

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA DE ACCESO A
LA SOCIEDAD MINERA CERRO VERDE (S.M.C.V) DESDE
LA PROG. KM 0+000 HASTA EL KM 1+900, EN EL
DISTRITO DE UCHUMAYO, AREQUIPA, AREQUIPA.
EMPLEANDO EL SISTEMA BITUFOR PARA REDUCIR LA
REFLEXIÓN DE GRIETAS Y PROLONGAR LA VIDA ÚTIL
DEL PAVIMENTO”**



**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

PRESENTADO POR Bach. YARANGO SERRANO, EDUARDO MANUEL

LIMA – PERU - 2014

ÍNDICE

CAPITULO I : ASPECTOS GENERALES.....	8
1.1 INTRODUCCIÓN.....	8
1.2 ANTECEDENTES	8
1.3 OBJETIVOS.....	9
1.3.1 Objetivo General	9
1.3.2 Objetivos Específicos	9
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	9
1.5 METODOLOGÍA.....	10
CAPITULO II : EL ASFALTO.....	11
2.1 RESEÑA HISTÓRICA	11
2.2 DEFINICIÓN DEL ASFALTO	14
2.2.1 Composición Fisicoquímica del Asfalto.	15
2.2.2 Estructura Química de los Asfaltos	16
2.3 REOLOGÍA DEL ASFALTO.....	18
2.3.1 Historia	18
2.3.2 Definición y dominio.....	19
2.3.3 Principio básico de la Reología	19
2.3.4 Tipos de fluidos	20
2.3.5 Cuerpos Viscoelásticos.....	20
2.3.6 Mecánica del Medio Continuo	22
2.4 SUSCEPTIBILIDAD TÉRMICA DEL ASFALTO	24
2.4.1 Comportamiento del Asfalto	24
2.4.2 Comportamiento a Alta Temperatura.....	25
2.4.3 Comportamiento a Baja Temperatura.....	27
2.4.4 Envejecimiento	28
2.4.5 Métodos Actuales para medir Propiedades de los Asfaltos.....	29
2.5 TIPOS DE ASFALTOS	31
2.5.1 Asfalto Naturales o Depósitos Naturales.....	31
2.5.2 Asfaltos derivados del Petróleo	32
2.5.3 Emulsiones Asfálticas Convencionales	37
2.6 EL CONCRETO ASFÁLTICO.....	43
2.6.1 Mezcla Asfáltica en Caliente.....	43

2.6.2 Mezcla Asfáltica en Frío.....	45
CAPITULO III : FUNDAMENTO TEÓRICO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTOS Y SU EVALUACIÓN VISUAL – ESTRUCTURAL.....	48
3.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RÍGIDOS	48
3.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS PAVIMENTOS	49
3.2.1 Solicitaciones principales de un pavimento.....	51
3.3 CAUSAS DEL SURGIMIENTO DE LAS FALLAS	54
3.4 CRITERIOS EN LAS ETAPAS DE LOS PAVIMENTOS	60
3.4.1 Construcción.....	61
3.4.2 Rehabilitación.....	61
3.4.3 Mantenimiento.....	63
3.5 EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS	63
3.5.1 Evaluación Estructural.....	63
3.5.2 Evaluación Superficial.....	66
3.6 MÉTODO DE EVALUACIÓN SUPERFICIAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (PAVEMENT CONDITION INDEX – PCI).....	66
3.6.1 Condición del pavimento.....	67
3.6.2 Procedimiento de evaluación de la condición del pavimento.....	70
3.6.3 Unidades de Muestreo:	71
3.6.4 Determinación de las Unidades de Muestreo para Evaluación:	73
3.6.5 Selección de las Unidades de Muestreo para Inspección:	74
3.6.6 Selección de Unidades de Muestreo Adicionales:.....	74
3.6.7 Evaluación de la Condición:.....	75
3.6.8 Cálculo del PCI de las unidades de muestreo.....	76
3.6.9 Cálculo del PCI de una sección de pavimento.	77
3.6.10 Tipos de fallas.....	78
3.7 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL EQUIPO DE LA VIGA BENKELMAN.....	89
3.7.1 Características de la Viga Benkelman	91
3.7.2 Procedimiento del ensayo de la Viga Benkelman	93
3.7.3 Personal y equipo necesario para realizar ensayo con Viga Benkelman.....	97
3.7.4 Determinación del número estructural (SN) con la Viga Benkelman	99
3.7.5 Parámetros para la evaluación deflectométrica del pavimento	100

