

**ANÁLISIS DEFORMACIONAL A ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS
SEMI-RÍGIDOS ESTABILIZADOS CON CAL**

**IVÁN DARÍO JURADO MELO
ANDRÉS FABIANI MUÑOZ MARTINEZ**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2012**

**ANÁLISIS DEFORMACIONAL A ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS
SEMI-RÍGIDOS ESTABILIZADOS CON CAL**

**IVÁN DARÍO JURADO MELO
ANDRÉS FABIANI MUÑOZ MARTINEZ**

**Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director:
GUILLERMO MUÑOZ RICAURTE
I.C. Esp.**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2012**

NOTA DE RESPONSABILIDAD

Las ideas y conclusiones aportadas en el siguiente trabajo son responsabilidad exclusiva del autor.

Artículo 1ro del Acuerdo No. 324 de octubre 11 de 1966 emanado del Honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

NOTA DE ACEPTACIÓN:

Firma del Presidente del Jurado

Firma del Jurado

Firma del Jurado

San Juan de Pasto, Noviembre de 2012.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a:

Nuestros padres, por darnos la oportunidad de formarnos profesionalmente y brindarnos incondicionalmente su apoyo.

Guillermo Muñoz Ricaurte, I.C. Esp. Profesor titular de la Universidad de Nariño, por su gran colaboración, orientación y motivación.

Todos los profesores, que durante el transcurso de la carrera compartieron sus conocimientos y experiencias para formarnos.

CONTENIDO

pág.

INTRODUCCIÓN	14
1. LA CAL COMO ESTABILIZANTE	15
1.1 ANTECEDENTES DE LA CAL	15
1.1.1 Estabilización de suelos con cal..15	
1.2 QUÍMICA DEL TRATAMIENTO CON CAL	18
1.2.1 Secado.	18
1.3 FACTORES DEL SUELO PARA ESTABILIZARLOS CON CAL	19
1.4 UTILIZACIÓN DE LA CAL	20
1.4.1.1 Cal hidratada:	21
1.4.1.2 Cal viva:.....	21
1.4.1.3 Lechada de cal:	22
1.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN LA ESTABILIZACIÓN.....	22
1.5.1 Escarificación y pulverización.	22
1.5.3 Compactación.....	23
1.5.4 Curado.....	23
1.5.5 Tiempo de fraguado.....	23
2. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMI-RÍGIDOS	24
2.1 DESCRIPCIÓN.....	24
2.2 TEORÍA ELÁSTICA DE MEDIOS SEMI-INFINITOS.....	24
2.3 APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN DE BOUSSINESQ Y LA TEORÍA ELÁSTICA	26
2.4 SISTEMAS BICAPAS.....	31
2.4.1 Esfuerzos verticales.....	31
2.4.2 Deflexiones verticales (asentamientos).	33

2.5	SISTEMA ELÁSTICO DE MÚLTIPLES CAPAS	35
2.5.1	Fórmula de Palmer Baber generalizada	36
2.5.2	Fórmula de Odemark.....	36
2.5.3	Fórmula de Odemark y Kirk.....	37
3.	PRINCIPIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO MECANÍSTICO O RACIONAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMI-RÍGIDOS.....	39
3.1	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO	39
3.2	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO.....	40
3.3	PARÁMETROS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DISEÑO MECANÍSTICO.....	42
3.3.1	Tránsito.....	42
3.3.1.1	Caracterización de la carga de referencia.....	42
3.3.2	Factores ambientales. En cuanto a los factores ambientales, los principales a tener en cuenta son:.....	47
3.4	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES.....	47
3.4.1	Módulos de elasticidad.....	47
3.4.1.1	Suelos y materiales granulares.....	48
3.4.1.2	Subrasante.....	48
3.4.1.3	Capas granulares no tratadas (sub-base y base).	48
3.4.1.4	Capas asfálticas.....	49
3.4.2	Módulo de Poisson	54
3.5	CÁLCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES	54
3.6	PARÁMETROS ADMISIBLES.....	56
3.6.1	Criterio de agrietamiento por fatiga.....	56
3.6.1.1	Ecuación del Instituto del Asfalto	58
3.6.1.2	Ecuación de la SHELL.....	58
3.6.1.3	Ecuación de la ASSHTO	59
3.7	DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO.....	65
4.	ANÁLISIS DEFORMACIONAL.....	66
5.	CONCLUSIONES	74

6. RECOMENDACIONES75
BIBLIOGRAFÍA.....76

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Componente de esfuerzos, carga circular y coordenadas cilíndricas ...	24
Figura 2. Solución de Boussinesq para el cálculo de esfuerzos verticales σ_z	25
Figura 3. Aplicación de la solución de Boussinesq y la teoría elástica según Foster y Ahlvin	26
Figura 4. Distribución de esfuerzos y deformaciones para el ejemplo 1	28
Figura 5. Distribución de esfuerzos y deformaciones para el ejemplo 2	29
Figura 6. Sistemas bicapas	31
Figura 7. Esfuerzos verticales en medio de 2 capas	31
Figura 8. Deflexiones verticales en las superficies para sistemas de 2 capas	33
Figura 9. Metodología simplificada para el dimensionamiento de pavimentos nuevos	40
Figura 10. Caracterización de la carga de referencia	44
Figura 11. Determinación de la temperatura para una penetración de 800 (T_{800}) e índice de penetración (IP)	50
Figura 12. Nomograma para el cálculo del módulo de rigidez del asfalto	51
Figura 13. Nomograma para el cálculo del módulo dinámico de mezclas asfálticas	52
Figura 14. Diagrama básico para el cálculo de esfuerzos y deformaciones de un pavimento flexible en nuestro país	55
Figura 15. Deformación horizontal por flexo-tracción en las capas asfálticas	57
Figura 16. Deformaciones verticales específicas de compresión sobre la subrasante	64

Figura 17. Análisis deformacional de estructura típica	65
Figura 18. Análisis deformacional de estructuras semi-rígida	66
Figura 19. Esfuerzos verticales o de compresión estructura típica.....	66
Figura 20. Deformaciones por tracción estructura típica	67
Figura 21. Distribución de esfuerzos en pavimentos semi-rígidos.....	68
Figura 22. Esfuerzos y deformaciones críticas.....	69
Figura 23. Criterio para la aceptabilidad del diseño	71
Figura 24. Ejemplo de salida gráfica del método ME-PDG para ahuellamiento	71
Figura 25. Ejemplo de salida gráfica del método ME-PDG para agrietamiento longitudinal.....	72
Figura 26. Ejemplo de salida gráfica del método ME-PDG para IRI.....	72

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Relaciones sugeridas entre P_i y P_c para diferentes percentiles de diseño.....	43
Tabla 2. Factor de distribución por carril	45
Tabla 3. Módulo de Poisson para diferentes materiales	54
Tabla 4. Coeficientes de ajuste para la ecuación general de ahuellamiento	63
Tabla 5. Criterios de comportamiento por defecto en el software de la guía de diseño AASHTO 2002.....	70

RESUMEN

En este trabajo se realiza una sistematización de la información de suelos estabilizados con cal, se da a conocer la importancia que tiene este procedimiento en el análisis de los esfuerzos y deformaciones que se presentan en las estructuras de pavimentos semi-rígidos, como también se determina la influencia del espesor de la carpeta asfáltica en las deformaciones de la estructura de pavimentos con materiales estabilizados y no estabilizados. Finalmente se hace una comparación de las deformaciones que se presentan en cada una de las capas de la estructura del pavimento.

ABSTRACT

In this work there is realized a systematizing of the information of soils stabilized with lime, there is announced the importance that has this procedure in the analysis of the efforts and deformations that they present in the structures of semi-rigid pavements, since also there decides the influence of the thickness of the asphalt folder in the deformations of the structure of pavements with stabilized and not stabilized materials. Finally there is done a comparison of the deformations that they present in each of the caps of the structure of the pavement.

INTRODUCCIÓN

Un pavimento debe ser diseñado de tal manera que las cargas impuestas por el tránsito no generen deformaciones permanentes excesivas. Este es un tema que ha preocupado a los ingenieros encargados del diseño de vías desde el comienzo de este siglo. Durante mucho tiempo, se han utilizado métodos que tienen gran correlación experimental y considerable tiempo de uso para su verificación, entre estos están los métodos racionales basados en consideraciones teóricas sobre la distribución de los módulos y parámetros de diseño.

El método racional o mecanístico, se basa en la aplicación de la mecánica estructural que permite determinar la respuesta de los elementos estructurales que componen el pavimento, tales como esfuerzos, deformaciones y deflexiones inducidas por las diferentes sollicitaciones como lo son el tránsito, el clima, etc. En el caso de los pavimentos semi-rígidos, éstas deformaciones se producen en cada una de las capas, siendo la cal una buena alternativa para estabilizarlas, disipando mejor los esfuerzos y deformaciones que se puedan producir en dicha estructura.

La estabilización con cal consiste en la incorporación de pequeños porcentajes de cal a los efectos de mejorar las características físicas de los suelos de interés vial, como son el índice de plasticidad, hinchamiento y límite de contracción, para lograr la transformación del suelo en otro de características más apropiadas para constituir las diferentes capas del pavimento o como superficie de rodamiento en los caminos de tierra o bajo costo.

Un beneficio característico de la estabilización con cal es que esta mezcla tiene la capacidad de re-cementarse a través de las grietas, por un mecanismo auto regenerativo. Debido a ello, la capa de la estructura estabilizada con cal es menos susceptible al deterioro bajo carga repetida y más resistente a los efectos ambientales que la capa sin estabilizar.

Por lo tanto, para la estabilización de suelos con cal existen una serie de factores de los que depende el éxito del tratamiento. Estos factores que se deben considerar en la selección de la cal como estabilizador adecuado para un suelo son: el tipo de suelo a estabilizar, el propósito para el cual la capa será utilizada, el tipo de mejora que se desea del suelo, el objetivo de la estabilización, la resistencia requerida, durabilidad de la capa estabilizada, condiciones ambientales y el costo.

1. LA CAL COMO ESTABILIZANTE

1.1 ANTECEDENTES DE LA CAL

El empleo de cal para la estabilización de los suelos fue empleada en obras tan antiguas como la muralla china y algunos caminos romanos, pero sólo hasta hace algunos años empezaron a estudiar en forma racional los mecanismos responsables de la estabilización, así como las diferentes modificaciones sufridas por el suelo estabilizado.

En el país existen suelos con contenidos apreciables de limos y arcillas, los suelos arcillosos aumentan notoriamente su límite plástico por adición de pequeños porcentajes de cal. Los mayores aumentos del límite plástico se notan en aquellos cuyo compuesto mineral principal es la montmorillonita: cuanto mayor es el contenido de ésta mayor es el incremento del límite plástico. En los suelos arcillosos illíticos el aumento es también considerable, aunque no tan grande como en los montmorilloníticos, para iguales contenidos de arcilla. Los menores aumentos se notan en las arcillas caoliníticas, todas estas arcillas presentan graves problemas geotécnicos para su empleo en la construcción de infraestructuras debido a su elevada plasticidad, reducida capacidad portante e inestabilidad de volumen en función de la humedad (hinchamiento y retracción). El tratamiento y estabilización con cal de estos suelos es una solución muy interesante desde los puntos de vista económico, ambiental y técnico. En general, puede afirmarse que siempre que el índice de plasticidad de un suelo sea igual o mayor que 10, es aconsejable y satisfactoria su estabilización con cal.

1.1.1 Estabilización de suelos con cal. Existen diversos tipos de cal con características particulares que la hacen más apropiada para ciertas aplicaciones. En términos generales, podemos afirmar que las más empleadas en el tratamiento de suelos debido a su reactividad, son las ricas en calcio. La cal dolomítica es menos reactiva y por su considerable contenido de magnesio su uso está limitado al mejoramiento de suelos agrícolas.

La cal se agrega a los suelos de baja calidad para producir bases y sub bases útiles, también ayuda a resistir el ahuellamiento y el crecimiento de la fractura a bajas temperaturas, reduce el endurecimiento por envejecimiento y mejora la resistencia a la humedad y durabilidad. La cal tiene ventajas significativas sobre otros aditivos incluyendo ahorro a largo plazo y una mayor durabilidad.

El uso más característico de la cal, es en la modificación y la estabilización del suelo de las capas de la estructura de un pavimento. La cal puede aumentar considerablemente la estabilidad, impermeabilidad y capacidad de carga de estas.

La estabilización de suelos con cal ha sido utilizada con gran éxito, logrando aumentar la vida útil de las vías, disminuyendo la frecuencia en el mantenimiento que a mediano y a largo plazo resultan ser soluciones económicas, ofreciendo mejores superficies de rodamiento y presentan un mejor desempeño ante condiciones de lluvia y humedad extrema.

La estabilización se produce cuando se añade la cal a un suelo reactivo para generar a largo plazo aumento de la fuerza a través de una reacción puzolánica, esta reacción produce hidratos estables de silicato de calcio e hidratos de aluminato de calcio, el calcio de la cal reacciona con los aluminatos y silicatos solubilizados de la arcilla. La reacción puzolánica continúa durante un período muy largo de tiempo, incluso décadas siempre y cuando la cal este presente y el pH se mantenga alto¹. Como resultado, el tratamiento con cal puede producir ganancias de alta resistencia y de larga duración. La clave de la reactividad puzolánica y estabilización es un suelo reactivo.

En Colombia en la construcción de pavimentos semi-rígidos los suelos estabilizados más usados son los de suelo-cemento y los estabilizados con asfalto. Sin embargo, recientemente se ha demostrado mediante estudios de laboratorio realizados con mezclas de suelo residual y diferentes contenidos de cal, que los suelos estabilizados con cal presentan características mecánicas comparables con la de las mezclas suelo-cemento. “Estos estudios han demostrado que contenidos de cal entre 6 y 9% producen incrementos sustanciales en la resistencia a la compresión simple, tracción directa, deformabilidad definida por el módulo de resiliencia y a la erosión”².

En cuanto al tipo de cal en función de su presentación y con un enfoque a las características físicas del suelo (su contenido de humedad principalmente), resulta bastante lógico deducir qué tipo de cal se puede emplear y la forma de aplicación más adecuada para nuestro propósito.

La cal viva se utiliza con frecuencia para secar los suelos húmedos en los sitios de construcción y otros sectores, los suelos se secan debido a una reacción fuertemente exotérmica la cual provoca incrementos en la temperatura y evapora el agua en exceso, lo que reduce el tiempo de inactividad y proporciona una superficie de trabajo mejorada. Para un suelo con un contenido de humedad moderada, se puede emplear la cal hidratada, debido a que no necesita una gran

¹ MANUAL DE ESTABILIZACION DEL SUELO TRATADO CON CAL. Estabilización y modificación con cal. 2004.

²HIDALGO MONTOYA, Cesar Augusto. Comportamiento de una pista experimental depavimento flexible con base estabilizada con cal. Medellín. Universidad de Medellín. 2010.

cantidad de humedad para reaccionar, se aprovecha la que posee el suelo, sin llegar a secarlo demasiado. En un suelo seco lo recomendable es emplear una lechada de cal, lo cual permitirá aportar la cantidad de agua necesaria para que se inicien y desarrollen las reacciones físico-químicas entre los componentes del suelo y la cal. De este modo el proceso será más rápido y eficiente.

Para llevar un control adecuado de la calidad en el proceso de la estabilización de suelos con cal es necesario seguir las siguientes recomendaciones:

- Contenido óptimo de cal.
- Dosificación en campo.
- Profundidad del suelo a tratar.
- Pulverización del suelo.
- Mezclado eficiente.
- Humedad óptima.
- Compactación mínimo del 95% es recomendable con equipo adecuado para suelos finos.

También, se debe tener en cuenta algunos factores como: el viento, la época del año, disponibilidad de agua, equipo de mezclado, compactación adecuada, entre otros, que pueden influir en la determinación del tipo de cal que se va a emplear. Independientemente del tipo de cal a emplear es importante destacar que el contenido de óxido de calcio disponible para reaccionar deberá ser como mínimo del 85% ya que de esto depende la eficiencia del producto y la cantidad del mismo.

1.1.2 Modificación de suelos con cal. La cal es una excelente opción para la modificación de las propiedades del suelo, puede modificar casi todos los suelos de grano fino, pero la mejora más efectiva se produce en suelos arcillosos de moderada a alta plasticidad. La modificación se produce porque los cationes de calcio suministrados por la cal rempazan los cationes presentes normalmente en la superficie del mineral de arcilla promovida por el entorno del pH alto del sistema de agua de cal.

La cal puede ser utilizada para uno o varios de los siguientes casos: ayudar a la compactación, secar las áreas húmedas, mejorar la capacidad de soporte, proporcionar una plataforma de trabajo para la construcción siguiente y

acondicionar el suelo o hacerlo trabajable. Generalmente, entre 1 y 4% de cal secará un sitio mojado suficientemente para permitir que procedan las actividades de construcción.

Además, el tratamiento con cal puede mejorar considerablemente la trabajabilidad y la resistencia a corto plazo del suelo, de tal forma que permite que los proyectos puedan ser ejecutados más fácilmente. Se utiliza del 1 al 4% de cal en peso con respecto al suelo para la modificación, que es generalmente una menor cantidad que la utilizada para la estabilización permanente de suelos. Los cambios hechos al suelo modificado con cal pueden o no ser permanentes. La diferencia principal entre la modificación y la estabilización es que con la modificación, generalmente no se le concede ninguna consideración estructural a la capa modificada con cal en el diseño de pavimento.

1.2 QUÍMICA DEL TRATAMIENTO CON CAL

Cuando la cal y el agua se añaden a un suelo, comienzan a ocurrir reacciones químicas casi inmediatamente.

1.2.1 Secado. Cuando se utiliza cal viva, ésta se hidrata inmediatamente y libera calor. Los suelos se secan porque el agua presente en el suelo participa en esta reacción y porque el calor generado puede evaporar la humedad adicional. La cal hidratada producida por estas reacciones iniciales, posteriormente reaccionará con las partículas de arcilla. Estas reacciones posteriores, lentamente producirán un secado adicional porque las mismas reducen la humedad, mejorando el soporte. Si se utiliza cal hidratada o una lechada de cal en lugar de la cal viva, el secado ocurre sólo por los cambios químicos del suelo, que reducen su capacidad para retener agua y aumentan su estabilidad.

1.2.2 Modificación. Después de la mezcla inicial, los iones de calcio de la cal hidratada emigran a la superficie de las partículas arcillosas y desplazan el agua y otros iones. El suelo se hace disgregable y granular, haciéndolo más fácil para trabajar y compactar. En esta etapa el índice de plasticidad del suelo disminuye drásticamente, así como lo hace su tendencia a hincharse y contraerse. El proceso llamado floculación y aglomeración generalmente ocurre en el transcurso de horas.

