :	5800.0	TAMAÑO MINIMO DE LA MUESTRA A ENSAYAR				
(B) Masa de la muestra lavada, g :	5400.0	Tamaño máximo nominal (mm)	9.5	12.5	19	25
(A - B) Agregado lavado menor de 0.075 mm, g	400.0	Masa mínima para ensayo (g):	1,000	2,000	5,000	10,000
(C) Agregado tamizado menor de 0.075 mm, g :	30.0	Tamaño máximo nominal (mm)	37.5	50	63	75
(D) Masa total de agregado menor de 0.075 mm, g	430.0	Masa mínima para ensayo (g):	15,000	20,000	35,000	60,000

Tamiz Estándar	Aberturas Estándar	Masa retenida (g)	Masa retenida (%)	Masa ret. acum (%)	Material que pasa (%)	Especificaciones NIC-2000 (Tabla 1003-3, Col D)	
						Esp Min	Esp Max
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	0.0	100	100	100
1"	25.000	0.0	0.0	0.0	100	97	100
3/4"	19.000	114.0	2.0	2.0	98		
3/8"	9.500	1180.0	20.3	22.3	78	56	70
No.4	4.750	2000.0	34.5	56.8	43	39	53
N.10"	2.000	807.0	13.9	70.7	29		
No.40"	0.425	759.0	13.1	83.8	16	12	21
N.200	0.075	505.0	8.7	92.5	7.5	4	8
	Pana	30.0	7.4	99.9	0.1	≤ 0.3, ok	

Parámetros de graduación:
Tamaño Máximo:
25.0 mm
Tamaño Máximo nominal:
19.0 mm
Valoración de uniformidad y graduación del agregado:
Cu : 53 D60 / D10
Cg : 2.7 (D30) ² / D60 x D10
no uniforme y bien graduada



Técnico: Pedro J. Morales

ANEXO B-3: Banco de Préstamo “La Luz”.

	METODO DE ENSAYO
	Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos

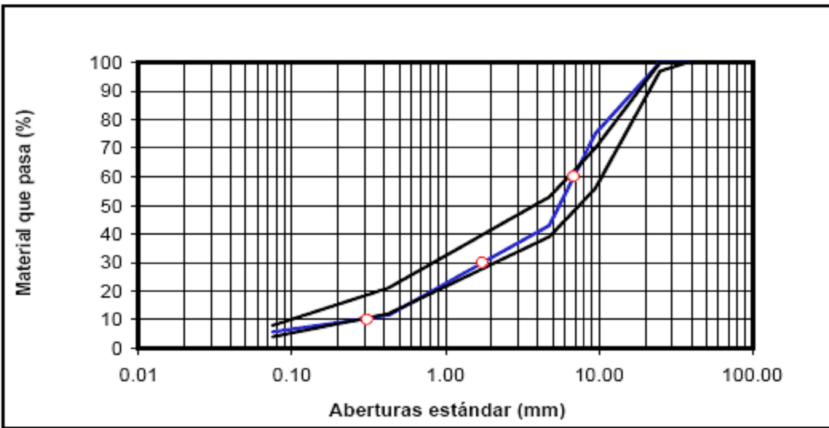
Proyecto:	Investigación Monográfica	Fecha de ensayo:	26-Nov-07
Cliente:	Universidad Nacional de Ingeniería	Ubicación del banco:	Km. 42 Carretera al Rama
Descripción:	Base triturada	Sitio muestreado:	Planta de Trituración
Banco de material:	La Luz	Clasificación HRB:	A-1-a (0)

Método de ensayo:	AASHTO T 27 ; 1999
-------------------	--------------------

(A) Masa de la muestra inicial, g :	4964.0	TAMAÑO MINIMO DE LA MUESTRA A ENSAYAR				
(B) Masa de la muestra lavada, g :	4697.0	Tamaño máximo nominal (mm)	9.5	12.5	19	25
(A - B) Agregado lavado menor de 0.075 mm, g	267.0	Masa mínima para ensayo (g):	1,000	2,000	5,000	10,000
(C) Agregado tamizado menor de 0.075 mm, g :	12.2	Tamaño máximo nominal (mm)	37.5	50	63	75
(D) Masa total de agregado menor de 0.075 mm, g	279.2	Masa mínima para ensayo (g):	15,000	20,000	35,000	60,000

Tamiz Estándar	Aberturas Estándar	Masa retenida (g)	Masa retenida (%)	Masa ret. acum (%)	Material que pasa (%)	Especificaciones NIC-2000 (Tabla 1003-3, Col D)	
	mm					Esp Min	Esp Max
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	0.0	100	100	100
1"	25.000	0.0	0.0	0.0	100	97	100
3/4"	19.000	74.4	1.5	1.5	99		
3/8"	9.500	1155.0	23.3	24.8	75	56	70
No.4	4.750	1600.0	32.2	57.0	43	39	53
N.10"	2.000	1007.7	20.3	77.3	23		
No.40"	0.425	561.0	11.3	88.6	11	12	21
N.200	0.075	282.9	5.7	94.3	5.7	4	8
	Pana	12.2	5.6	99.9	0.1	≤ 0.3, ok	