4.1 ORÍGENES DEL SISTEMA BITUFOR	103
4.2 ANTECEDENTES DEL USO DEL SISTEMA BITUFOR EN LA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS EN EL MUNDO	108
4.3 ASPECTO TÉCNICO DEL SISTEMA BITUFOR	113
4.3.1 Tipos de Sistemas Bitufor	113
4.4 COMPONENTES DEL SISTEMA BITUFOR.....	115
4.4.1 Slurry Seal (Lechada Asfáltica).....	116
4.4.2 Malla de Acero (Mesh Track)	124
4.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA MESH TRACK.....	129
4.5.1 Reparaciones Previas.....	129
4.5.2 Instalación De La Malla De Acero	131
4.5.3 Colocación del Slurry Seal	134
4.5.4 Asfaltado.....	138
4.6 ESTUDIO COMPARATIVO DE INTERCAPAS ANTIFISURAS.....	140
4.6.1 Tipos de Refuerzos	141
4.6.2 Funciones del Refuerzo según tipo.....	144
4.6.3 Ensayos en Laboratorio comparativos entre intercapas antifisuras.....	144
4.7 ÁMBITO DE APLICACIÓN.....	148
4.8 ANÁLISIS DE LA EFECTIVIDAD DEL REFUERZO DE ACERO PARA RETARDAR REFLEXIÓN DE GRIETAS	149
4.8.1 Antecedentes.....	150
4.8.2 Formulación del Modelos Tridimensionales	151
4.8.3 Modelos de Diseño	152
4.8.4 Análisis de Sensibilidad	153
4.9 ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL SISTEMA BITUFOR SOBRE LA CAPACIDAD PORTANTE Y ESFUERZO, DE LOS REFUERZOS DE SUPERFICIES VIALES.....	154
4.9.1 Fundamentos teóricos.....	156
4.9.2 Cálculo de la capacidad portante	160
4.9.3 Cálculo del esfuerzo	162
4.9.4 Análisis	166
CAPÍTULO V : INVESTIGACIÓN ACERCA DEL USO DE LA MALLA DE ACERO MESH TRACK	168

5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES QUE USAN MALLA DE ACERO COMO REFUERZO DE BASES.....	168
5.1.1 Introducción.....	168
5.1.2 Descripción de la metodología de diseño.....	169
5.1.3 Análisis de los resultados.....	174
5.1.4 Análisis.....	183
5.2 PRUEBAS DE ADHERENCIA EN MUESTRAS BITUMINOSAS CON MALLAS DE REFUERZO DE ACERO.....	184
5.2.1 Parte a preparación de las muestras con mallas de refuerzo de acero para la prueba de asfalto.....	184
5.2.2 PARTE B PRUEBAS DE ADHERENCIA.....	188
5.2.3 Análisis.....	191
5.3 REFUERZO DE ACERO EN LA SUPERFICIE PARA PAVIMENTOS DE ASFALTO.....	192
5.3.1 La introducción.....	192
5.3.2 Metodología.....	193
5.3.3 El modelaje numérico.....	197
5.3.4 La Evaluación de Contribución de la Malla.....	199
5.3.5 Análisis.....	203
CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN DE LA REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA DE ACCESO A LA S.M.C.V.....	205
6.1 MARCO SITUACIONAL.....	205
6.2 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA VÍA.....	206
6.3 GEOLOGÍA DEL ÁREA ESTUDIADA.....	208
6.3.1 Geomorfología.....	208
6.3.2 Geología General.....	208
6.4 CLIMA Y VEGETACIÓN.....	209
6.4.1 Clima.....	209
6.4.2 Vegetación.....	210
6.5 SITUACIÓN PREVIA A LA REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA.....	210
6.6 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	214
6.7 PROCESO CONSTRUCTIVO.....	214