1.2.3 Estabilización. Cuando se añaden las cantidades adecuadas de cal y agua, el pH del suelo aumenta rápidamente, lo que permite romper las partículas de arcilla. La determinación de la cantidad de cal necesaria es parte del proceso de

diseño y se estima mediante pruebas. Se liberan la sílice y la alúmina y reaccionan con el calcio de la cal para formar hidratos de silicatos de calcio e hidratos de aluminatos de calcio que son productos cementantes similares a aquellos formados en el cemento Portland. Ellos forman la matriz que contribuye a la resistencia de las capas de suelo estabilizadas con cal. Cuando se forma esta matriz, el suelo se transforma de un material arenoso granular a una capa dura relativamente impermeable, con una capacidad de carga significativa. El proceso se inicia en unas horas y puede continuar durante años en un sistema diseñado correctamente. La matriz formada es permanente, duradera, y significativamente impermeable, produciendo una capa estructural que es tan fuerte como flexible.

1.3 FACTORES DEL SUELO PARA ESTABILIZARLOS CON CAL

Existen factores de gran importancia que sirven de indicativos para determinar cuando a un suelo es conveniente practicarle un tratamiento con cal para estabilizarlo. Dentro de ellos se destacan:

- La granulometría (contenido de finos no menor al 5%).
- El índice de plasticidad igual o mayor a 10.
- Un contenido de sulfatos por debajo del 1%.
- Ausencia de materia vegetal, como troncos, raíces, etc.

El contenido de finos asegura el contacto inseparable entre la cal y las partículas del suelo y por lo tanto se favorecen las reacciones químicas que producen la estabilización permanente.

El índice de plasticidad sirve como indicativo de qué tan arcilloso es el suelo. Otro dato que puede ser de utilidad, es el contenido de arcillas, el cual puede determinarse mediante un análisis químico y se recomienda que sea mayor al 7%.

Cuando un suelo no tiene este contenido mínimo de arcillas o es del tipo arenoso, se puede mezclar con materiales que aumenten este contenido o buscar otras alternativas, como serían las cenizas volantes y escoria de alto horno, que tienen un alto contenido de sílice y alúmina, elementos que producen una excelente reacción con la cal para lograr tener un mejor cementante.

Como regla general la cal reaccionará con los suelos de mediana y alta plasticidad produciendo un decremento en el índice de plasticidad, aumento de trabajabilidad, disminución de expansión y aumento de resistencia. La cal es utilizada para la estabilización de una gran variedad de materiales incluyendo suelos de muy baja

resistencia, transformándolos en una superficie de trabajo estable o con propiedades mecánicas similares a las de una subbase, además con cantidades marginales de materiales granulares como las grava-arcillas, conocidas también como gravas sucias pueden formar una base de alta resistencia y calidad³.

“Cuando existen sulfatos y fosfatos solubles en altas concentraciones arriba del 1% es conveniente hacer una adecuación al tratamiento para poder lograr tratarlos.

Eliminando la materia vegetal evitamos que haya interferencia en el desempeño de la cal, ya que ésta materia absorbe la cal y aumentaría la dosificación en peso de nuestro suelo a tratar”⁴.

Sin embargo, aunque estos factores son una clara referencia para determinar la viabilidad del tratamiento con cal, tampoco son restrictivos, es decir siempre que sea posible se recomienda efectuar un análisis detallado de todas las características del suelo, a fin de tener una mayor certeza sobre la aplicación de este proceso.

1.4 UTILIZACIÓN DE LA CAL

La cal puede ser utilizada para tratar suelos de distintos tipos, el primer paso en la evaluación de las opciones de tratamiento del suelo es identificar claramente el objetivo. Los pasos en la construcción implicados en la estabilización y en la modificación son similares, generalmente la estabilización requiere más cal y más tratamiento y control que la modificación. Los pasos básicos incluyen:

- Escarificar o pulverizar parcialmente el suelo.
- Esparcir la cal.
- Adición de agua y mezcla.
- Compactar a la densidad máxima práctica.
- Curado antes de la colocación de la siguiente capa o capa de protección.

Cuando se realiza la mezcla en planta sólo se aplican tres de los pasos mencionados: esparcir la mezcla (cal-agregado-agua), la compactación y el curado.

³ FERNÁNDEZ LOAIZA, Carlos. Mejoramiento y estabilización de suelos. 1982.

⁴MANUAL DE ESTABILIZACION DEL SUELO TRATADO CON CAL. Estabilización y modificación con cal. 2004.

1.4.1 Ventajas y desventajas de la utilización de la cal. La técnica de estabilización con cal utilizada en un proyecto debería estar basada en múltiples consideraciones, tales como la experiencia del contratista, la disponibilidad del equipo, la ubicación del proyecto (rural o urbano) y la disponibilidad de una fuente cercana y adecuada de agua. Algunas ventajas y desventajas de los diferentes métodos de aplicación de cal son los siguientes:

1.4.1.1 Cal hidratada:

Ventajas: puede ser aplicada más rápidamente que la lechada de cal. La cal hidratada puede ser utilizada para secar arcillas, pero no es tan eficaz como la cal viva.

Desventajas: las partículas hidratadas de cal son finas, de modo que el polvo puede ser un problema y este tipo de uso generalmente es inadecuado en áreas pobladas.

1.4.1.2 Cal viva:

Ventajas: economía, porque la cal viva es una forma más concentrada que la cal hidratada, conteniendo de 20 a 24% más de óxido de calcio disponible. Así, aproximadamente 3% de cal viva es equivalente a 4% de cal hidratada, cuando las condiciones permiten la hidratación completa de la cal viva con suficiente humedad. El tiempo de ejecución puede ampliarse debido a que la reacción exotérmica causada por el agua y la cal viva puede calentar el suelo. La cal viva es excelente para secar suelos. Los tamaños de partícula más grandes pueden reducir la generación de polvo.

Desventajas: la cal viva requiere 32% de su peso en agua para convertirse en cal hidratada y puede haber pérdida adicional por la evaporación significativa debido al calor de hidratación. Se debe tener cuidado con el empleo de la cal viva para asegurar una adecuada adición de agua, fraguado y mezcla. Estos mayores requerimientos de agua pueden plantear un problema de logística o costos en áreas remotas sin una fuente cercana de agua. La cal viva puede requerir más mezcla que la cal hidratada seca o que las lechadas de cal, porque las partículas de cal viva que son más grandes, primero deben reaccionar con el agua para formar la cal hidratada y luego debe ser mezclada con el suelo.

1.4.1.3 Lechada de cal:

Ventajas: aplicación libre de polvo. Es más fácil lograr la distribución. Se aprovecha la aplicación por rociado. Se requiere menos agua adicional para la mezcla final.

Desventajas: velocidad lenta de aplicación. Costos más altos debido al equipo extra requerido. Puede no ser práctico en suelos muy mojados. No es práctico para secar⁵.

1.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN LA ESTABILIZACIÓN

La cal a menudo trabaja bien para estabilizar vías que están siendo reconstruidas utilizando la recuperación del espesor total. Además, esto puede ser usado para mejorar la calidad de los materiales de base, particularmente aquellos que contienen cantidad excesiva de finos arcillosos. La aplicación de cal en ambos casos, puede contribuir al empleo de los materiales que de otra manera serían desperdiciados, transformándolos en materiales estructurales de alta calidad.

La recuperación del espesor completo es una buena alternativa cuando las vías tienen un inadecuado material de base y necesitan reconstrucción. Pulverizando la capa de superficie y mezclándola con la base existente y la subrasante, se puede lograr una base estructuralmente mejorada para recibir una nueva capa. La adición de un pequeño porcentaje de cal puede mejorar las propiedades de la base recuperada debido a la reacción puzolánica de los contaminantes arcillosos, cementando la matriz resultante.

Los procedimientos de construcción son similares a los mencionados anteriormente:

1.5.1 Escarificación y pulverización. Se utiliza un equipo adecuado (recuperadora o recicladora) para romper el pavimento existente y mezclarlo con los materiales de base y subrasante hasta el espesor completo de diseño. Dependiendo del espesor del pavimento, se puede requerir más de una pasada de la máquina recicladora o recuperadora para reducir el tamaño de los trozos de pavimento hasta un tamaño adecuado para la mezcla.

La mayoría de las especificaciones requieren que la capa de asfalto sea pulverizada de modo que el 100% pase un tamiz de 2 pulg.

⁵ MANUAL DE ESTABILIZACION DEL SUELO TRATADO CON CAL. Estabilización y modificación con cal. 2004.

1.5.2 Mezcla y adición de agua. Es importante mezclar completamente la cal en todas las partes de la nueva sección. Debe agregarse suficiente agua para asegurar que la cal se hidrate por completo (en el caso de la cal viva), y que pueda reaccionar con la arcilla de la mezcla.

Los tambores de mezclado de la mayoría de los mezcladores rotatorios están equipados con accesorios tales como mangueras para conectarse a los camiones de agua, ésta es una forma común para introducir agua dentro de la nueva capa mezclada de espesor total. Si dicha característica no está disponible, la capa recuperada deberá mezclarse después que la superficie sea mojada y la sección remezclada. Se requiere más de una aplicación de agua y de mezcla. El contenido de humedad final debería ser al menos al 2% arriba del óptimo para proporcionar suficiente agua para que las reacciones químicas de cal/suelo se lleven a cabo. Este porcentaje difiere de lo mencionado anteriormente, porque hay un porcentaje inferior de material fino en la recuperación de espesor completo que en la estabilización de arcillas.

1.5.3 Compactación. La compactación inicial por lo general, se realiza tan pronto sea posible después de la mezcla, utilizando un compactador de (pata de cabra) o un compactador vibratorio. Después que la sección se afina, la compactación final puede ser alcanzada utilizando un rodillo liso. El equipo deberá ser apropiado para la profundidad de la sección que está siendo construida.

1.5.4 Curado. Como con cualquier capa estructural estabilizada con cal, la superficie de la base recuperada deberá mantenerse húmeda hasta que esté cubierta por la capa de rodadura. Se deberá utilizar los métodos de curado con agua o con membrana de curado. La capa deberá ser curada hasta que el equipo de construcción pueda transitar sin dejar ahuellamiento.

1.5.5 Tiempo de fraguado. La mezcla de suelo y cal debería fraguar suficientemente para permitir la reacción química que cambia las propiedades del material. La duración de este período de fraguado debería basarse en el juicio de ingeniería y depende del tipo de suelo. El período de fraguado, comúnmente, es de 1 a 7 días. Después del fraguado, el suelo deberá ser mezclado de nuevo, antes de la compactación. Para suelos con índice de plasticidad bajos, o cuando el objetivo es el secado o la modificación, por lo general, el fraguado no es necesario⁶.

⁶MANUAL DE ESTABILIZACION DEL SUELO TRATADO CON CAL. Estabilización y modificación con cal. 2004.

2. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMI-RÍGIDOS

2.1 DESCRIPCIÓN

Los primeros intentos realizados para determinar la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, se deben al matemático francés Boussinesq, quien en 1885 calculó los esfuerzos que una carga vertical concentrada, actuante en la superficie horizontal de un medio semi-infinito, homogéneo y elástico linealmente e isotrópico, produce en cualquier punto de dicho medio.

Estas antiguas teorías en el diseño de pavimentos han sido traídas a consideración nuevamente debido al desarrollo de la computación, las cuales involucran nuevos elementos, como esfuerzos, deformaciones y deflexiones, parámetros necesarios para el dimensionamiento de la estructura del pavimento.

La primera dificultad encontrada fue la caracterización del comportamiento del pavimento al estar sometido a diferentes cargas, transmitidas por medio de los neumáticos de los vehículos. La forma más sencilla fue considerarlo como un semi-espacio homogéneo, el cual tiene un área y profundidad infinita, limitado por un plano superior en el cual son aplicadas las cargas.

La teoría original de Boussinesq fue basada en una carga concentrada aplicada en un semi-espacio elástico, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones obtenidas por acción de dicha carga fueron integrados y simplificados a los producidos por una carga circular.

En el desarrollo de este trabajo, se hará referencia de la aplicabilidad de la solución de Boussinesq, teoría multicapa, y programas computacionales que utilizan el método de la teoría elástica.

2.2 TEORÍA ELÁSTICA DE MEDIOS SEMI-INFINITOS

El cálculo de los esfuerzos transmitidos al terreno debido a la aplicación de las cargas del tránsito se basa en las siguientes consideraciones:

- Se asume que el terreno se comporta elásticamente, es decir, que las deformaciones que se generan serán proporcionales a las cargas aplicadas.
- La aplicación de una carga circular uniforme genera esfuerzos (normales y tangenciales) en el terreno (ver figura 1). La figura 1 muestra un semi-espacio homogéneo sometido a una carga circular de radio a , una presión uniforme q , el semi-espacio tiene un módulo de elasticidad E y una relación de Poisson μ .
- Si se considera un sistema de coordenadas cilíndricas donde σ_z , σ_r y σ_t , son esfuerzos normales y τ_{zr} es el esfuerzo tangencial. Los cuatro componentes definen el estado de esfuerzos en el punto inferior (r, z) . Los esfuerzos anteriores son función de q , r/a y z/a .

La aplicación de la teoría elástica, basada en la integración numérica de la solución de Boussinesq (1.885), considerando un medio homogéneo, elástico, isotrópico y semi-infinito, según figura 2 se tiene:

$$\sigma_z = \frac{3pz^3}{2\pi(r^2+z^2)^{5/2}} \quad [1]$$

Figura 1. Componentes de esfuerzos, carga circular y coordenadas cilíndricas.

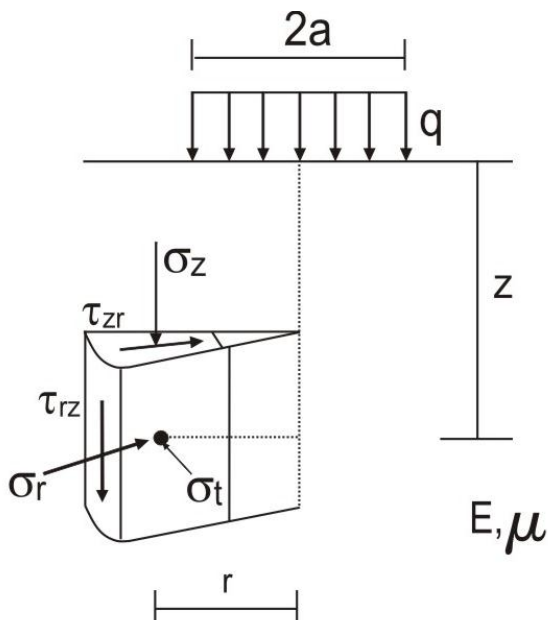
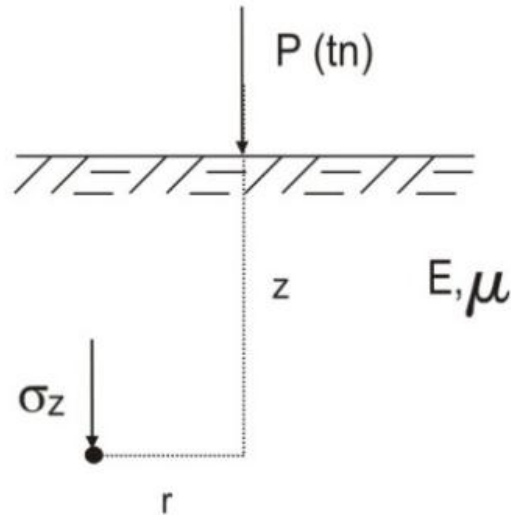


Figura 2. Solución de Boussinesq para el cálculo de esfuerzos verticales σ_z .



2.3 APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN DE BOUSSINESQ Y LA TEORÍA ELÁSTICA

En el caso de masas homogéneas existen varias formas de dar solución al problema, la primera es a partir de tablas, presentadas por Foster y Ahlvin en 1954, con las cuales se puede hallar los esfuerzos principales y la deflexión vertical ω_0 . Dado que la relación de Poisson tiene muy poco efecto en esfuerzos y deflexiones, Foster y Ahlvin asumieron que el semi-espacio era incompresible con relación de Poisson de 0,5.

Considerando una carga circular uniformemente repartida de magnitud q , y un plano horizontal cualquiera a una profundidad z_1 , se tendrán los máximos esfuerzos verticales transmitidos, σ_{zmax} , cuando $r = 0$ (punto ubicado en el eje vertical, ver figura 3).

Según Foster y Ahlvin los valores de σ_{zmax} , ϵ_z y ω_0 (asentamiento máximo en el centro del área circular)⁷ se pueden calcular con las siguientes ecuaciones:

⁷ REYES LIZACANO, Fredy Alberto. Diseño racional de pavimentos. Santafé de Bogotá. 2003.

- **Esfuerzo máximo vertical (en el eje vertical):**

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right] \quad [2]$$

σ_z es independiente de E y μ .

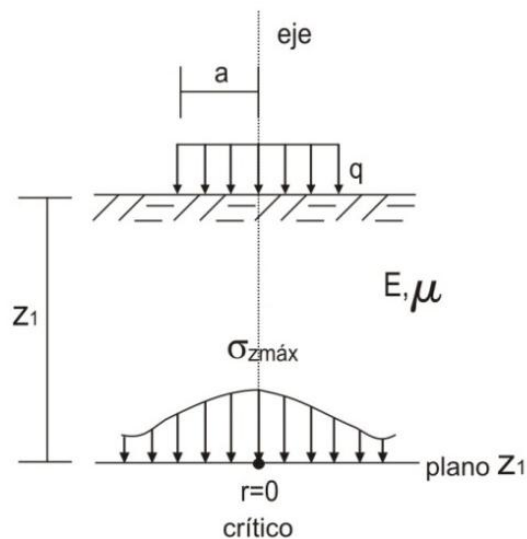
- **Deformación máxima en el eje vertical:**

$$\epsilon_z = \frac{(1+\mu)}{E} q \left[1 - 2\mu + \frac{2\mu z}{(a^2+z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right] \quad [3]$$

- **Deflexión vertical en la superficie y en el centro de la carga circular:**

$$\omega_0 = \frac{2(1-\mu^2)}{E} qa \quad [4]$$

Figura 3. Aplicación de la solución de Boussinesq y la teoría elástica según Foster y Ahlvin.



- **Ejemplos de aplicación de las ecuaciones anteriores.**

1. Determinar los esfuerzos y deformaciones en una carretera que no será pavimentada. La subrasante está conformada por conglomerado (gravoso muy compacto) de alta capacidad de soporte, CBR de 100%. El módulo elástico $E = 1000 \text{ kg/cm}^2$ y relación de Poisson $\mu = 0,40$, la carga aplicada es de 7 kg/cm^2 y el radio de contacto entre el neumático y la superficie de rodadura es 15 cm.

Solución:

Aplicando la ecuación 2 se obtiene σ_z y con la ecuación 3 se determina ϵ_z , para expresarla en porcentaje se multiplica por 100. Los resultados se resumen en el siguiente cuadro.