Parámetros de graduación:	
Tamaño Máximo:	25.0 mm
Tamaño Máximo nominal:	19.0 mm
Valoración de uniformidad y graduación del agregado:	
Cu : 22	D60 / D10
Cg : 1.4	(D30) ² / D60 x D10
no uniforme y bien graduada	



Técnico: Pedro J. Morales



METODO DE ENSAYO

Relación Soporte de California (CBR)

Proyecto: Investigación Monográfica	Fecha de ensayo: 30-nov-07
Cliente: Universidad Nacional de Ingeniería	Ubicación del banco: Km. 42 Carretera al Rama
Descripción: Base Triturada	Sitio muestreado: Planta de Trituración
Banco de Material: La Luz	Clasificación HRB: A-1-a (0)

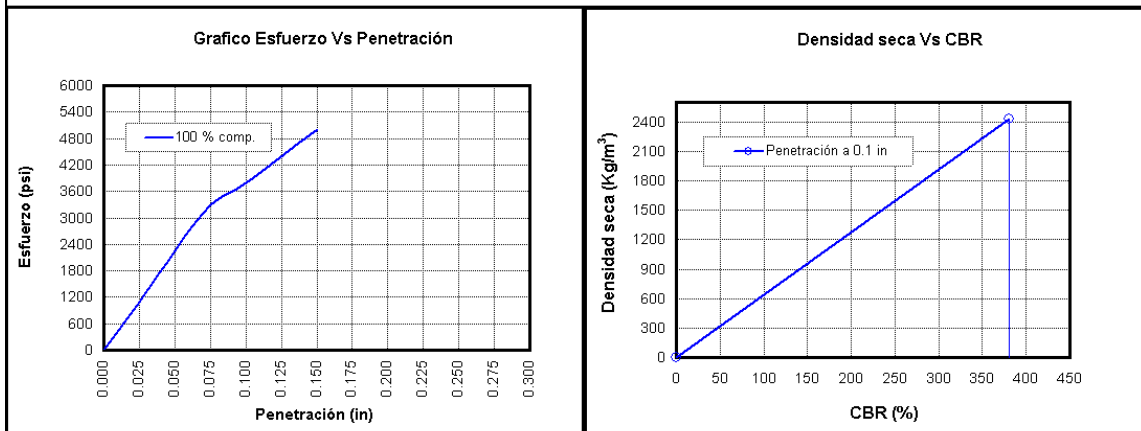
Método de Ensayo: AASHTO T 193-99 (2003)

Grado de Compactación alcanzado por los diferentes especímenes moldeados:

Humedad óptima:	5.8	Densidad seca max. (Kg/m ³):	2425	HINCHAMIENTO (%)				
Golpes	Hum. lograda (%)	y húmeda (Kg/m ³)	y seca (Kg/m ³)	Comp. (%)	1 DIA	2 DIA	3 DIA	4 DIA
200	5.0	2552.3	2430.7	100	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Esfuerzo Corregido Vs Penetración para distintos Grados de Compactación

Compactación (%)	Penetración (in):							
	0.000	0.025	0.050	0.075	0.100	0.150	0.200	0.250
100	0.0	1100.0	2250.0	3300.0	3800.0	5000.0		



LEYENDA	VALORES DE CBR OBTENIDOS PARA LOS ESPECIMENES				VALORES DE CBR OBTENIDOS POR INTERPOLACION			
	Compactación (%)	Densidad (Kg/m ³)	CBR a una penetración de:		Compactación (%)	Densidad (Kg/m ³)	CBR a una penetración de:	
			0,1"	0,2"			0,1"	0,2"
—	100	2431	380		100	2431	380	

Comentarios: Ensayo se hizo con 200 golpes por capa y se modificó la granulometría de acuerdo a la curva de densidad máxima.

Técnico: Pedro J. Morales

Nombre de archivo: Efectos de la alta compactación de la capa de base en pavimentos flexibles

Directorio: C:\Documents and Settings\Ing. Martin R. C\Mis documentos

Plantilla: C:\Documents and Settings\Ing. Martin R. C\Datos de programa\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm

Título: "El Desarrollo de un País Llega hasta donde Llegan sus Carreteras"

Asunto:

Autor: Pedro Joaquín Morales Cárdenas

Palabras clave:

Comentarios:

Fecha de creación: 21/01/2009 15:36:00

Cambio número: 56

Guardado el: 19/02/2009 18:03:00

Guardado por: Ing. Marling Pérez Montenegro

Tiempo de edición: 1,276 minutos

Impreso el: 19/02/2009 18:31:00

Última impresión completa

Número de páginas: 136

Número de palabras: 19,942 (aprox.)

Número de caracteres: 109,681 (aprox.)