6.8 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS CON LA VIGA BENKELMAN.....	219
6.8.1 Generalidades	219
6.8.2 Objetivo	219
6.8.3 Características del Tramo de la Carretera.....	219
6.8.4 Estudio del tráfico.....	220
6.8.5 Evaluación estructural	223
6.9 CÁLCULO DE LA VIDA ÚTIL EMPLEANDO LOS DIAGRAMAS DE DEFLECTOMETRÍA	232
6.10 COMPARACIÓN DE COSTOS: SISTEMA BITUFOR VS SISTEMA TRADICIONAL.....	237
CONCLUSIONES.....	239
RECOMENDACIONES	241
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	242

DEDICATORIA

Esta

tesis la dedico a Dios y a mis padres. A Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad. A mis padres, por haberme apoyado en todo momento, por su motivación que me ha permitido ser una persona de bien, por la perseverancia y constancia que me muestran para salir adelante, pero sobre todo por su amor incondicional.

CAPITULO I : ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

La reflexión de grietas en las capas de recubrimiento de Asfalto de Mezcla Caliente (HMA) representa un serio desafío asociado a la rehabilitación de pavimentos, siendo un problema importante e incidente en el desarrollo de la vida útil de los pavimentos; por lo tanto en la tesis se propone el uso del sistema Bitufor (Mesh Track +Slurry Seal) como una alternativa de solución para retardar la aparición de grietas, además de otros beneficios que prolongan la vida útil del pavimento. Se plantea el uso de este sistema basándose en la ejecución del proyecto “REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA DE ACCESO A LA SOCIEDAD MINERA CERRO VERDE (S.M.C.V) DESDE LA PROG. KM 0+000 (CRUCE DE LA VÍA FÉRREA) HASTA EL KM 1+900, EN EL DISTRITO DE UCHUMAYO, AREQUIPA, AREQUIPA”. También se han desarrollado un material bibliográfico sobre las características y beneficios de la malla que conforma este sistema denominada “Mesh Track”, además de recomendaciones sobre su proceso constructivo.

Se ha empleado el método PCI para su evaluación visual del estado inicial del pavimento, asimismo el ensayo de la viga de Benkelman para su evolución estructural, de la cual se analizaron los cálculos y gráficos de deflexión, obteniendo resultados favorables.

1.2 ANTECEDENTES

En el Perú se viene implantando este sistema desde el año 2010 en nuestra capital, sin embargo, el uso de mallas de refuerzo de acero no es nuevo en países del primer mundo. Esta técnica, que apareció a principios de los años 50, estuvo basada en el concepto general de que, si el HMA es fuerte en compresión y débil en tensión, entonces el refuerzo puede ser usado para brindar resistencia a la tracción. Probablemente, la idea fue tomada entonces del concreto Portland reforzado con acero (PCC, por sus siglas en ingles) que era muy exitoso. Sin embargo, parece ser que el uso de refuerzo de acero fue abandonado a principios de los años 70 luego de las tremendas dificultades experimentadas durante su instalación. Por ejemplo, la expansión y contracción de la malla causaba grietas transversales en los empalmes de la malla, lo cual requería un adecuado traslape entre los

rollos. También se observó que la malla de acero se curvaba, afectando posiblemente la densidad en la capa superior de HMA, debido al movimiento del equipo de pavimentación. Igualmente se reportó que la malla se oxidaba, se estrechaba y se rompía en las grietas. No obstante, a pesar de las dificultades reportadas durante la instalación, se determinó que las mallas de acero eran efectivas para retardar la reflexión de grietas.

En tanto se plantea el uso de este sistema en base a los innumerables estudios e investigaciones desarrollados en países que han perfeccionado el uso del sistema Bitufor.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Establecer al sistema Bitufor como una alternativa económica para retardar la reflexión de grietas y prolongar la vida útil de los pavimentos asfálticos, analizando ensayos para su evaluación visual y estructural, en la rehabilitación de la carretera de acceso a la S.M.C.V. ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa.

1.3.2 Objetivos Específicos

Identificar los beneficios técnicos del uso de mallas de acero Mesh track y Slurry seal en la etapa de Post-rehabilitación de la carretera de acceso a la S.M.C.V. ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa - entrada a la mina Cerro Verde.

Mediante el ensayo de la Viga de Benkelman describir el comportamiento del pavimento rehabilitado con sistema Bitufor en la rehabilitación de la carretera de acceso a la S.M.C.V. ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa.