Profundidad (cm)	$\sigma_z(\text{kg/cm}^2)$	$\epsilon_z(\%)$
0	7	0,2
5	6,8	0,41
10	5,8	0,46
15	4,5	0,40
30	2,0	0,20
45	1,0	0,10
60	0,6	0,06
75	0,4	0,04
90	0,3	0,03

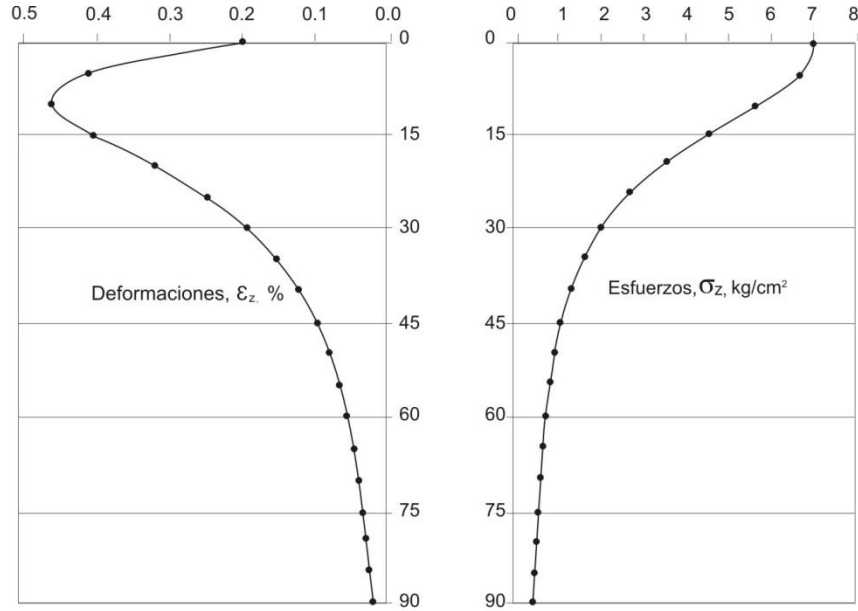
La distribución de esfuerzos y deformaciones en función de la profundidad es la indicada en la figura 4.

La deflexión vertical máxima en la superficie (asentamiento en la superficie) y en el centro del área cargada se calcula con la ecuación 4.

$$\omega_0 = \frac{2(1 - 0,40^2)}{1.000 \text{ kg/cm}^2} * 7 \text{ kg/cm}^2 * 15 \text{ cm}$$

$$\omega_0 = 1,85 \text{ mm}$$

Figura 4. Distribución de esfuerzos y deformaciones para el ejemplo 1.



De la figura 4 se puede concluir que los primeros 30 cm de la subrasante asumen el 70% de los esfuerzos transmitidos por el tránsito.

2. Determinar los esfuerzos y deformaciones en una carretera que no será pavimentada. La subrasante está conformada por arena fina uniforme, semi-compacta, de baja capacidad de soporte, C.B.R de 10%. El módulo elástico $E = 100 \text{ kg/cm}^2$ y relación de Poisson $\mu = 0,30$. La carga aplicada es de 7 kg/cm^2 y el radio de contacto entre el neumático y la superficie de rodadura es de 15 cm.

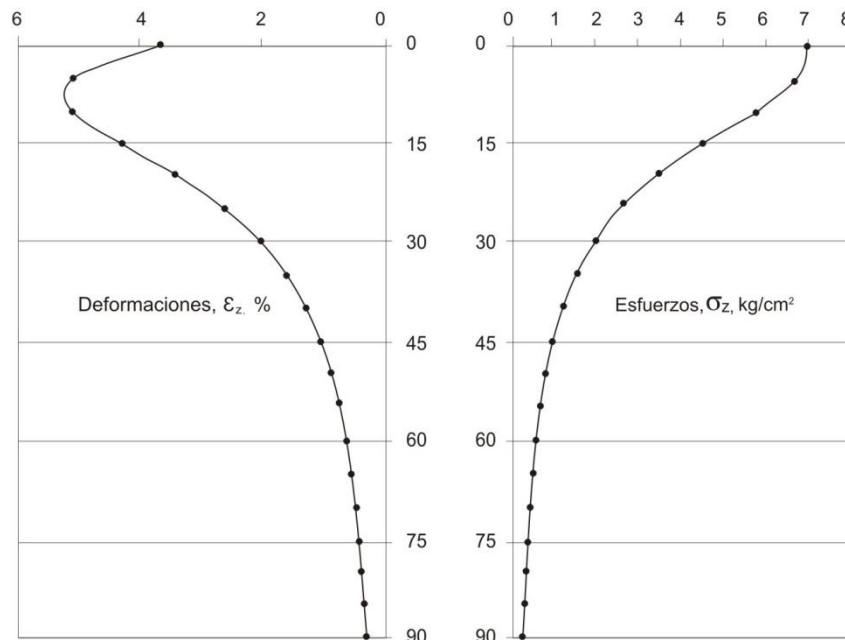
Solución:

Aplicando la ecuación 2 se obtiene σ_z y con la ecuación 3 se determina ϵ_z para expresarla en porcentaje se multiplica por 100. Los resultados se resumen en el siguiente cuadro.

Profundidad (cm)	$\sigma_z(\text{kg/cm}^2)$	$\epsilon_z(\%)$
0	7	3,64
5	6,8	5,08
10	5,8	5,12
15	4,5	4,28
30	2,0	2,01
45	1,0	1,05
60	0,6	0,63
75	0,4	0,41
90	0,3	0,29

La distribución de esfuerzos y deformaciones es la indicada en la figura 5.

Figura 5. Distribución de esfuerzos y deformaciones para el ejemplo 2.



Como se observa la distribución de esfuerzos en el problema 1 y 2 es el mismo, esto se debe a que los esfuerzos transmitidos no dependen de los parámetros del suelo, si no de la carga aplicada, en cambio la distribución de las deformaciones varía porque depende de las características de la subrasante.

La deflexión vertical máxima en la superficie (asentamiento en la superficie) y en el centro del área cargada se calcula con la ecuación 4.

$$\omega_0 = \frac{2(1 - 0,30^2)}{100 \text{ kg/cm}^2} * 7 \text{ kg/cm}^2 * 15 \text{ cm}$$

$$\omega_0 = 19 \text{ mm}$$

2.4 SISTEMAS BICAPAS

“Consideraciones en un sistema de 2 capas:

- Cada una de las capas es homogénea, isotrópica y elástica linealmente.
- El área de cada capa se asume infinita y a la profundidad de la primera capa se le da un valor finito, la última capa es infinita en todas las direcciones.
- La presión es aplicada en la superficie y ésta se presenta en forma circular con un radio **a**.
- Las condiciones de continuidad están presentes en las interfaces de las capas”⁸.

Para un sistema de dos capas como el que se muestra en la figura 6, se tiene:

2.4.1 Esfuerzos verticales. Los esfuerzos verticales en un sistema de dos capas dependen de la relación de los módulos de elasticidad de las dos capas E_1/E_2 , donde E_1 es el módulo de la capa superior y E_2 el de la capa subrasante y la relación h_1/a . La figura 7, muestra el efecto de la capa de pavimento en la distribución de esfuerzos verticales bajo el centro del área circular cargada.

En la figura 7, con módulo de Poisson $\mu = 0,5$ asumida para todas las capas, se puede observar que los esfuerzos verticales decrecen significativamente con el incremento de la relación de módulos. En la interface pavimento-subrasante, el esfuerzo vertical es aproximadamente el 68% de la presión aplicada si $E_1/E_2 = 1$ y se reduce alrededor del 8% de la presión aplicada si $E_1/E_2 = 100$.

⁸ MUÑOZ RICAURTE, Guillermo. Pavimentos de concreto asfáltico. San Juan de Pasto. Universidad de Nariño. 2002.

Figura 6. Sistemas bicapas.

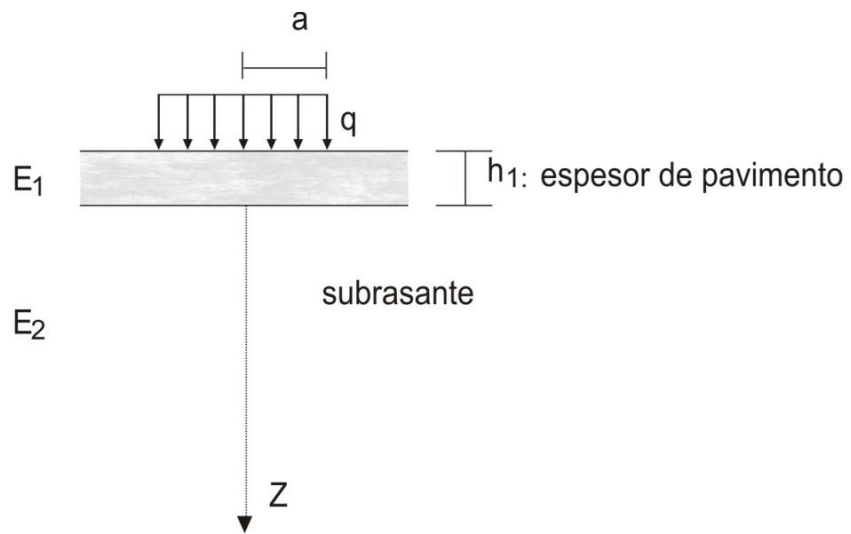
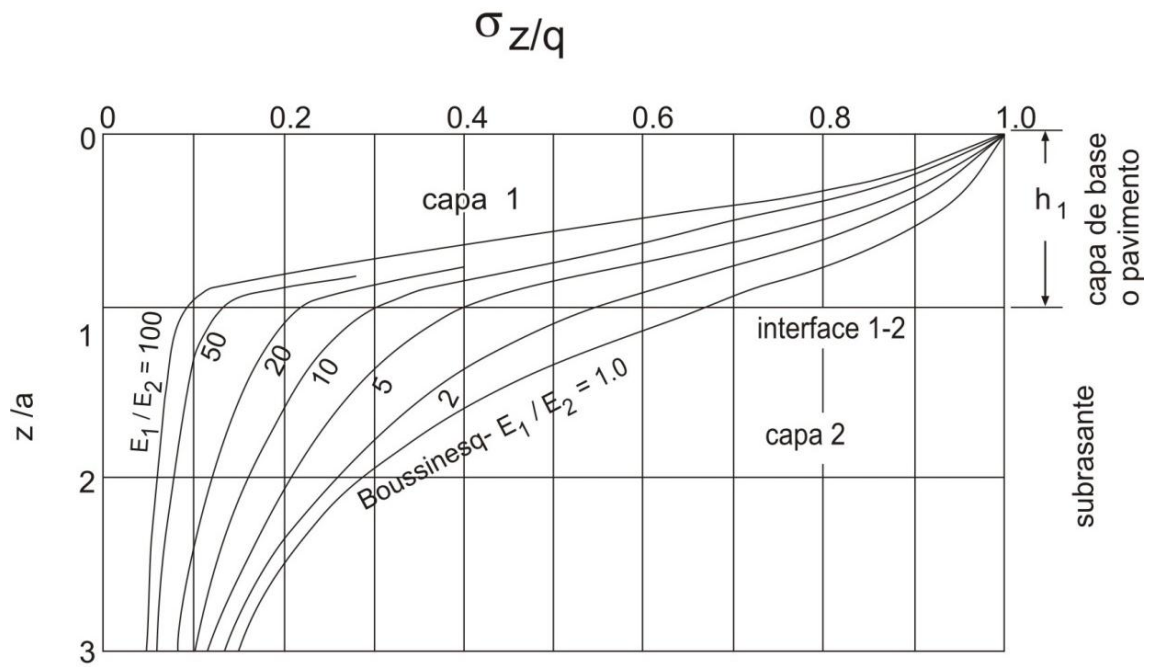


Figura 7. Esfuerzos verticales en medio de 2 capas.



- **Ejemplo de aplicación**

1. Si la presión aplicada proveniente del tráfico es 80 psi (5,52 kg/cm²) y el radio del área de contacto entre el neumático y la superficie de rodadura es 6 pulg (152 mm). La subrasante tiene módulo elástico E₂= 350 kg/cm². La carpeta tiene E₁= 35.000 kg/cm² y h₁ = a = 6 pulg. Determinar el esfuerzo vertical en la interface.

Solución:

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{35.000 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2} = 100$$

De la figura 7: $\frac{\sigma_z}{q} = 0,08$; $\sigma_z = 0,08 \times 5,52 = 0,44 \text{ kg/cm}^2$, esto significa que la subrasante debe distribuir 0,44 kg/cm² y la carpeta absorbió 5,08 kg/cm².

2.4.2 Deflexiones verticales (asentamientos). La deflexión vertical superficial se usa como criterio en el diseño de pavimentos. La figura 8, se puede usar para definir las deflexiones verticales de sistemas de 2 capas.

La deflexión se expresa en función del factor de deflexión F₂, según la ecuación 5.

$$\omega_0 = \frac{1,5qa}{E_2} F_2 \quad [5]$$

El factor de deflexión según la figura 8 está en función de E₁/E₂ y h₁/a.

- **Ejemplo de aplicación**

1. Determinar la deflexión vertical ω₀ para los siguientes casos:

a) La presión aplicada proveniente del tráfico es 7 kg/cm², radio del área de contacto entre el neumático y la superficie de rodadura es 25 cm. La carpeta tiene un E₁ = 7 kg/cm² y h₁ = 10 cm; la subrasante (conglomerado) E₂ = 1000 kg/cm².

Solución:

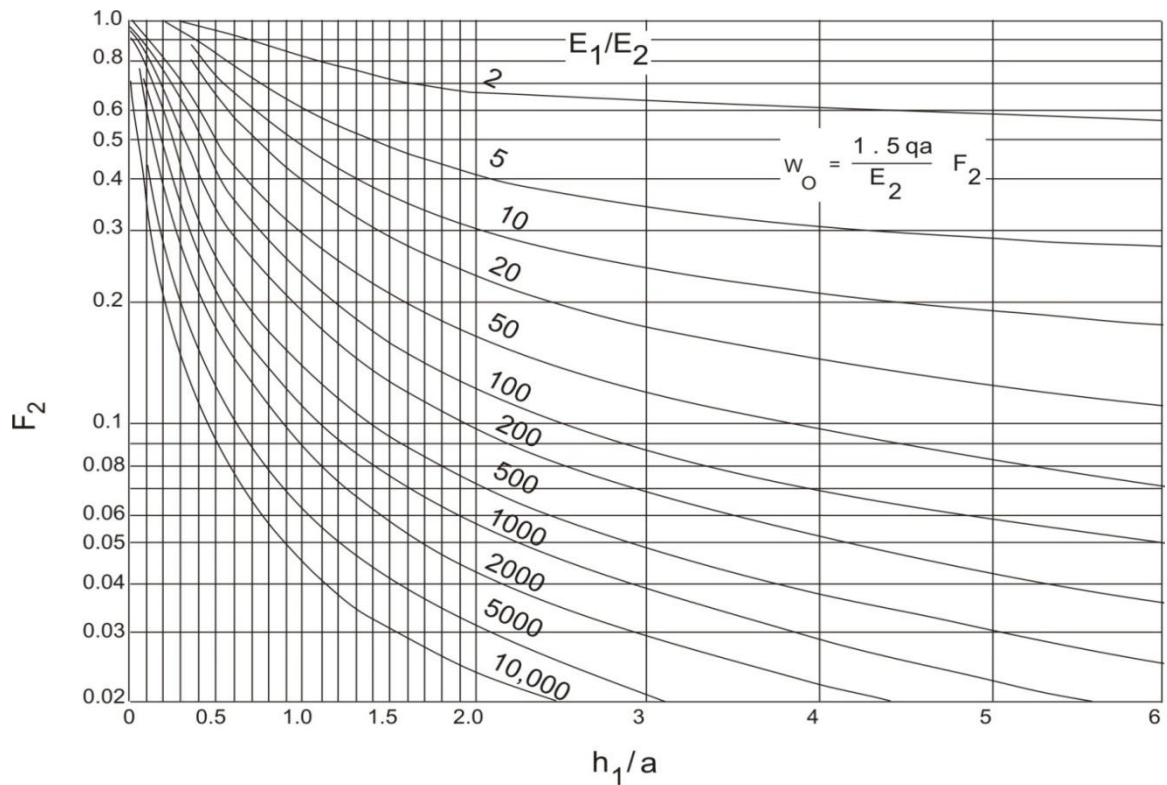
$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{7 \text{ kg/cm}^2}{1.000 \text{ kg/cm}^2} = 35$$

$$\frac{h_1}{a} = \frac{10 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 0,67$$

De la figura 8, se obtiene $F_2 = 0,46$ y aplicando la ecuación 5, se tiene:

$$\omega_0 = \frac{1,5 * 7 * 15}{1000} * 0,46 = 0,72 \text{ mm}$$

Figura 8. Deflexiones verticales en la superficie para sistemas de 2 capas (Burmister 1943).



b) Para los mismos datos del ejemplo anterior (a) pero con subrasante (arena semi-compactada) con $E_2 = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Solución:

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{35.000 \text{ kg/cm}^2}{100 \text{ kg/cm}^2} = 350$$

$$\frac{h_1}{a} = \frac{10\text{cm}}{15\text{cm}} = 0,67$$

De la figura 8, se obtiene $F_2 = 0.26$ y aplicando la ecuación 5, se tiene:

$$\omega_0 = \frac{1,5 * 7 * 15}{100} * 0,26 = 4,1 \text{ mm}$$

2.5 SISTEMA ELÁSTICO DE MÚLTIPLES CAPAS

Con el fin de acercarse un poco más al comportamiento real de los pavimentos, se han desarrollado teorías en las cuales se considera la estructura del pavimento como un sistema multicapa (varias capas), las cuales contienen materiales de diferente calidad en cada una de ellas.

En 1945 Donald M. Burmister propuso una teoría que se podía aplicar a estructuras de pavimento, basada en la de Boussinesq pero que tenía en cuenta estratos y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la masa del suelo, para calcular el estado de esfuerzos de ésta a cualquier profundidad.

La generalización del modelo a estructuras multicapas con diferentes condiciones de frontera fue propuesta por Weestergaard, Palmer y Baber, Odemark y otros. Este modelo tiene el fundamento en la hipótesis de Burmister, de las cuales se pueden extraer las siguientes:

- La estructura del pavimento es analizada como un sistema multicapa lineal elástico, en el cual los materiales que constituyen las diferentes capas están definidas por un módulo de elasticidad dinámico **E** y una relación de poisson **μ**.
- Los materiales son homogéneos e isotrópicos, las capas tienen infinita dimensión horizontal y de espesor finito constante, apoyado sobre un espacio semi-infinito de Boussinesq.

2.5.1 Fórmula de Palmer Baber generalizada. La carga sobre la estructura se esquematiza por una presión unitaria q , aplicada sobre un área circular de radio a .

La estructura está compuesta por $n-1$ capas horizontales de espesor h_1 , de módulo de Young E_1 y coeficiente de Poisson μ .

La deflexión en el centro de la carga esta dado por:

$$\omega_0 = \frac{2qa(1-\mu^2)}{E_n} \left[\frac{1 - \frac{E_n}{\hat{E}}}{\left[1 + \left(\frac{h_1 + \dots + h_{n-1}}{a} \right)^2 \left(\frac{\hat{E}}{E_n} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{1}{2}}} + \frac{E_n}{\hat{E}} \right] \quad [6]$$

$$\hat{E} = E_1 \left[\frac{h_1 + h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} + h_3 \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_1}} + \dots + h_{n-1} \sqrt[3]{\frac{E_{n-1}}{E_1}}}{\sum_{i=1}^{n-1} h_i} \right]^3 \quad [7]$$

2.5.2 Fórmula de Odemark. La carga sobre la estructura se esquematiza por una presión uniforme q aplicada sobre un área circular de radio a . La estructura está compuesta por $n-1$ capas horizontales, de espesor h_i , módulo de Young E_i y coeficiente de Poisson μ_i , todos iguales a μ , que se toma de la base en un masivo semi-infinito de características mecánicas en E_i y μ_i .

El desplazamiento vertical al nivel del suelo de soporte y en el eje de la carga está dado por:

$$\omega_s = \frac{P}{2E_n h e^2 \sqrt{1 + \frac{a}{h e}}} \quad [8]$$

Donde:

$$P = \pi a^2 q.$$

$$h_e = 0,8 \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}} \quad [9]$$

2.5.3 Fórmula de Odemark y Kirk. En un sistema multicapa elástico de n capas, de espesor h_i , de módulo de Young E_i , sometido a una carga circular, el esfuerzo vertical σ_z sobre el suelo de soporte está dado por:

$$\sigma_z = q \left(1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{a}{h_e} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad [10]$$

$$h_e = 0,8 \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}} \quad [11]$$

Para las interfaces de este sistema de múltiples capas, se debe evaluar la condición “ligada” o “no ligada”. El término “ligado” es un requerimiento necesario para restablecer la condición de frontera ó interface entre las capas de una estructura de pavimento.

En una interface hay que modelar la “transición” que existe entre los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos de los materiales vecinos. Si asumimos que éstas variables serán iguales, estaremos en la condición “ligada”, si alguna de estas variables fuera diferente la condición sería “ligada intermedia” y si las variables del estado de esfuerzo tensional fueran diferentes sería “no ligada”.

En cualquier caso se está ante la necesidad de modelar la interface. Este problema es común en un problema geotécnico donde se involucran materiales diferentes, sobre todo si uno de ellos está sometido a esfuerzos mayores ó concentrados. En pavimentos, la cosa se simplifica, dado que los materiales granulares con especificaciones rigurosas, friccionantes, y compactados siempre obedecerán a una interface “ligada”.

Es muy difícil encontrar una interface no ligada, salvo que corresponda a un diseño particular deficiente, y por lo tanto no tendría importancia en la práctica ingenieril⁹.

⁹ MUÑOZ RICAURTE, Guillermo. Pavimentos de concreto asfáltico. San Juan de Pasto. Universidad de Nariño. 2002.

Darle solución a sistemas elásticos de múltiples capas ya no es tarea difícil, para ello se usan programas de cómputo para el cálculo de los esfuerzos, deformaciones y deflexiones. Para un pavimento flexible, se han desarrollado varios programas de los cuales en nuestro medio los más utilizados son los siguientes:

- Deformaciones y esfuerzos en pavimentos, DEPAV. Programa editor desarrollado por la Universidad del Cauca, cuyo programa fuente lo constituye el alize III de Francia.
- Ábacos para el diseño de pavimentos flexibles ADIPAF. Programa editor desarrollado por la Universidad Javeriana, cuyo programa fuente lo constituye el ELSYM5 de los EE.UU.
- KENLAYER, programa desarrollado por Yang H. Huang en la universidad de Kentucky, EE.UU, 1993.
- MECDE 3 de la división de tecnología de vías y transporte de los EE.UU, segunda versión, 1998.
- BISAR, CHEVRON, EVERSTRES y otros.

3. PRINCIPIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO MECANÍSTICO O RACIONAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMI-RÍGIDOS

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

El método mecanístico o racional se basa en la aplicación de la mecánica estructural que permite determinar la respuesta de los elementos estructurales que compone el pavimento, tales como esfuerzos, deformaciones y deflexiones, que le inducen las diferentes solicitaciones (tránsito, clima) utilizando los fundamentos y el modelamiento de la teoría elástica.

Aceptar esta teoría es admitir que los materiales trabajan en el ámbito lineal de la relación entre esfuerzos y deformaciones. Su aplicación a una estructura de diversas capas, requiere una valoración de los parámetros elásticos y relaciones de Poisson de cada una de las capas. Dada la naturaleza de los materiales, los bituminosos dependiendo del tiempo de carga y la temperatura, los suelos y materiales granulares dependiendo de su contenido de humedad y densidad, los materiales cementados dependiendo de su grado de fisuramiento, etc., por todo esto la selección de valores apropiados resulta crítica.

Para el diseño de pavimentos por métodos mecanísticos, se deben emplear criterios de fatiga (fisuramiento por fatiga) y de deformación permanente. Los primeros se deben aplicar a todas las capas ligadas; los segundos se deberían aplicar de forma estricta, a todas las capas del pavimento. Sin embargo, muchos métodos mecanísticos clásicos aplican criterios de deformación permanente solamente a la subrasante, suponiendo que las demás capas no sufrirán deformaciones plásticas que contribuyan al ahuellamiento de la estructura del pavimento, siempre y cuando esas capas estén bien compactadas, se utilicen materiales de excelente calidad para su construcción y se efectúen adecuados diseños de mezcla para las mismas cuando corresponda.

La nueva guía empirico-mecanística de la AASHTO, incluye una documentación muy completa sobre criterios avanzados de análisis mecanísticos para todas las capas, tanto para deformación permanente en todas sus capas, como para la fatiga en las capas ligadas.

La ventaja de los métodos mecanísticos, es la versatilidad que proveen para la evaluación de muchos materiales bajo diferentes condiciones estructurales y ambientales. Suministran una base firme para la modelación racional de los sistemas de pavimentos; a medida que estos modelos vayan mejorando, se podrán esperar mejores correlaciones entre los parámetros de diseño y el

comportamiento real de las estructuras.

Sin embargo, presentan una dificultad, dada la variedad de modelos de análisis y criterios de comportamiento (fatiga, deformación permanente) que se encuentran en la literatura especializada. Un ingeniero poco especializado podría llegar a tener estructuras faltas de razonabilidad al aplicarlos de manera inapropiada.

Fundamentalmente se consideran dos modos de falla: deformación permanente de la estructura, la cual se evalúa en términos de la deformación vertical por compresión ϵ_z o en términos del esfuerzo vertical σ_z en la superficie de la subrasante y fisuramiento por fatiga en las capas asfálticas, debido a que la deformación horizontal por tracción ϵ_t en su parte inferior supera cierto límite.

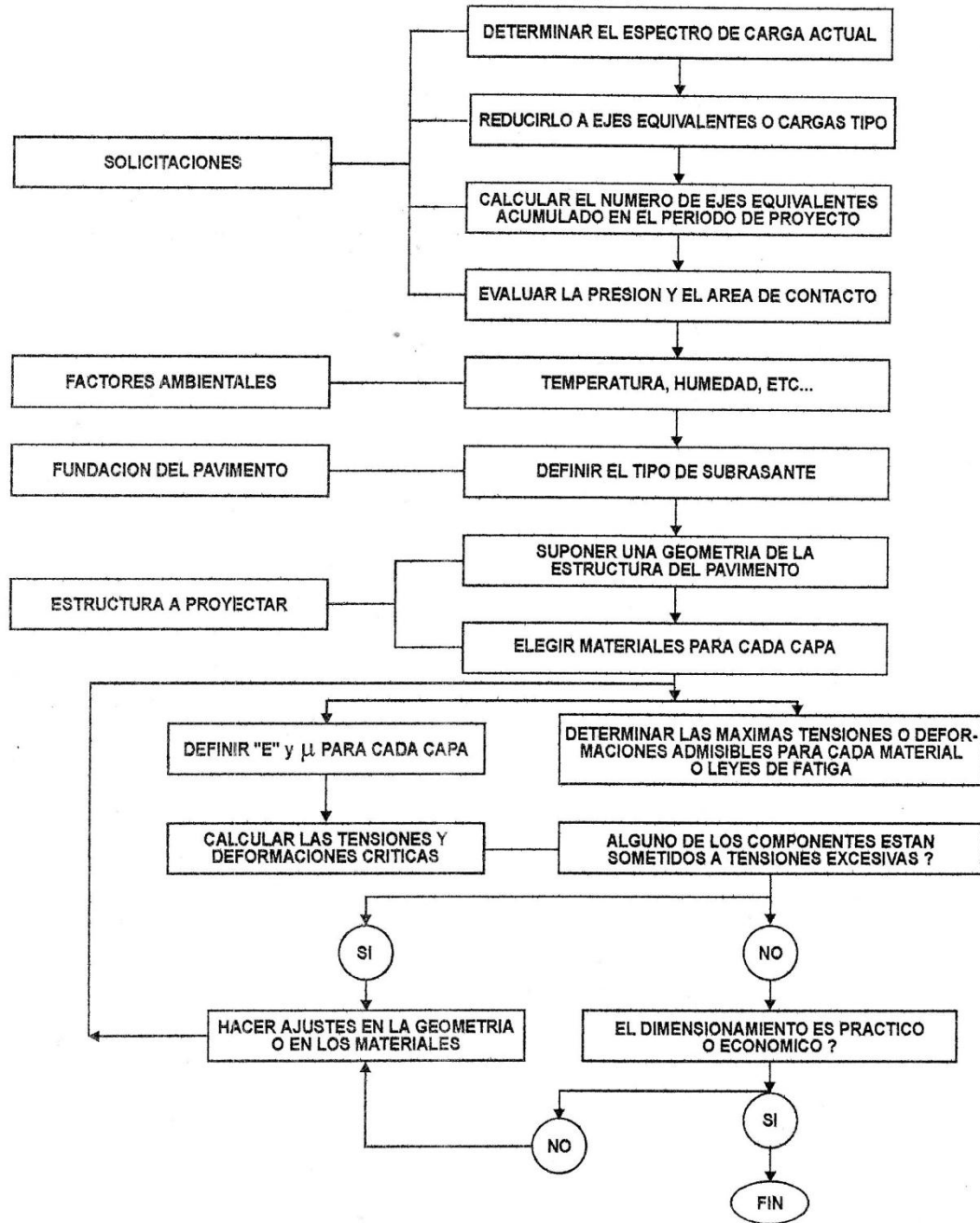
3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

La figura 9 indica la metodología simplificada para el dimensionamiento de la estructura del pavimento.

Los modelos de respuesta empleados en estos métodos de diseño son de tipo “mecánico”, los cuales tienen fundamento en las hipótesis de Burmister para sistemas multicapas, de las cuales se pueden extraer las siguientes:

- La estructura del pavimento es analizada como un sistema multicapa lineal elástico, en el cual los materiales que constituyen las diferentes capas están definidos por un módulo de elasticidad dinámico E y una relación de Poisson μ .
- Los materiales son homogéneos e isotrópicos, las capas tienen infinita dimensión horizontal y de espesor finito constante, apoyada sobre un espacio semi-infinito de Boussinesq.
- Adherencia entre capas.
- Continuidad sin presencia de fisuras.
- La carga se representa mediante una presión vertical uniforme, repartida sobre un área circular representativa de la impronta de la rueda dual correspondiente al eje de referencia.

Figura 9. Metodología simplificada para el dimensionamiento de pavimentos nuevos.



3.3 PARÁMETROS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO MECANÍSTICO

Los parámetros necesarios para su evaluación, para la aplicación de la teoría racional, se representan de una manera amplia de la siguiente forma:

3.3.1 Tránsito. La caracterización del tránsito para el diseño debe hacerse bajo dos aspectos:

3.3.1.1 Caracterización de la carga de referencia. En el diseño de pavimentos por métodos racionales, las solicitaciones producidas por el tráfico son asimiladas normalmente a una fuerza vertical igual al peso **P**, del eje de referencia dividido por el número de ruedas del eje y distribuida en una huella circular de radio **a**, mediante una presión **q** uniformemente repartida en el área de la huella.

La forma real de la huella sobre el pavimento no es circular, sino rectangular, con una cierta curvatura en los bordes del neumático en el sentido de la marcha. Así mismo el reparto de la carga no es uniforme, ya que los laterales del neumático introducen una rigidez que provoca una distribución diferencial en la superficie de la carga. Pero para el cálculo estructural, la consideración de carga vertical y reparto uniforme circular es suficientemente aproximada para dimensionar el pavimento.

El valor de la presión de contacto **P_c** entre el neumático y la superficie del pavimento depende así mismo de una serie de factores tales como carga sobre el neumático, tamaño y tipo del neumático, presión de inflado **P_i** del mismo, temperatura de la goma, velocidad del vehículo, etc.

Es común de los proyectistas suponer para el diseño de la estructura del pavimento, la presión de inflado del neumático en caliente igual a la de contacto entre éste y la superficie del pavimento, y que está un 10% por encima de la presión de inflado del neumático frío.

Según estudios se ha determinado que la presión en el contacto del neumático con el pavimento ni es constante ni sigue una distribución normal, por lo tanto, recomiendan emplear una aproximación con base en percentiles para obtener los esfuerzos de contacto requeridos con propósitos de diseño. Al efecto, se plantea una ecuación general del tipo **P_c = A P_i + B**, en la que los coeficientes **A** y **B** dependen del percentil de confiabilidad elegido según tabla 1.

TABLA 1. Relaciones sugeridas entre p_i y p_c para diferentes percentiles de diseño.

Percentil de diseño	A	B	Pc de diseño (KPa) ¹⁰
50	0.730	174	590
80	0.690	296	690
90	0.723	310	720
95	0.746	311	740
Máximo	0.833	312	790

Fuente: Guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos.

Según encuestas sobre camiones, realizadas por la Universidad Nacional de Colombia en el año de 1995, indicó la circulación de neumáticos con presiones de inflado superiores a 820 KPa, si en un determinado proyecto el promedio de las presiones de inflado es más elevado que el que se acaba de citar deberá realizarse los ajustes necesarios. En caso de no tener información, tomar para el diseño una presión de inflado entre 690 KPa (100 psi) y 828 KPa (120 psi).

El esquema de carga es el señalado en la figura 10. No siempre el eje máximo legal corresponde al eje de referencia adoptado para el cálculo y más aún en nuestro país la carga máxima legal frecuentemente es sobrepasada por sobrecargas ilegales.

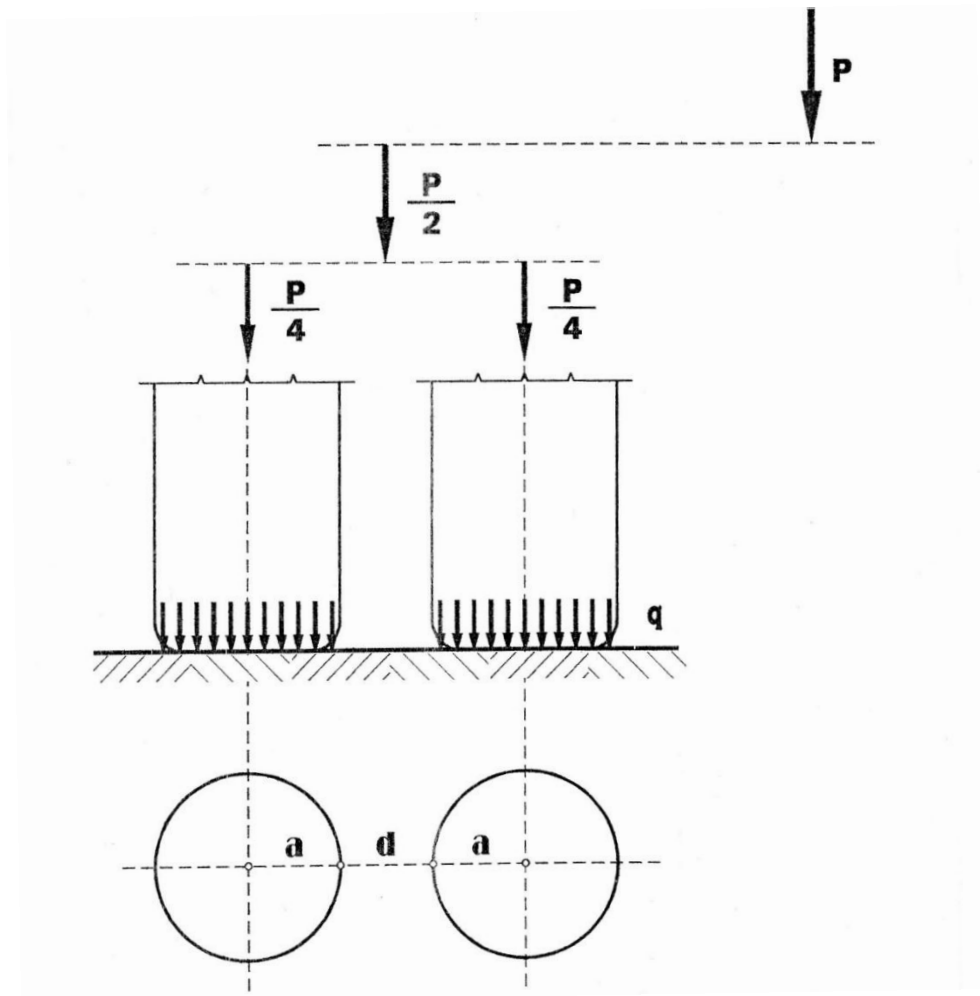
En Colombia, la carga de referencia se la ha adoptado en 8,2 Ton, (80 KN) no siendo siempre la misma para los demás países, como por ejemplo, para los Franceses 13 Ton y otros países Europeos en 10 Ton.

Por otra parte, la separación entre bordes de huellas d varía entre 0,78a y 1,33a siendo mayoritario el criterio de igualar separación y radio.

3.3.1.2 Determinación del tráfico equivalente (N). En la mayoría de los diseños de pavimentos, hay que calcular el tránsito acumulado total expresado en ejes equivalentes a 8,2 Ton N al final de un periodo de n años, el cual lo podemos calcular según el grado de detalle de la información que se pueda obtener en cada proyecto, se contemplan dos niveles para el propósito del tránsito.

¹⁰ para $P_i = 570$ kPa (80 psi)

Figura 10. Caracterización de la carga de referencia.



$$P = q \cdot \pi \cdot a^2 \cdot n$$

Donde:

P: carga de referencia.

q: presión de contacto.

a: radio de huella circular.

n: número de ruedas del eje.

Nivel 1: pronosticar el número de ejes equivalentes acumulados en el periodo de diseño como simple expansión del número de ejes equivalentes en el año base (o de puesta en servicio del pavimento), mediante fórmulas simples:

$$N = TPDo * \frac{A}{100} * \frac{B}{100} * 365 * \frac{(1+i)^n - 1}{Ln(1+i)} * Fc \quad [12]$$

Donde:

N: número acumulado de ejes de 8,2 Ton en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

TPDo: tránsito promedio inicial.

A: porcentaje de vehículos comerciales.

B: porcentaje de vehículos comerciales que emplean el carril de diseño, y se lo calcula así:

$$B = Fd * Fca \quad [13]$$

Fd: factor de distribución direccional, generalmente se adopta el 50% en cada dirección.