Analizar las ventajas Económicas con el uso de mallas de acero “Mesh Track” y Slurry Seal en la rehabilitación de la carretera de acceso a la S.M.C.V. ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa. Respecto al uso del sistema tradicional, en el tiempo.

1.4 JUSTIFICACIÓN

El sistema Bitufor (Mesh Track y Slurry seal) en este proyecto radica en mejorar este proceso de rehabilitación con una tecnología nueva, rápida, económica y eficiente. A su

vez retardar la aparición de grietas por efecto de reflexión en el pavimento. Dado que la carretera de acceso a la S.M.C.V ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa, está ligada esencialmente al desarrollo de las comunidades. Permitiendo un mejor nivel de confort para los viajeros, menos tiempo de viaje, menores tarifas, menos inseguridad entre otros muchos efectos positivos. Todos estos aspectos ayudan a que los beneficiarios directos e indirectos puedan lograr un desarrollo socioeconómico y contribuir a reducir los índices de pobreza de esta región.

1.5 METODOLOGÍA

Se presenta una investigación bibliográfica general de todos los conceptos referidos al sistema Bitufor así como de los demás componentes que conforman la carpeta asfáltica dado que la malla de acero “Mesh Track” no trabaja de forma independiente sino en conjunto con los demás elementos.

Asimismo se presenta un informe referido a la evaluación estructural con el ensayo de la Viga de Benkelman realizado al proyecto “Rehabilitación de la carretera de acceso a la S.M.C.V. ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa”. Para ello se analizó los cálculos y gráficos de deflectometría para identificar el comportamiento del pavimento en su etapa de post rehabilitación con el sistema Bitufor, determinando sus beneficios. De esta manera se plantea un método que retarde la aparición de grietas y prolongue la vida útil de los pavimentos en el Perú.

CAPITULO II : EL ASFALTO

2.1 RESEÑA HISTÓRICA

Un pavimento asfáltico bien diseñado y apropiadamente construido dura muchos años. Puede ser mantenido con sólo realizar periódicos reemplazos de la capa superficial.

El tiempo de poner a punto una vía pavimentada con asfalto es regularmente menor, lo que redundará en una disminución de costos y de rápida obtención de beneficios económicos por parte de los usuarios de la misma.



Figura 0.1: La Historia del Asfalto

Fuente: www.asfalca.com

La historia del asfalto se inició hace miles de años, siendo utilizado de su versión natural en yacimientos que se encontraban en estanques y lagos de asfalto, así como en rocas asfálticas.

Los antiguos pobladores de Mesopotamia lo emplearon como sellante en los tanques y embalses de agua. Fue también utilizado por los Fenicios en la construcción de sus barcos mercantes. En los días de los Faraones, los egipcios lo usaron como material que, aplicado

a las rocas a lo largo del río Nilo, prevenían la erosión del suelo, y el cesto del niño Moisés fue impermeabilizado con asfalto.

625 D.C.

Es en Babilonia donde se registra el primer uso de asfalto como material para la construcción de carreteras. Los antiguos griegos fueron también usuarios del asfalto. De hecho, la palabra "asfalto" proviene de la palabra griega "asphaltos" que significa "seguro". Los romanos lo utilizaron para sellar sus famosos baños y acueductos.

1595

Los europeos que exploraban el Nuevo Mundo descubrieron depósitos naturales de asfalto. Sir Walter Raleigh describió en su momento un lago de asfalto en la isla Trinidad, cerca de Venezuela. Él lo utilizó como impermeabilizante para sus barcos.

1800 - Principios de siglo

El uso de asfalto para construir carreteras creció de manera exponencial durante los años 1800. Uno de los constructores, Thomas Telford, construyó más de 900 millas de carreteras en Scotland, perfeccionando el método de construir carreteras con rocas partidas. De manera similar, su contemporáneo John Loudon McAdam, usó rocas partidas unidas para formar una superficie dura para construir Scottish turnpike. Más tarde, para reducir el polvo y el mantenimiento, los constructores emplearon "tar" caliente como elemento para unir y pegar las piedras, produciendo de ésta manera el llamado pavimento "tarmacadam".