Fca: factor de distribución para el carril de diseño en función del número de carriles en cada sentido y se lo puede determinar mediante tabla 2.

TABLA 2. Factor de distribución por carril.

Número total de carriles en cada dirección.	Factor de distribución para el carril de diseño (Fca)
1	1,00
2	0,90
3	0,75

Fuente: Guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos.

i: tasa de crecimiento anual de vehículos comerciales, se determina mediante conteos y se expresa en porcentaje.

n: número de años para los que se encuentra proyectado el diseño.

Nivel 2: pronosticar el número acumulado de ejes equivalentes en el carril de diseño y en periodo de diseño, a partir de extrapolación de la serie histórica del número de ejes equivalentes que se presentaron en cada uno de los años que conforman dicha serie. Para realizar este procedimiento, se requiere el conocimiento de la serie histórica del tránsito promedio diario, de las composiciones y el factor de equivalencia por tipo de vehículo en el año de estudio o año base.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Establecer la serie histórica del TPDS de los diez últimos años.
- Convertir el TPDS observado en cada uno de los años de la serie histórica a ejes equivalentes de 8,2 Ton acumulados durante ese año, en el carril de diseño.

$$N_{\text{año } i} = TPDS_i * \frac{A}{100} * \frac{B}{100} * 365 * \frac{(1+i)^n - 1}{Ln(1+i)} * FC_{\text{año } i} \quad [14]$$

Donde:

N_{año i}: número acumulado de ejes de 8,2 Ton que circularon en el año i en el carril de diseño.

TPDS_i: tránsito promedio diario semanal medido en el año i de la serie histórica.

A: porcentaje de vehículos comerciales.

B: porcentaje de vehículos comerciales que se emplean en el carril de diseño (Fca * Fd).

FC_{año i}: factor camión global del año i.

- Con base en la información del número de ejes equivalentes a 8,2 Ton, establecer modelos de crecimiento (lineal, exponencial, etc).

- Definir el modelo de crecimiento del tránsito factible, el cual se realiza generalmente sobre la base de los resultados del coeficiente estadístico R2 (coeficiente de determinación).
- Estimar el tránsito futuro en cada uno de los años del periodo de diseño con base en el modelo seleccionado, considerando los posibles años muertos por estudio del proyecto, gestión del financiamiento y la construcción de la obra.
- Cálculo del número acumulado de ejes de 8,2 Ton en el carril de diseño durante el periodo de diseño **N**. se obtiene de la sumatoria de los ejes equivalentes a 8,2 Ton de los años correspondientes al periodo de diseño, se tendrá en cuenta además, el tránsito atraído y generado¹¹.

3.3.2 Factores ambientales. En cuanto a los factores ambientales, los principales a tener en cuenta son:

- La temperatura, porque influye en el módulo de las capas asfálticas.
- Humedad y nivel freático, porque pueden afectar los módulos de la subrasante, sub-base y base.

3.4 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

La correcta aplicación de las expresiones para el análisis mecánico de los pavimentos, implica la adopción de los módulos de elasticidad dinámicos **E** y Poisson μ , representativos para las diversas capas que lo constituyen.

3.4.1 Módulos de elasticidad. La determinación de los módulos de elasticidad dinámicos pueden obtenerse a partir de los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio combinados con ensayos no destructivos.
- Estimación o uso de nomogramas con correlaciones estadísticas.
- Comparación con materiales de características similares.

¹¹MUÑOZ RICAURTE, Guillermo. Pavimentos de concreto asfáltico. San Juan de Pasto. Universidad de Nariño. 2002.

- Medición “in situ” con base a ensayos no destructivos.

Cuando no se dispone de equipo apropiado (triaxial dinámico) para la ejecución de los ensayos, es aceptable la aplicación de expresiones sencillas y accesibles, que satisfacen razonablemente las necesidades. Las relaciones propuestas por distintos autores son las siguientes:

3.4.1.1 Suelos y materiales granulares. El módulo es función del nivel de tensiones a que esté solicitado $E = f(\sigma)$, pero las hipótesis simplificativas realizadas, obligan a adoptar un módulo único para toda la capa, sea ésta, una capa estructural o la subrasante.

3.4.1.2 Subrasante. El módulo resiliente de las subrasante **Mr** se calcula en base al valor de la capacidad portante del suelo de fundación representado por el C.B.R, las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

$$\mathbf{Mr \left(MPa, \frac{Kg}{cm^2} \right) = K * C. B. R} \quad \mathbf{[15]}$$

Donde:

$$\mathbf{K = 10,100} \text{ (según SHELL)}$$

$$\mathbf{K = 5, 50} \text{ (según LCPC)}$$

$$\mathbf{Mr(MPa) = 6,5 * C. B. R^{0,65}} \quad \text{(Según Jeuffrony y Bachelez)} \quad \mathbf{[16]}$$

$$\mathbf{Mr \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) = 130 * C. B. R^{0,714}} \text{(Según NSHRP 128 de U.S.A)} \quad \mathbf{[17]}$$

$$\mathbf{Mr(PSI) = 2555(CBR)^{0,64}} \quad \text{(Según AASHTO T 493)} \quad \mathbf{[18]}$$

$$\mathbf{Mr (PSI) = 1155 + 555R} \quad \text{(Según AASHTO T 190)} \quad \mathbf{[19]}$$

3.4.1.3 Capas granulares no tratadas (sub-base y base). La expresión más utilizada es la de Dormon y Metcalf, la cual fue adoptada por la Shell, relaciona el módulo de elasticidad dinámico de las capas intermedias con el espesor de la misma y con la rigidez de la capa subyacente.

$$\mathbf{E \text{ capa granular} = K * E \text{ capa inferior}} \quad \mathbf{[20]}$$

$$K = 0,206 * h^{0,45}$$

Donde:

E:módulo de elasticidad en kg/cm².

h:espesor de la capa granular en mm.

El valor de “K” suele encontrarse entre 2 y 4. Si la fórmula arroja un valor inferior a 2, se adopta 2, así mismo, si da un valor mayor de 4, se adopta 4.

3.4.1.4 Capas asfálticas. El módulo de elasticidad dinámico de una capa asfáltica puede calcularse en base a nomogramas y expresiones, tales como:

- **Siguiendo la metodología adoptada por el método Shell.** Se tiene en cuenta para su cálculo que la temperatura afecta el módulo de elasticidad del asfalto y por consiguiente el de la mezcla asfáltica. Durante el mezclado y colocación de la mezcla asfáltica, el asfalto incrementa su consistencia, de ahí que para el cálculo del stiffness del asfalto en la mezcla, es necesario conocer el índice de penetración y la temperatura del T₈₀₀ del asfalto recuperado de la mezcla, o bien determinar esas características en el residuo del ensayo de pérdida por calentamiento en película delgada. Conociendo el stiffness del asfalto en la mezcla y la composición volumétrica de la mezcla, es posible calcular el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica (Smix).

El índice de penetración se halla utilizando la gráfica de HEUKELOM (figura 11), basado en los resultados del ensayo de penetración realizado sobre el asfalto a diferentes temperaturas. Estos valores son localizados en la gráfica mencionada, los cuales deben describir una línea recta, dicha línea se prolonga hasta cortar la horizontal correspondiente a una penetración de 800 en donde la lectura de la temperatura corresponde al T₈₀₀. Para la determinación de la rigidez del asfalto se emplea la gráfica de Van Der Poel (figura 12) y para su utilización es necesario conocer: el IP, tiempo de aplicación de la carga, (generalmente se utiliza un valor de 0,02 segundos, tiempo que corresponde a una velocidad de 50 a 60 km/h), y el T₈₀₀. Una vez conocidos estos valores se entra a la gráfica de Van Der Poel, leyendo en la parte superior el valor de rigidez.

Para la determinación del Smix se utiliza el gráfico presentado en la figura 13. Para su utilización es necesario conocer: Sbit, la composición volumétrica de acuerdo con los resultados obtenidos en el laboratorio. Volumen de asfalto en porcentaje Vb y volumen de agregado también en porcentaje Vg. Con estos datos se entra al gráfico de la forma como se muestra en la figura 13 y se lee el valor de Smix.

Figura 11. Determinación de la temperatura para una penetración de 800 (T_{800}) e índice de penetración IP.

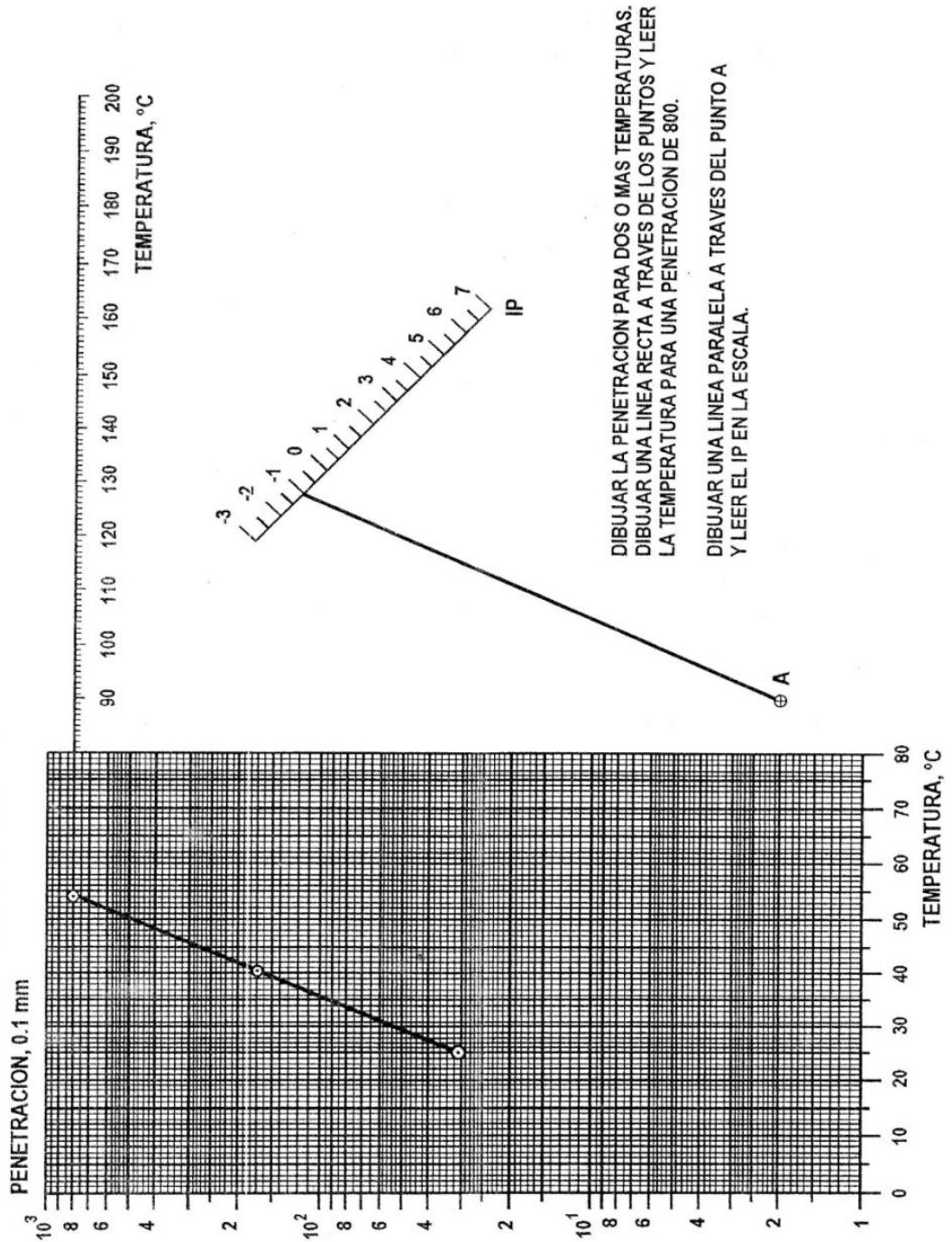


Figura 12. Nomograma para el cálculo del módulo de rigidez del asfalto (stiffness).

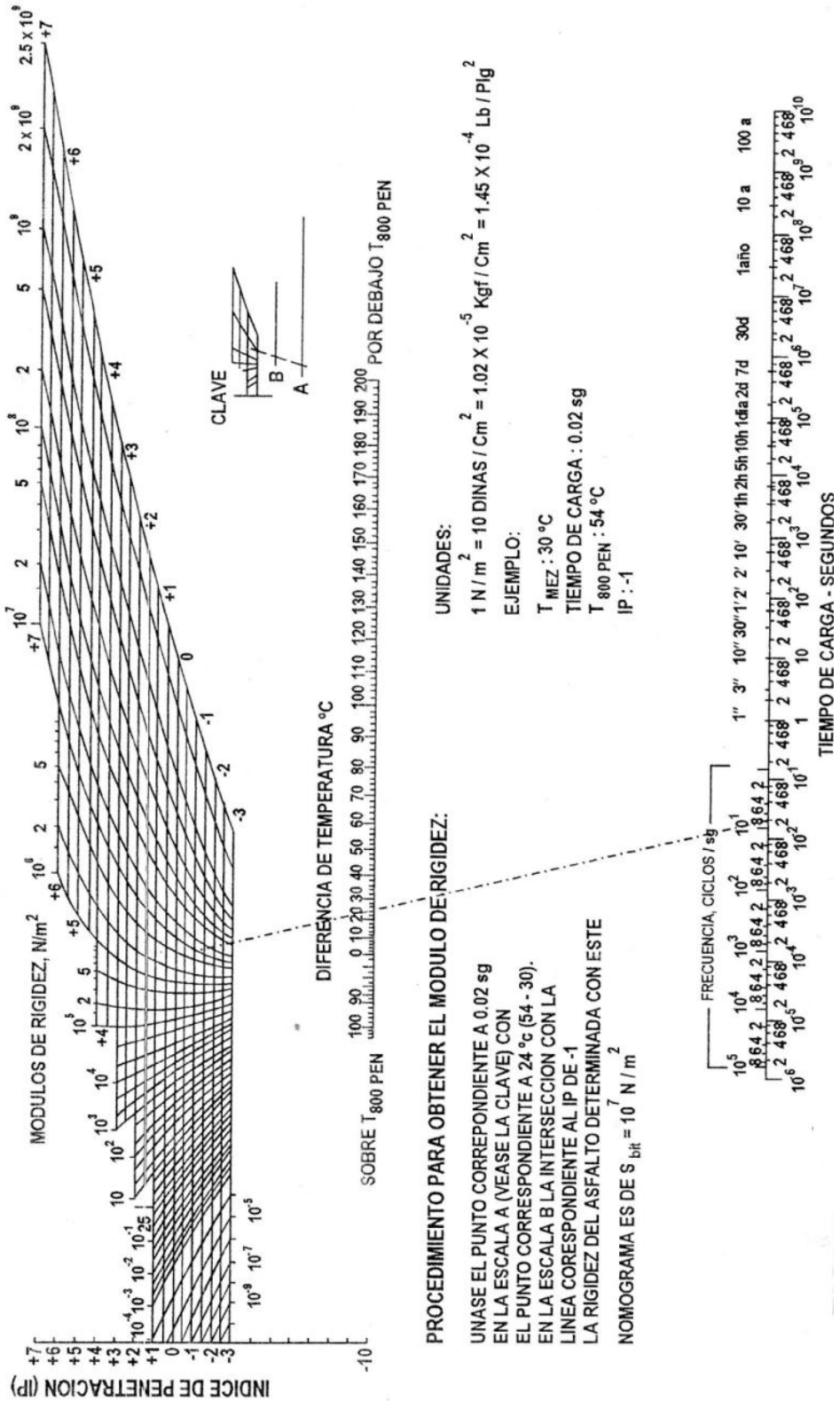
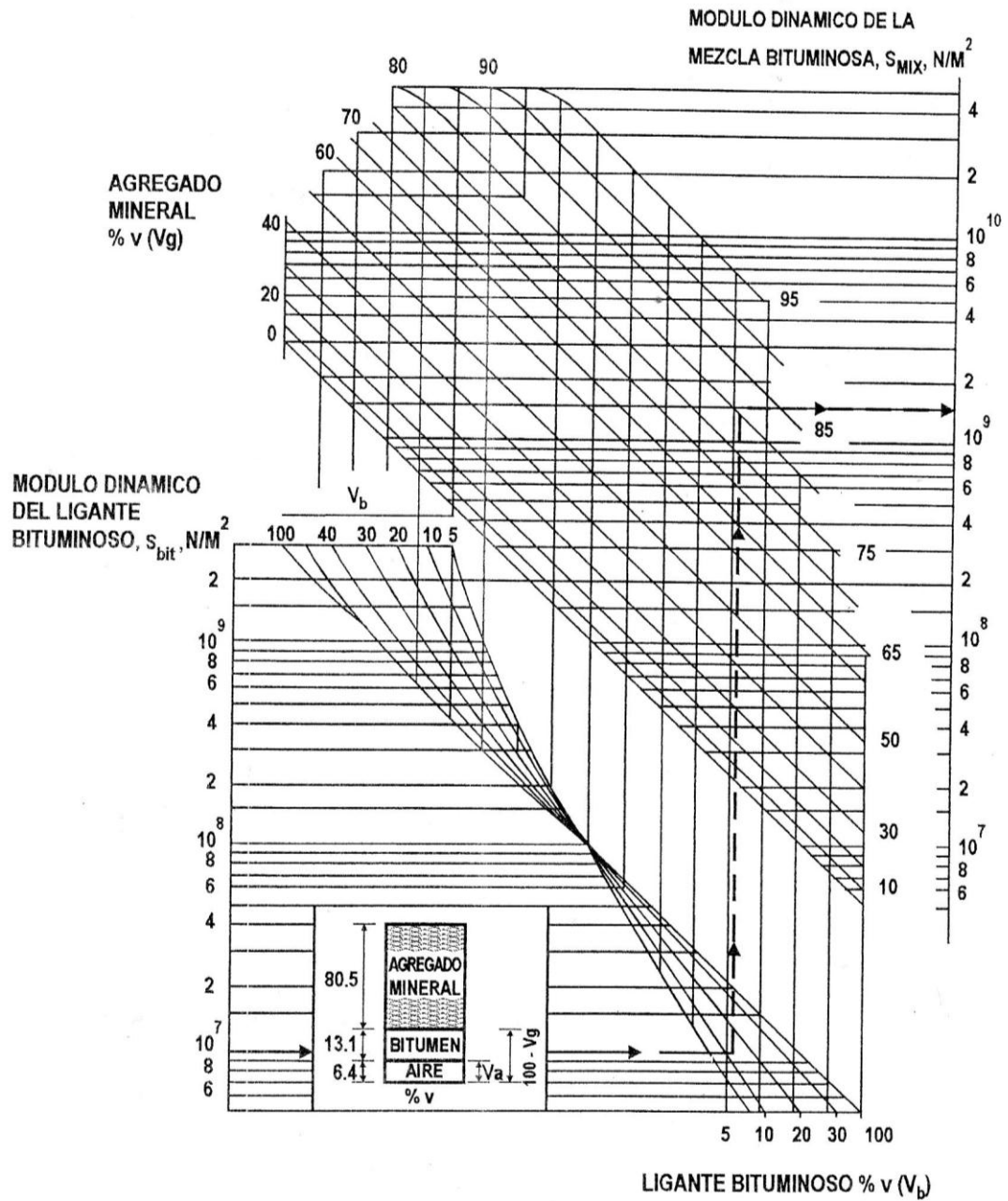


Figura 13. Nomograma para el cálculo del módulo dinámico de mezclas asfálticas (Smix).



- **Mediante la expresión de Heukelom y Klomp:**

$$\mathbf{S_{mix}} = \left(\frac{2,5}{1+n} * \frac{C_v}{1-C_v} \right)^n \mathbf{S_{bit}} \quad [21]$$

Donde:

S_{mix}: Módulo de elasticidad de la mezcla en kg/cm².

S_{bit}: Módulo de elasticidad del asfalto en kg/cm².

$$\mathbf{n} = 0,83 * \log \frac{4*10^5}{\mathbf{S_{bit}}} \quad [22]$$

$$\mathbf{C_v} = \frac{\text{Volumen agregado}}{\text{Volumen agregado} + \text{Volumen asfalto}} \quad [23]$$

La expresión anterior es aplicable para contenidos de vacíos del orden de 3% y un valor de **C_v** entre 0,6 y 0,9. Para contenidos de vacíos mayores de 3%, Van Draat y Sommer recomiendan el uso de **C'_v** tal que:

$$\mathbf{C'_{v}} = \frac{C_v}{1-H} \quad [24]$$

Donde:

H: Diferencia entre el valor de contenido de vacíos mayor del 3% menos 0,03.

Esta corrección es aplicable sólo a mezclas que tengan un factor de concentración en volumen de asfalto $CB \geq (2/3) \times (1 - C'_{v})^{12}$.

¹²MUÑOZ RICAURTE, Guillermo. Pavimentos de concreto asfaltico. San Juan de Pasto. Universidad de Nariño. 2002.

Donde:

$$C_B = \frac{\text{Volumen asfalto}}{\text{Volumen agregado} + \text{Volumen asfalto}} \quad [25]$$

3.4.2 Módulo de Poisson. El módulo de Poisson es la relación que existe entre la deformación horizontal y la deformación vertical inducidas en el pavimento por la acción de una carga. De no contar con ensayos de laboratorio para determinar su valor, se puede tomar éste de la Tabla 3 (el módulo de Poisson no afecta mucho para el diseño).

TABLA 3. Módulos de Poisson para diferentes materiales.

Material	μ
Mezcla asfáltica	0.35
Concreto	0.15
Material granular no tratado	
• Tipo base	0.40
• Tipo subbase	0.45
Material granular tratado con cemento	0.15
Material fino tratado con cemento	0.25
Materiales estabilizados con cal	0.20
Arena suelta	0.30
Arena densa	0.35
Suelos finos	0.40
Arcillas blandas saturadas	0.45

Fuente: REYES LIZCANO, Fredy Alberto

3.5 CÁLCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

Involucrando la carga de referencia en el diseño, se pueden determinar esfuerzos, deformaciones y deflexiones en los puntos críticos de la estructura del pavimento (figura 14), necesarios para su diseño:

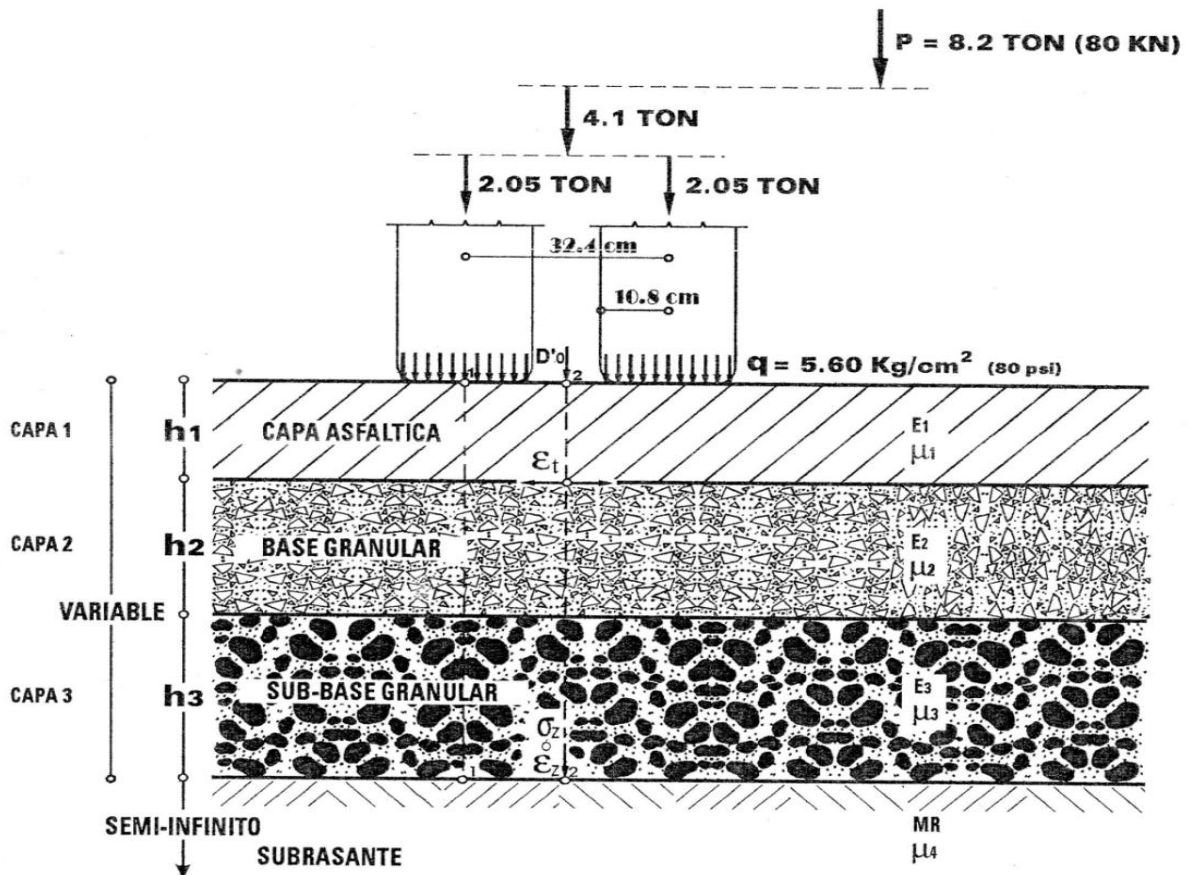
- Deformación horizontal por tracción en la fibra inferior de las capas asfálticas ϵ_t .

- Deformación vertical por compresión en la subrasante ϵ_z .
- Esfuerzo vertical por compresión en la subrasante σ_z .

Una vez determinadas las deformaciones y esfuerzos internos que solicitan a los distintos materiales por acción de la carga de referencia, es necesario verificar que esos esfuerzos no superen las tensiones o deformaciones admisibles en función del número de reiteraciones del eje de referencia **N** previstas para la vida útil del pavimento de acuerdo con las leyes de fatiga de los diferentes materiales que constituyen el pavimento, ajustándose los espesores de las capas y/o las propiedades de los materiales.

Para el cálculo de los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, se han desarrollado varios programas de computador, de los cuales en nuestro medio los más utilizados son los ya mencionados en el numeral 2.5.3.

Figura 14. Diagrama básico para el cálculo de esfuerzos y deformaciones de un pavimento flexible típico de nuestro país.



3.6 PARÁMETROS ADMISIBLES

3.6.1 Criterio de agrietamiento por fatiga. Daño por fatiga significa que el estado de esfuerzos, que generan las cargas, se encuentra muy alejada de los esfuerzos límites o de falla, sin embargo, la repetición de las sollicitaciones llega a producir el agotamiento o fatiga del material asfáltico que se traduce en la aparición de fisuras.

En el análisis se considera que las cargas del tráfico generan un daño por fatiga en la carpeta asfáltica que se inicia en la parte inferior de ésta y que ésta se propaga hacia la superficie (reflejo de fisuras). Esto es, las fisuras se originan en la fibra inferior de la mezcla asfáltica (zona donde se generan esfuerzos de tracción) y luego se propaga a la superficie del pavimento.

La mayoría de los criterios de predicción del deterioro de las capas asfálticas utilizan la deformación máxima de tensión ϵ o esfuerzo σ en el fondo (o cerca del fondo) de ellas, para calcular el número admisible de repeticiones de carga a través de la relación clásica:

$$N_f = k_1 \left[\frac{1}{E \text{ ó } \sigma} \right]^{k_2} \quad [26]$$

Siendo k_1 y k_2 constantes experimentales, obtenidas por medio de pruebas de laboratorio.

Ensayos de laboratorio a escala reducida han permitido proponer ecuaciones de fatiga o modelos de daño que relacionan el número de repeticiones de carga admisibles en función de las propiedades del material y el valor de los esfuerzos transmitidos, la ecuación de fatiga o el modelo de daño de agrietamiento por fatiga se expresa como:

$$N_f = f_1 * \epsilon_t^{-f_2} * E^{-f_3} \quad [27]$$

Donde:

N_f : es el número de repeticiones de carga admisibles por agrietamiento por fatiga.

ϵ_t : es la deformación por tracción en la fibra inferior de la capa asfáltica.

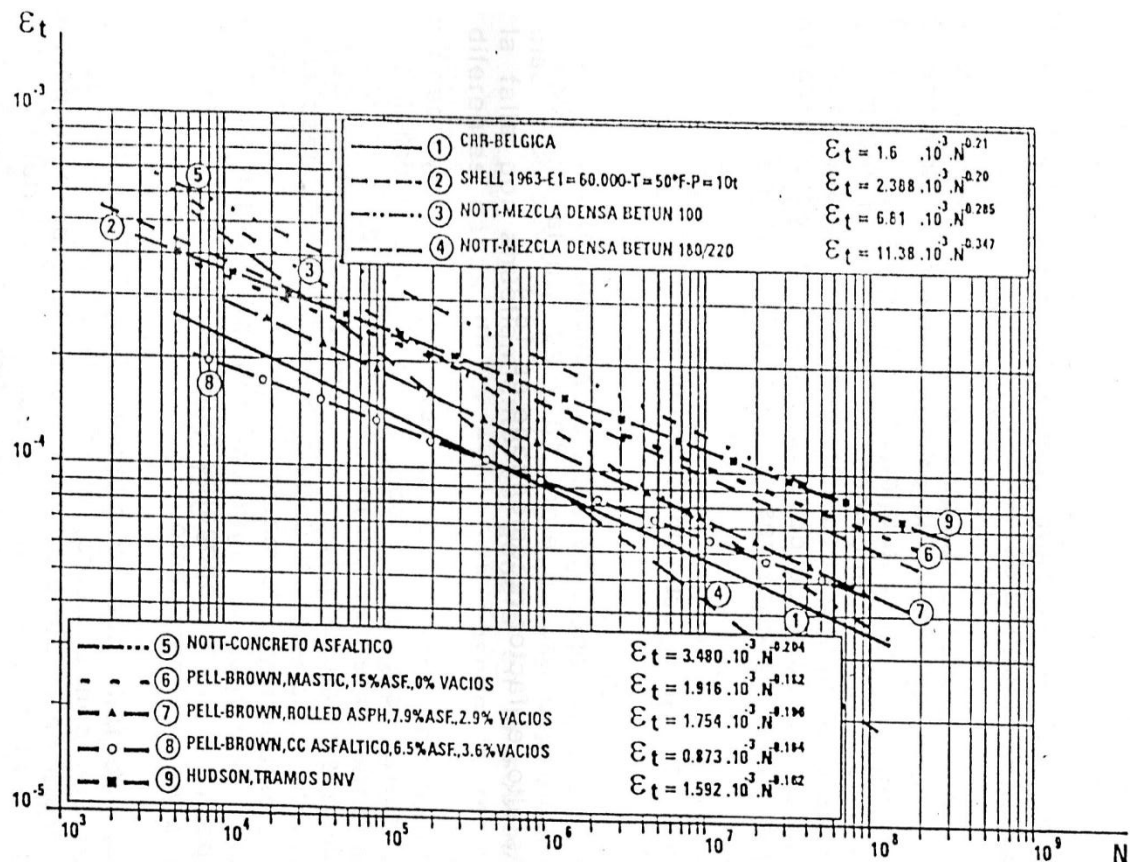
E: es el módulo elástico de la carpeta asfáltica.

$f_1, f_2, y f_3$: son constantes determinadas en pruebas experimentales.

El Instituto del Asfalto propone 0,0796, 3,291, y 0,854 para $f_1, f_2, y f_3$, respectivamente, la Shell propone 0,0685, 5,671, y 2,363. Posteriormente se sugirió que f_1 en el criterio del Instituto del Asfalto se reduzca a 0,0636 para las capas de mezcla asfáltica en caliente menores de 4 pulgadas de espesor.

Algunas organizaciones han desarrollado expresiones, siendo las más utilizadas las del Instituto del Asfalto, Shell y AASHTO, la figura 15 indica un conjunto representativo de criterios que vinculan los máximos valores que puede tomar la deformación horizontal por tracción en las capas asfálticas con el número de repeticiones de carga equivalentes a 8,2 Ton **N**, habiéndose deducido la expresión algorítmica de las rectas de fatiga en cada caso.

Figura 15. Deformaciones horizontales por flexo-tracción en las capas asfálticas.



3.6.1.1 Ecuación del Instituto del Asfalto

$$N_f = (C)[6,167 * 10^{-5} \varepsilon_t^{-3,291} * |E^*|^{-0,854}] \quad [28]$$

Donde:

N_f : número de repeticiones de carga admisibles por agrietamiento por fatiga.

ε_t : deformación unitaria de tensión en la capa asfáltica (mm/mm).

$|E^*|$: módulo dinámico de la mezcla asfáltica (MPa).

C : función dependiente de los volúmenes de vacíos con aire (V_a) y de asfalto (V_b) en la mezcla compactada, los cuales están en porcentaje:

$$C = 10^M$$

$$M = 4,84 * \left[\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right] \quad [29]$$

Para una mezcla convencional con $V_b = 11\%$ y $V_a = 5\%$, $M=0$ y $C=1$.

3.6.1.2 Ecuación de la SHELL

$$N_f = (0,856V_b + 1,08)^{5,0} * (10^6 S_{mix})^{-1,8} * \varepsilon_t^{-5,0} \quad [30]$$

En la cual S_{mix} tiene el mismo significado y las mismas unidades del $|E^*|$ de la ecuación del Instituto del Asfalto.

Al aplicar estas expresiones o cualquier otra de la misma índole, se deberá tener presente dos cosas: la primera, que las condiciones de ensayo en laboratorio (carga totalmente concentrada y reducido periodo de reposo entre repeticiones de carga) son mucho más exigentes que las que impone el tránsito real y, en consecuencia, se requiere aplicar algún factor de desplazamiento que establezca una equivalencia razonable entre las dos condiciones de trabajo:

$$N_t = N_f * (\text{factor de desplazamiento}) \quad [31]$$

En acuerdo con la experiencia general, se aplican valores del factor de desplazamiento que oscilan entre 10 y 20. En la ecuación del Instituto del Asfalto, el factor recomendado es 18,4.

3.6.1.3 Ecuación de la ASSHTO

$$N_f = K_1 * \beta_{f1} * C * (\epsilon_t)^{-\beta_{f2} k_2 (E) - \beta_{f2} k_3} \quad [32]$$

Donde:

N_f: número de repeticiones para iniciar las fisuras por fatiga.

ε_t: deformación de tensión en el punto crítico.

E: módulo dinámico de la mezcla asfáltica.

k₁, k₂ y k₃: coeficientes de regresión.

B_{f1}, B_{f2}, B_{f3}: parámetros de calibración.

C: factor de ajuste laboratorio- campo.

Del modelo de calibración de los Estados Unidos, se obtuvo los siguientes parámetros:

$$B_{f1} = K_1' * B_{f1}'$$

$$B_{f1}' = 1,0$$

$$B_{f2} = 1,2$$

$$B_{f3} = 1,5$$

$$N_f = 0,00432 * C * k_1 * \left[\frac{1}{\epsilon_t} \right]^{3,9492} \left[\frac{1}{E} \right]^{1,281} \quad [33]$$

- **Para fisuras piel de cocodrilo (fisuras de abajo hacia arriba)**

$$K1' = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49 * hac)}}} \quad [34]$$

- **Fisuras longitudinales (fisuras de arriba hacia abajo)**

$$K1' = \frac{1}{0,01 + \frac{12}{1 + e^{(15,676 - 2,8186 * hac)}}} \quad [35]$$

En pavimentos de tipo semi-rígido, es decir aquellos cuya capa de base se encuentra estabilizada con algún ligante hidráulico, la estructura responde ante las cargas del tránsito de una manera diferente que una estructura convencional con base granular. Debido a su mayor rigidez, la presencia de la base estabilizada desplaza el punto crítico de esfuerzo y deformación por tensión hacia el fondo de esta capa. Sin embargo, el agrietamiento por fatiga se puede desarrollar a partir de allí y propagarse hacia la superficie, durante el transcurso de la vida del pavimento.

Puede tomarse la siguiente ley de fatiga para las mezclas de suelo cemento:

$$\frac{\sigma_r}{R_f} = 1 - 0,080 * \log N \quad [36]$$

El análisis de fatiga para capas estabilizadas se hace en función de la tensión en la cara inferior de la capa. Algunos métodos consideran leyes de fatiga en función del valor del esfuerzo de tensión σ_t y otros en función del valor de deformación de tensión ϵ_t . algunas de las relaciones, adicionales a la citada son las siguientes:

- **La nueva guía AASTHO 2002, presenta la siguiente expresión:**

$$\log N_f = \frac{\left(0,972\beta_{c1} - \left(\frac{\sigma_t}{MR}\right)\right)}{0,0825 * \beta_{c2}} \quad [37]$$

Donde:

N_f: número de repeticiones.

MR: módulo de rotura a los 28 días.

σ_t: esfuerzo de tensión en la base de la capa.

β_{c1} y β_{c2}: Coeficientes de calibración (1 por defecto).

- **La guía de Australia presenta la siguiente expresión:**

$$N_f = RF \left(\frac{\left(\frac{113,000^{0.804}}{E} + 191 \right)}{\mu\epsilon t} \right)^{12} \quad [38]$$

Donde:

N_f: número de repeticiones a la falla.

Mεt: deformación unitaria de la tensión en la base de la capa (μm/m).

E: módulo de elasticidad, MPa.

RF: factor de confiabilidad:

4,7 para una confiabilidad del 80%.

3,3 para una confiabilidad del 85 %.

2,0 para una confiabilidad del 90 %.

1,5 para una confiabilidad del 95 %.

0,5 para una confiabilidad del 97,5 %.

De los criterios de falla que se pueden adoptar para el caso de materiales tratados con cemento, el más usual es buscar que la tensión de tracción en la parte inferior (**σ_r**) de la capa no supere el 50% o 60% de la resistencia a flexo tracción del material (**R_f**). Con esta hipótesis, se suele suponer que dicha capa soportará la aplicación de un número ilimitado de cargas sin agrietarse por fatiga.