1870

Un ciudadano de Bélgica, el químico Edmund J. DeSmedt, produjo el primero y verdadero pavimento asfáltico, lo que ocurrió en Newark, New Jersey, Estados Unidos. DeSmedt también pavimentó la Avenida Pennsylvania en Washington, D.C., para lo cual empleó 54,000 yardas cúbicas de capas asfálticas provenientes de la Isla Trinidad.

La primera planta para fabricar asfalto fue abierta por la empresa The Cummer Company durante los años 1800s.

Las primeras instalaciones modernas para producir asfalto fueron inauguradas por la compañía Warren Brothers en Cambridge, Massachusetts, Estados Unidos, en 1901. La primera patente relacionada con la producción de asfalto fue registrada por Nathan B. Abbot, de Brooklyn, New York, en 1871.

En 1876 el Presidente Grant seleccionó un grupo de ingenieros de la armada para estudiar el uso del asfalto en las carreteras. Este grupo sugirió que la Avenida Pensilvania, en Washington, D.C., fuera pavimentada con capas asfálticas provenientes del asfalto natural del Lago Trinidad. Dicho pavimento se mantuvo en excelentes condiciones durante 11 años, a pesar del tráfico en la Casa Blanca.

1907

La producción de asfalto por refinamiento del petróleo superó el uso de asfalto natural. Como consecuencia del crecimiento en la popularidad del automóvil, la demanda de más y mejores carreteras llevaron al surgimiento de innovaciones tanto en la producción de asfalto, como también en la mecanización del proceso de aplicación del asfalto.

1942

Durante la Segunda Guerra Mundial, la tecnología del asfalto fue ampliamente mejorada, empujada por la necesidad de la fuerza aérea de contar con superficies que pudieran soportar cargas pesadas.

1955

Se funda en USA la asociación "The National Bituminous Concrete Association" (más tarde convertida en the National Asphalt Pavement Association o NAPA). Una de las primeras actividades de esta institución fue la de crear el "Programa de Mejoramiento de Calidad ("Quality Improvement Program"), que patrocinó la ejecución de pruebas de asfalto en laboratorios privados y universidades.

1956

El Congreso de Estados Unidos aprobó el "Interstate Highways Act" (Acta de Autopistas Inter-estatales), asignando fondos por 51 billones de dólares a los estados para la construcción de carreteras. Las constructoras requirieron de mayores y mejores equipos.

Desde entonces se han sucedido innovaciones que incluyen: equipos electrónicos de control de nivel, equipos de pavimentación extra-anchos que permiten la pavimentación de dos líneas a la vez, etc.

1970

La crisis de energía que se sufrió en ésta década, trajo consigo la necesidad de una mayor conservación de los recursos naturales. Desde entonces, una creciente cantidad de asfalto reciclado se ha incorporado a las mezclas utilizadas para la construcción y mantenimiento de carreteras en USA. Hoy, el pavimento asfáltico es el material más reciclado en USA con más de 70 millones de toneladas métricas de material de pavimento asfáltico reciclado cada año.

1986

La Asociación Nacional de Pavimento Asfáltico (NAPA, por sus siglas en inglés) creó el National Center for Asphalt Technology (NCAT) o Centro Nacional de Tecnología Asfáltica, en la Universidad de Auburn, Alabama, como un mecanismo sistemático y centralizado para la investigación del asfalto. La NCAT recientemente abrió otro centro de investigación y se ha convertido en la institución líder del mundo en materia de investigación sobre pavimento asfáltico.

2002

La EPA ("Environmental Protection Agency", USA) anunció que las plantas de asfalto ya no forman parte de su lista de industrias consideradas las mayores fuentes de polución y daños al medio ambiente.

2.2 DEFINICIÓN DEL ASFALTO

El asfalto es un producto negro, viscoso, pegajoso, que por sus propiedades y características tiene actualmente toda una variedad de usos. Por su versatilidad y fácil manejo es ampliamente utilizado en diferentes ramas de la construcción.

La palabra "asfalto" proviene de los antiguos Griegos, de la palabra Griega "asphaltos", que significa "seguro".

Se conoce desde tiempos inmemorables, evolucionando en sus características y formas debido al empleo de la tecnología y el desarrollo de la humanidad.