3.6.2 Criterio de deformación permanente. El ahuellamiento de un pavimento asfáltico puede comenzar en cualquier capa de la estructura por deficiencias en su calidad o en su comportamiento, lo que hace que la predicción de este fenómeno sea más difícil que la del fisuramiento por fatiga. Dos procedimientos han sido usados para limitar el ahuellamiento: uno limita la deformación vertical de compresión sobre la subrasante y el otro limita la deformación total permanente acumulada en la superficie del pavimento con base en las propiedades de deformación permanente de cada una de las capas. Los métodos mecánicos clásicos de diseño de pavimentos utilizan el primer procedimiento y asumen que la falla por ahuellamiento se genera en la subrasante y que las diferentes capas de la estructura poseen la resistencia al corte suficiente para soportar adecuadamente la acción de las cargas del tránsito. Esta recomendación se basa en el análisis de los pavimentos del ensayo vial AASHTO y de secciones diseñadas a partir del ensayo C.B.R. Como en el caso del agrietamiento por fatiga, el criterio de deformación vertical compresiva de la subrasante se puede expresar a través de otro modelo o ecuación de daño complementario de la forma:

$$N_d = f_4 * \epsilon_z^{-f_5} \quad [39]$$

Donde:

N_d : número admisible de repeticiones de carga limitado por el valor de la deformación vertical elástica.

ϵ_z : deformación vertical elástica por compresión de la subrasante.

f_4 y f_5 : son constantes determinadas de pruebas experimentales.

Para los valores de f_4 y f_5 , el Instituto del Asfalto sugiere $1,365 \times 10^{-9}$ y 4,477 respectivamente, la Shell sugiere $6,15 \times 10^{-7}$ y 4,0, y $1,13 \times 10^{-6}$ y 3,571 la Universidad de Nottingham. El número admisible de repeticiones resultante de las ecuaciones de daño y el volumen de tránsito esperado del proyecto permiten determinar el periodo de vida de la estructura del pavimento¹³.

La ecuación anterior también se puede expresar como:

$$\epsilon_z = k_3 \left[\frac{1}{N_t} \right]^{k_4} \quad [40]$$

¹³MUÑOZ RICAURTE, Guillermo. Pavimentos de concreto asfáltico. San Juan de Pasto. Universidad de Nariño. 2002.

Donde:

k_3 y k_4 : coeficientes de ajuste, derivados experimentalmente.

Algunos de ellos se presentan en la Tabla 4 junto con los valores máximos de ahuellamiento que algunos organismos consideran que no se deben exceder, si la deformación de compresión sobre la subrasante está controlada.

TABLA 4. Coeficientes de ajuste para la ecuación general de ahuellamiento.

Método	k_3	k_4	Ahuellamiento máximo
SHELL (50% confiabilidad)	$2,8 \cdot 10^{-2}$	0,250	sin información
SHELL (85% confiabilidad)	$2,1 \cdot 10^{-2}$	0,250	sin información
SHELL (95% confiabilidad)	$1,8 \cdot 10^{-2}$	0,250	sin información
CHEVRON	$1,05 \cdot 10^{-2}$	0,223	13 mm
Nottingham	$2,16 \cdot 10^{-2}$	0,280	sin información
Ullidtz	$7,9 \cdot 10^{-2}$	0,138	25 mm

Fuente: Guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos.

El procedimiento de limitar la deformación vertical de compresión sobre la subrasante es sencillo de aplicar, pero muchos consideran que no es razonable por cuanto, bajo tránsito pesado, con altas presiones de inflado y espesores considerables de capas asfálticas, la mayor parte de la deformación permanente ocurre en estas capas y no en la subrasante.

La deformación vertical de compresión ϵ_z admisible sobre la subrasante, se calcula mediante alguna de las expresiones de la figura 16 siendo más utilizada la deducida en el ensayo AASHTO y adoptada por la Shell:

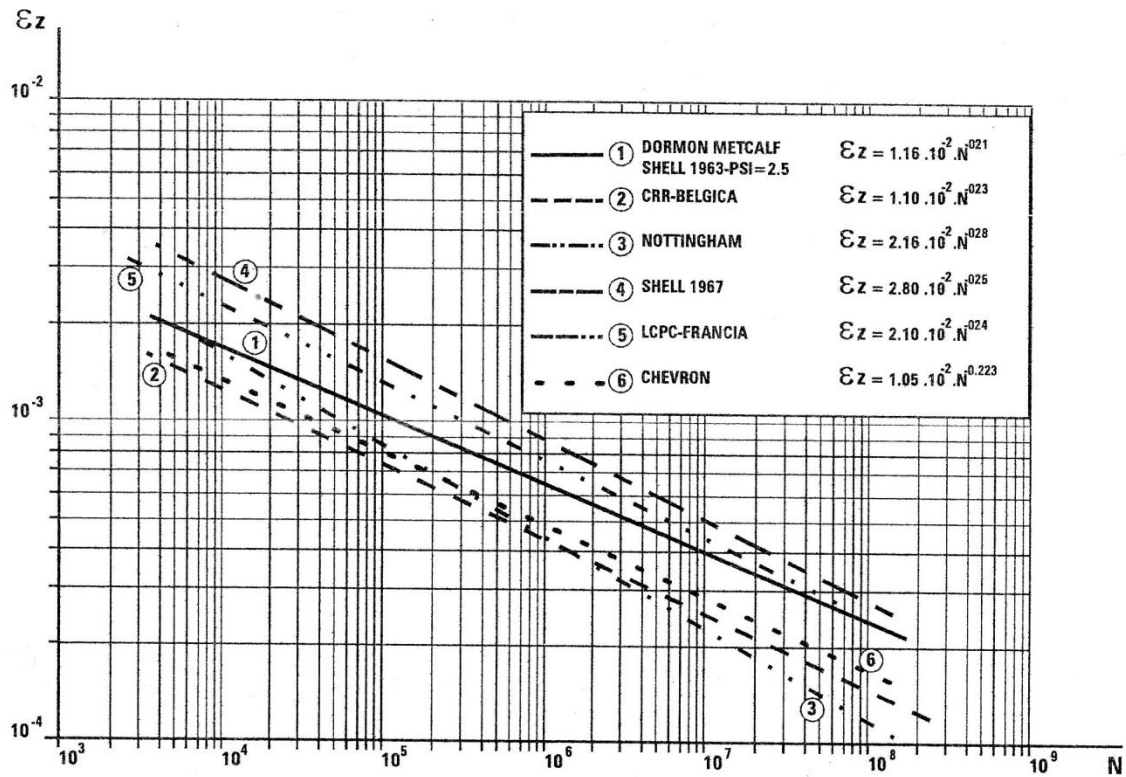
$$\epsilon_z = 2,8 * 10^{-2} N^{-0,25} \quad [41]$$

Para el esfuerzo vertical de compresión σ_z sobre la subrasante, se pueden utilizar las siguientes expresiones:

- La más utilizada es la expresión de Kerhoven y Dormon, la cual utiliza el módulo resiliente del material, en lugar del C.B.R:

$$\sigma_z = \frac{0,007Mr}{1+0,7\log N} \quad [42]$$

Figura 16. Deformaciones verticales específicas de compresión sobre la subrasante.



- Según CRR (Center de Recherches Routieres, Bélgica):

$$\sigma_z = \frac{0,9607(CBR)^{1,2}}{N^{0,229}} \quad [43]$$

3.7 DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO

El procedimiento para el dimensionamiento de los espesores de las diferentes capas que constituyen la estructura del pavimento, según la metodología mecanística o racional requiere de los siguientes pasos:

- Prediseño de la estructura del pavimento.
- Modelización de la estructura del pavimento, caracterizando cada capa por su módulo de elasticidad E y la relación de Poisson μ , la cual debe ir variando para cada alternativa propuesta.
- Calcular con la ayuda de un programa de computador (DEPAV, BISAR ADIPAF, KENLAYER, etc.), los valores críticos de: deformación horizontal por tracción en la fibra inferior de la capa asfáltica ϵ_t y la deformación vertical por compresión en la subrasante ϵ_z y/o esfuerzo vertical por compresión en la subrasante σ_z .
- Calcular según lo explicado en el numeral 3.6 los valores admisibles de: deformación horizontal por tracción en la fibra inferior de la capa asfáltica ϵ_t , deformación vertical por compresión ϵ_z en la subrasante y/o esfuerzo vertical por compresión σ_z en la subrasante.
- Comparar los valores críticos de ϵ_t , ϵ_z y σ_z con los valores de ϵ_t , ϵ_z y σ_z admisibles.
- La estructura recomendada será aquella que garantice que los esfuerzos y las deformaciones al final del periodo de diseño no sobrepasen los valores admisibles de cada material, o sea, hasta lograr que los valores críticos sean semejantes a los valores admisibles.

4. ANÁLISIS DEFORMACIONAL

El pavimento es una estructura sobre la que actúan cargas repetidas provenientes de los vehículos en su superficie, capaz de transmitir durante su vida útil las tensiones provocadas por las cargas hacia la subrasante y a los materiales constitutivos de sus capas, de tal forma que no se superen las tensiones y deformaciones específicas admisibles del suelo de cimentación.

Como ya se explicó anteriormente, las cargas impuestas por el tránsito vehicular que son soportadas por el pavimento genera esfuerzos verticales así como horizontales. De esta forma, en una estructura típica de pavimento (carpeta asfáltica, base y sub base granular) los esfuerzos horizontales se disipan a través de la carpeta asfáltica, pasando de un valor positivo en la superficie a uno negativo en su fibra interior. Los esfuerzos así generados producen fisuras que luego se reflejan en la superficie.

Para este trabajo se modela una estructura típica conformada por carpeta asfáltica tomando diferentes espesores (2, 4 y 6 pulg), base granular de 20 cm, sub base granular de 25 cm, una capa de suelo compactado de 15 cm y el terreno de fundación. Las dimensiones y parámetros de diseño se muestran en la figura 17.

Figura 17. Análisis deformacional de estructura típica.

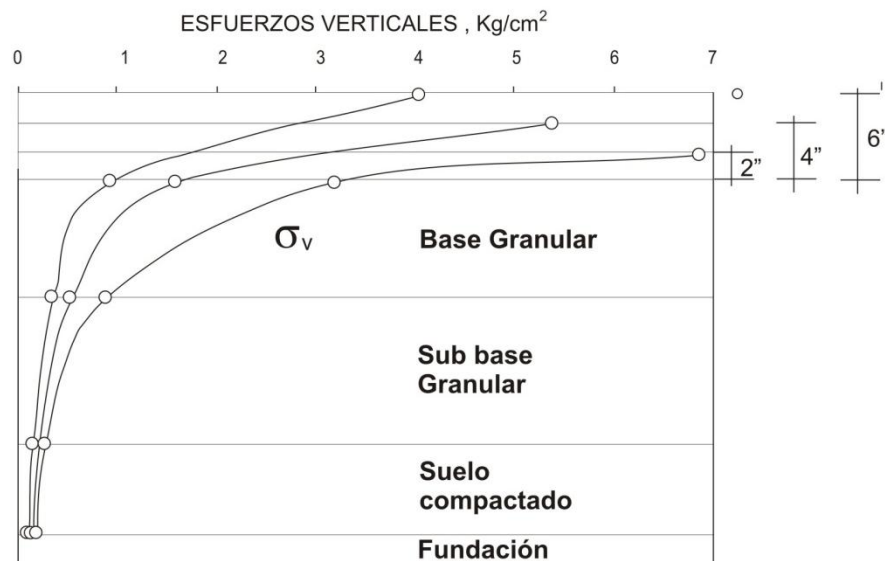
Carpeta asfáltica	Variable	CAPA DE PAVIMENTO	CARACTERÍSTICAS
Base Granular	20 cm	CARPETA ASFÁLTICA	Mr=450.000 psi $\mu=0,35$
Sub base Granular	25 cm	BASE GRANULAR, CBR=100%	Mr= 30.000 psi $\mu=0,35$
Suelo compactado	15 cm	SUB BASE GRANULAR CBR=40%	Mr= 17.500 psi' $\mu=0,35$
Fundación		SUELO COMPACTADO CBR=20%	Mr= 12.000 psi $\mu=0,45$
		FUNDACIÓN CBR=4%	Mr=6.000 psi $\mu=0,45$
		TIPO DE EJE	SIMPLE STANDARD
		RADIO DE CONTACTO	4,52 PULG
		PRESIÓN DE CONTACTO	5 kg/cm ²

También se toma una estructura semi-rígida cuyo modelamiento está conformado por carpeta asfáltica, base de suelo cemento, sub base de suelo tratado con cal, suelo arcillo arenoso compactado y fundación. Las dimensiones y parámetros de diseño se muestran en la figura 18.

Figura 18. Análisis deformacional de estructuras semi-rígidas.

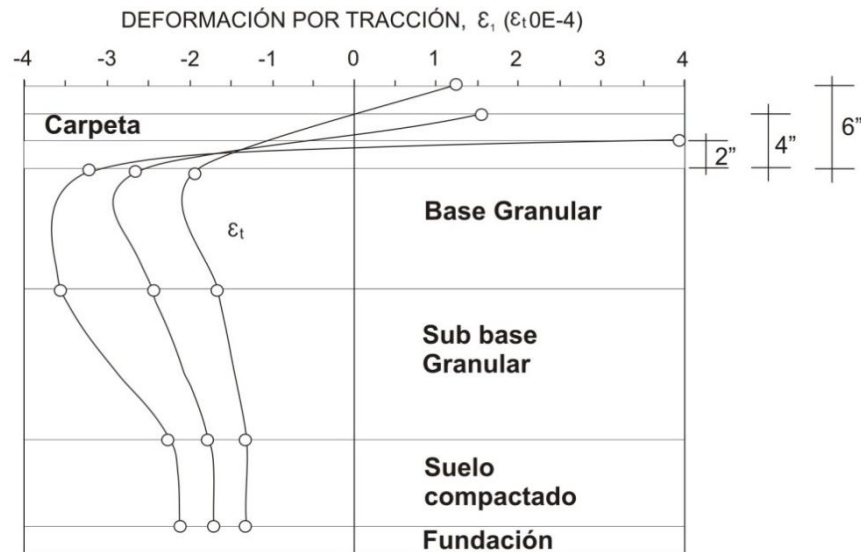
		CAPA DE PAVIMENTO	CARACTERÍSTICAS
Carpeta asfáltica	1"	CARPETA ASFÁLTICA	$E^* = 300.000 \text{ psi}$ $\mu = 0,35$
Base Suelo + cemento	20 cm	BASE: SUELO+CEMENTO	$M_r = 700.000 \text{ psi}$ $\mu = 0,15$
Sub base suelo + cal	20 cm	SUB BASE: SUELO+CAL	$M_r = 60.000 \text{ psi}$ $\mu = 0,20$
arcilla + arena	65 cm	ARCILLA+ARENA	$M_r = 24.000 \text{ psi}$ $\mu = 0,25$
Fundación natural de arcilla		FUNDACIÓN CBR=3%	$M_r = 4.500 \text{ psi}$ $\mu = 0,45$
		TIPO DE EJE	SIMPLE STANDARD
		RADIO DE CONTACTO	4,52 PULG
		PRESIÓN DE CONTACTO	5 kg/cm^2

Figura 19. Esfuerzos verticales o de compresión estructura típica.



Analizando los resultados, los cuales se indican en la figura 19, se puede afirmar que el mayor porcentaje de los esfuerzos verticales son asumidos por la capa de rodadura y base granular. En el nivel de esfuerzos del terreno de fundación, no importa cuanto se incremente el espesor de la carpeta asfáltica ya que esto no garantiza reducir sus deformaciones.

Figura 20. Deformaciones por tracción estructura típica.

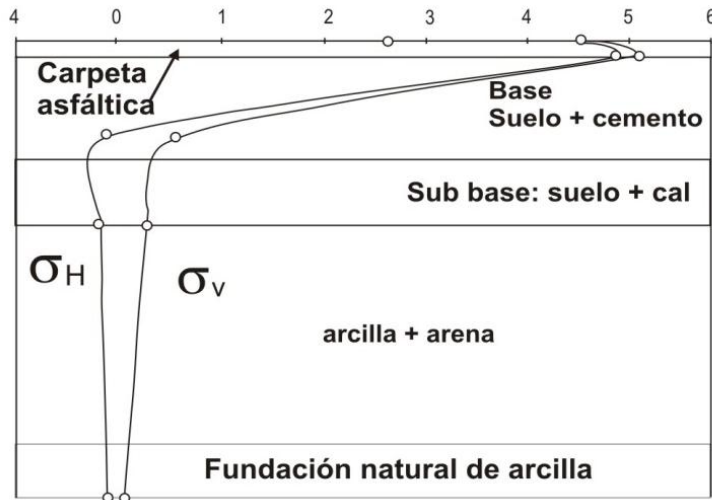


Según la figura 20, se puede analizar que el tercio superior de la carpeta asfáltica está trabajando a compresión mientras que los dos tercios restantes a tracción.

De acuerdo a los datos de deformaciones, se puede analizar que para la estructura con base y sub base granular no se reducen las deformaciones por tracción al incrementar el espesor de la carpeta de rodadura; por lo tanto, una de las mejores alternativas para minimizar las deformaciones plásticas es la estabilización a nivel del terreno de fundación.

Para los parámetros de diseño propuestos para la estructura semi-rígida, la distribución de esfuerzos es la mostrada en la figura 21.

Figura 21. Distribución de esfuerzos en pavimentos semi-rígidos.



A diferencia de la estructura de pavimento no estabilizada, la carpeta asfáltica en una estructura semi-rígida está sometida únicamente a esfuerzos de compresión, mientras que los esfuerzos de tracción son absorbidos por las capas estabilizadas.

Como complemento a este trabajo, hacemos un análisis, a la metodología empleada por el método empírico mecanístico de la AASHTO 2002 (última versión), esta guía presenta la metodología para el diseño de pavimentos nuevos y rehabilitados, basada en principios mecánico-empíricos, tomando como variables: el tránsito, clima, subrasante y los materiales, para evaluar el comportamiento del pavimento con el tiempo o periodo de diseño, a través de predicciones de deterioros (ahuellamiento, agrietamiento por fatiga, agrietamiento longitudinal, agrietamiento térmico y rugosidad superficial), considerados en el análisis, teniendo en cuenta leyes de comportamiento presentadas y soportadas en la guía.

A diferencia de métodos anteriores de diseño de la AASHTO, esta nueva guía propone el análisis deformacional como instrumento de diseño de la estructura del pavimento. El objeto principal del análisis es el control de las deflexiones y los esfuerzos de tracción, asociados al agrietamiento prematuro de la carpeta asfáltica, incluyendo el terreno de fundación.

El análisis deformacional demuestra la desventaja de utilizar métodos como el AASHTO 1993 y el método del Instituto del Asfalto, los cuales no consideran adecuadamente la influencia de la estratigrafía del terreno de fundación y proponer la convertibilidad del espesor de la carpeta asfáltica a espesores de

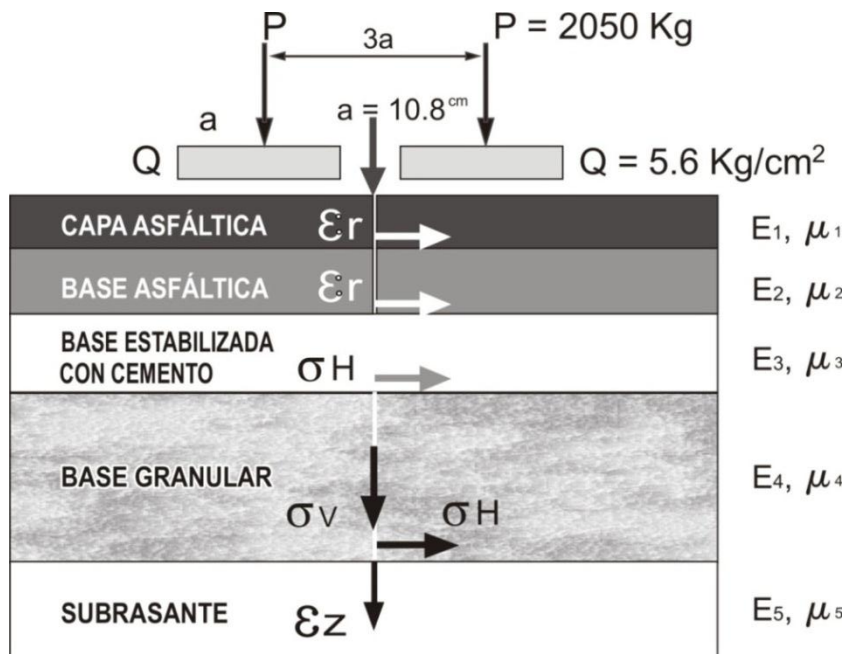
bases granulares, sin considerar los módulos elásticos o rigidez de ambos materiales y la variación de la distribución de esfuerzos y deformaciones en la estructura del pavimento.

Una vez determinados los valores de esfuerzos y/o deformaciones para cada periodo de tiempo, estos son convertidos en daños. Cada incremento de daño es acumulado hasta llegar al final del periodo de análisis (vida útil del pavimento).

La Figura 22, indica los esfuerzos y deformaciones críticos del modelo estructural. Las respuestas críticas del modelo son:

- Esfuerzo horizontal de tracción en el fondo de la capa de mezcla asfáltica (para fisuramiento).
- Esfuerzo vertical de compresión en la capa de mezcla asfáltica (para ahuellamiento).
- Esfuerzo vertical de compresión en la parte superior de la subrasante (para ahuellamiento).

Figura 22. Esfuerzos y deformaciones críticas.



La evaluación del comportamiento consiste básicamente, en comparar la predicción de la evolución de un deterioro, con el valor límite elegido por el diseñador, Ésta comparación determina si la estructura propuesta se comporta adecuadamente durante el lapso (o tránsito) escogido como periodo de diseño.

Los límites máximos de deterioros individuales y de rugosidad (IRI) deben ser elegidos por el diseñador de acuerdo con su experiencia. El software de la guía de diseño AASHTO 2002 incluye, por defecto, los valores que muestra la Tabla 5. Si algún criterio no se cumple, el diseñador deberá efectuar los ajustes que sean necesarios a su diseño.

La Figura 23 indica una salida gráfica simplificada típica del software de diseño AASHTO 2002, en ella se muestra cuando la estructura propuesta cumple o no cumple con los valores admisibles. Si la curva de predicción de evolución del deterioro cae por debajo del límite elegido por el diseñador cumple, de lo contrario no cumple.

TABLA 5. Criterios de comportamiento por defecto en el software de la guía de diseño AASHTO 2002.

Deterioro	Unidad	Límite
Fisuras longitudinales de fatiga	Pies/milla (m/Km)	1000 (190)
Fisuras de fatiga tipo de piel de cocodrilo	% área de huellas	25
Fractura térmica	Pies/milla (m/Km)	1000 (190)
Fisuramiento por fatiga de capas estabilizadas químicamente	% área de huellas	25
Ahuellamiento total	pulgadas (mm)	0,75 (19)
Ahuellamiento de las capas asfálticas	pulgadas (mm)	0,25 (6)
IRI terminal ¹⁴	pulgadas/milla (m/km)	172 (2,71)

Fuente: GUÍA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES AASHTO 2002.

Las figuras 24, 25 y 26, muestran las salidas gráficas del software de diseño AASHTO 2002, para el ahuellamiento, agrietamiento longitudinal e IRI.

¹⁴ El IRI inicial por defecto es de 63 pulgadas/milla (1m/km)

Figura 23. Criterio para la aceptabilidad del diseño.

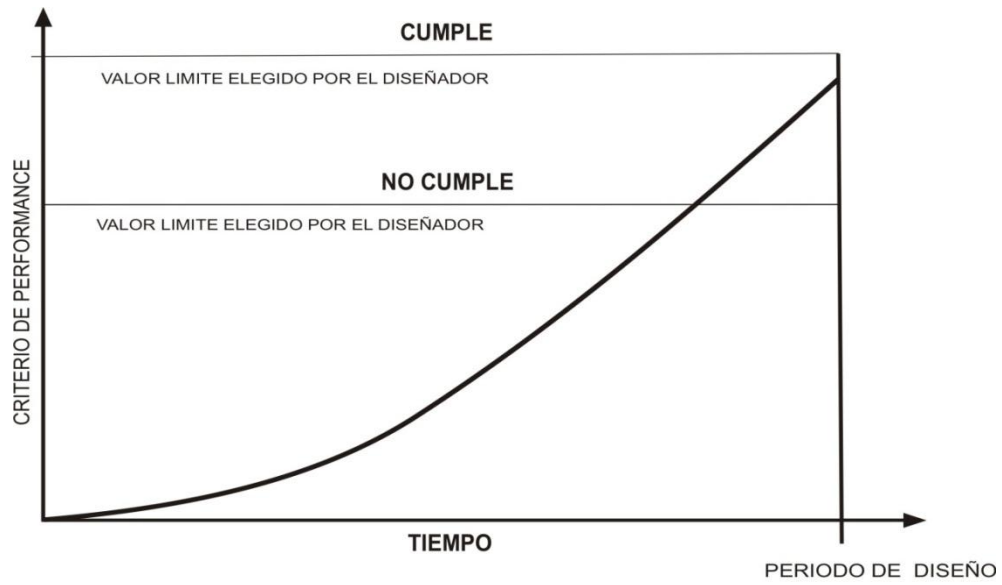


Figura 24. Ejemplo de salida gráfica del método ME-PDG para ahuellamiento.

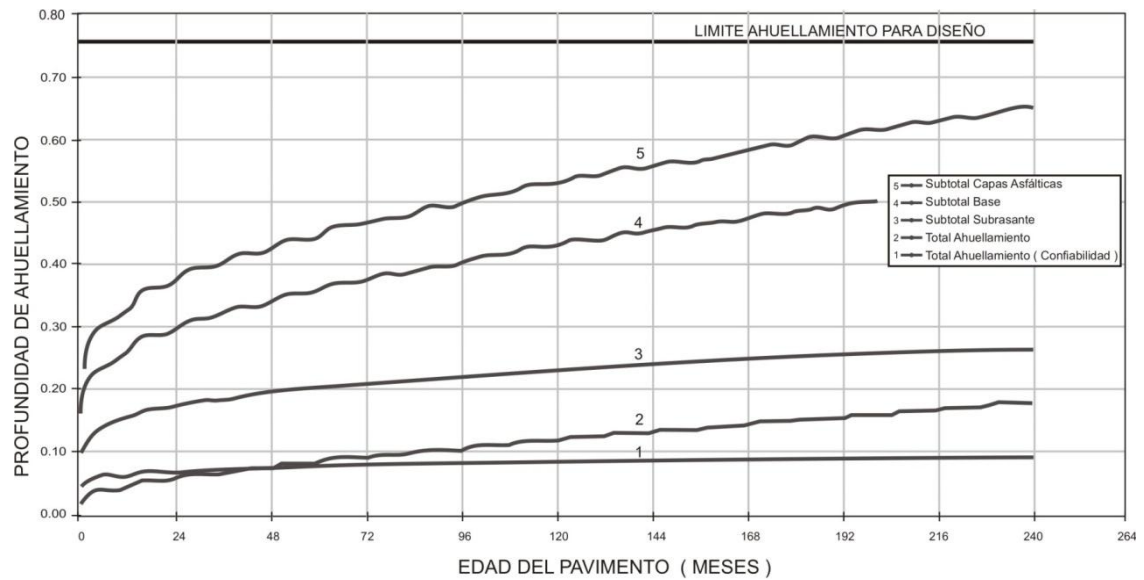


Figura 25. Ejemplo de salida gráfica del método ME-PDG para agrietamiento longitudinal.

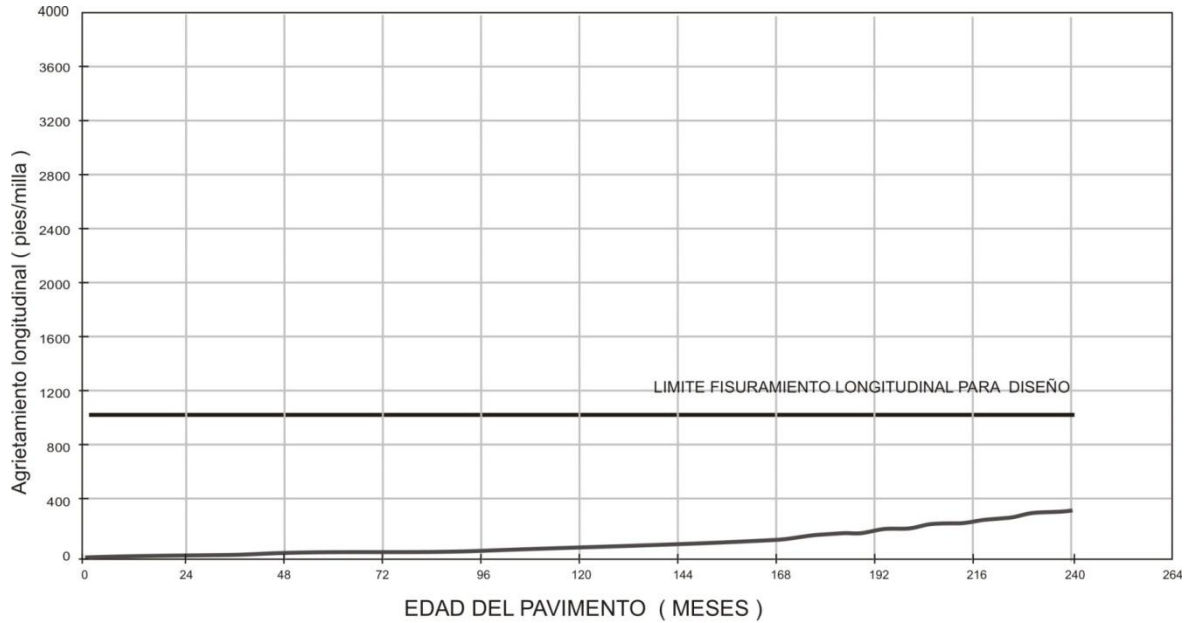
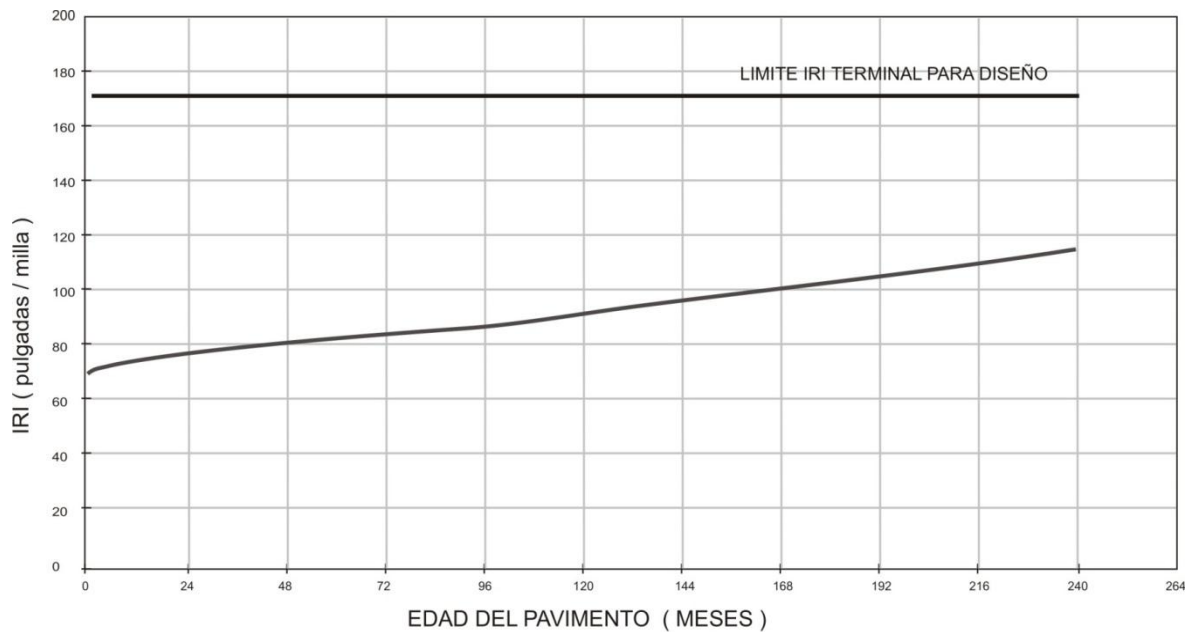


Figura 26. Ejemplo de salida gráfica del método ME-PDG para IRI.



5. CONCLUSIONES

La cal utilizada como estabilizante mejora significativamente el comportamiento de los suelos minimizando las deformaciones plásticas a nivel de fundación, convirtiéndose en una alternativa económica para la construcción de pavimentos en el país.

La estabilización de suelos granulares con cal aumenta el módulo resiliente de una estructura de pavimento semi-rígido, tanto así que los suelos que no cumplen con las especificaciones para ser usados como capas estructurales, al ser estabilizados con cal mejoran sus propiedades mecánicas por encima de bases granulares que cumplen con dichas especificaciones.

Una estructura de pavimento conformada por una base estabilizada con cal, posee mayor módulo resiliente que una estructura de pavimento con un mayor espesor y sin estabilización de la base.

El análisis deformacional es de gran importancia en el diseño de pavimentos flexibles y semi-rígidos, ya que su objetivo es el de controlar las deformaciones en las estructuras del pavimento incluyendo el terreno de cimentación.

Incrementar el espesor de la carpeta de rodadura no reduce las deformaciones por tracción, lo cual una de las mejores alternativas es la estabilización a nivel de fundación.

Con el uso de capas estabilizadas con cal se obtiene la reducción de la relación modular de las capas y el estado de esfuerzos en las capas inferiores de la estructura.

Otro beneficio de las capas estabilizadas es minimizar los esfuerzos y deformaciones de tracción en las capas asfálticas y la deformación permanente de las capas inferiores y de la subrasante.

Es importante conocer los tipos de deterioro que se presentan en la estructura de un pavimento y comprender las leyes de fatiga o deformación permanente, ya que la idea fundamental es la de garantizar el desempeño del pavimento a lo largo de su vida útil, garantizando que los niveles de agrietamiento, ahuellamiento y deformación permanente, se mantendrán dentro de los límites admisibles permitidos.

6. RECOMENDACIONES

Utilizar la cal preferiblemente en suelos limo-arcillosos en diferentes proporciones dependiendo del objetivo de su utilización, como lo es el mejoramiento, la modificación y la estabilización. Ya que con este proceso se obtienen bases más estables para una mejor trabajabilidad del terreno.

Emplear una lechada de cal hidratada para un suelo seco, lo cual permitirá aportar la cantidad de agua necesaria para que se inicien y desarrollen las reacciones físico-químicas entre los componentes del suelo y la cal.

Emplear la cal hidratada en polvo para un suelo con un contenido de humedad moderada, debido a que no necesita una gran cantidad de humedad para reaccionar, se aprovecha la humedad que tiene el suelo sin llegar a secarlo demasiado.

Emplear cal viva en polvo si se tiene un suelo saturado de humedad, es conveniente, ya que además de aportar material seco, producirá un efecto de secado en el suelo, debido a una reacción fuertemente exotérmica, la cual provoca incrementos en la temperatura y evaporación del agua en exceso.

Eliminar la materia vegetal para evitar que haya interferencia en el desempeño de la cal, ya que esta materia absorbe la cal y aumentaría la dosificación en peso de nuestro suelo a tratar.

Tener en cuenta que en el uso de la cal al igual que en la mayoría de los materiales o productos químicos normales no es de peligro considerable, pero se deben tener en cuenta las normas mínimas de seguridad industrial y salud ocupacional en su manipulación utilizando los elementos de protección personal adecuados; por lo tanto, hay que evitar que entre en contacto con la piel, ya que si es prolongado se corre el riesgo de quemaduras mínimas; razón por la cual, se debe utilizar ropa de trabajo apropiada que cubra toda la piel del trabajador, usar gafas de protección personal cerradas por los lados para el cuidado de los ojos y usar mascarillas filtrantes para protección de las vías respiratorias.

BIBLIOGRAFÍA

FERNÁNDEZ LOAIZA, Carlos. Mejoramiento y estabilización de suelos. México, Limusa, 1982.

GUÍA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES AASHTO 2002

GUÍA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.

HIDALGO MONTOYA, Cesar Augusto. Comportamiento de una pista experimental de pavimento flexible con base estabilizada con cal. Medellín: Universidad de Medellín, 2010.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Manual de diseño geométrico para carreteras. Santafé de Bogotá. 1998.

MANUAL DE ESTABILIZACION DEL SUELO TRATADO CON CAL. Estabilización y modificación con cal. Publicación original de la National Lime Association, 2004.

MONTEJO FONSECA, Alfonso. Ingeniería para pavimentos y carreteras. Santafé de Bogotá: Universidad católica de Colombia, 1998.

MUÑOZ RICAURTE, Guillermo. Pavimentos de concreto asfáltico. San Juan de Pasto: Universidad de Nariño, 2002.

ORDOÑEZ, Abel Y MINAYA, Silene. Conceptos mecanísticos en la ingeniería de la mezcla asfáltica y congreso nacional del asfalto. Lima. 2002.

REYES LIZACANO, Fredy Alberto. Diseño racional de pavimentos. Santafé de Bogotá. 2003.

SANCHES SABOGAL, Fernando. Curso de laboratorio de pavimentos: guía para la ejecución e interpretación de los resultados. Popayán. Universidad del Cauca. INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. 1983

VALLE RODAS, Raúl. Carreteras, calles y autopistas, principios generales de la mecánica de los suelos aplicados a pavimentación y métodos para el cálculo de pavimentos flexibles. Buenos Aires. 1992

VERGARA B, Henry. Diseño directo de pavimentos flexibles.