En la antigüedad, obtenido de forma natural en estanques y lagos de asfalto, fue muy utilizado en la construcción de caminos y edificios. En Babilonia, por ejemplo, se empleaba como material de construcción. Indicios históricos muestran que su primer uso para la construcción de carreteras ocurrió en Babilonia, 625 A.C. Hay frecuentes referencias en el Antiguo Testamento a sus propiedades impermeabilizadoras y su uso en la construcción de barcos.

Aunque en los primeros tiempos los materiales asfálticos eran naturales, actualmente se obtienen artificialmente como producto del refinamiento del petróleo. Los depósitos naturales de asfalto suelen formarse en pozos o lagos a partir de residuos de petróleo acumulados en el interior de la tierra, que se abren paso hacia la superficie a través de fisuras en la corteza terrestre. Entre los ejemplos de formaciones de este tipo se pueden citar los pozos de alquitrán de La Brea, en Los Ángeles, California (conocido también por sus fósiles de flora y fauna de tiempos prehistóricos), el lago Asfaltites o mar Muerto, el lago de la Brea, en la Isla Trinidad, y el lago Bermúdez, en Venezuela.

En la actualidad, el asfalto se obtiene como un sub-producto del petróleo. El asfalto que se emplea para pavimentar es el de destilación, que se consigue de los hidrocarburos que permanecen luego del refinamiento del petróleo procesado para producir gasolina y otros productos. De los residuos del petróleo, procesados a temperaturas de entre 204 y 316 grados, se obtiene también un tipo de asfalto empleado específicamente en la fabricación de materiales para tejados y productos afines. El asfalto, utilizando temperaturas de cerca de los 500 grados, es empleado también en la fabricación de materiales aislantes.

2.2.1 Composición Fisicoquímica del Asfalto.

La composición del asfalto es una “Enciclopedia” de Química Orgánica. En un análisis detallado de los asfaltos encontramos: saturados, anillos nafténicos y aromáticos, sencillos o múltiples, radicales ácidos, aldehídos, cetonas, está constituido por cadenas de Peso Molecular de hasta 200.000.

Elemento	Betún A	Betún B	Betún C	Betún D
Carbono (%)	83.77	85.78	82.90	86.77
Hidrógeno (%)	9.91	10.19	10.45	10.93
Nitrógeno (%)	0.28	0.26	0.78	1.10
Azufre (%)	5.25	3.41	5.43	0.99
Oxígeno (%)	0.77	0.36	0.29	0.20
Vanadio (ppm)	180	7	1380	4
Níquel (ppm)	22	0.4	109	6

Figura 0.2: Composición fisicoquímica del asfalto

Fuente: www.repsol.com

La composición química de los asfaltos es muy compleja, básicamente está constituida por cadenas de moléculas compuestas fundamentalmente por carbono, hidrógeno, azufre, oxígeno, nitrógeno y complejos de vanadio níquel, hierro, calcio y magnesio.

La composición específica de un asfalto en particular dependerá de la procedencia del petróleo crudo del cual procede.

El análisis químico del asfalto es muy laborioso, sin embargo, es posible distinguir dos grandes grupos que lo constituyen: los asfaltenos y maltenos.

Dentro del grupo de los maltenos, podemos distinguir a tres grupos estructurales con propiedades definidas y son los saturados, aromáticos y resinas.

2.2.2 Estructura Química de los Asfaltos

Cuando el asfalto es disuelto en n-heptano, los materiales duros son precipitados, estos materiales son llamados asfaltenos, nombre propuesto por Boussingault en 1837. Existen otras fracciones asfálticas precipitadas por otros solventes, pero esta es la mejor manera de distinguir a estos materiales como insolubles en n-pentano.

Las sustancias solubles en n-heptano se denominan en general petrolenos, también llamados maltenos. Las resinas se encuentran en los petrolenos, pueden ser parcialmente precipitadas por algunos solventes o adsorbidas de los petrolenos por medio de arcillas u otras minerales activados, estas resinas, previamente adsorbidas, pueden pasar a un proceso de desorción del mineral por solventes previamente seleccionados.

Los carbenos son materiales duros presentes en los asfaltenos de algunos asfaltos. Estos son solubles en disulfuro de carbono pero insolubles en tetracloruro de carbono.

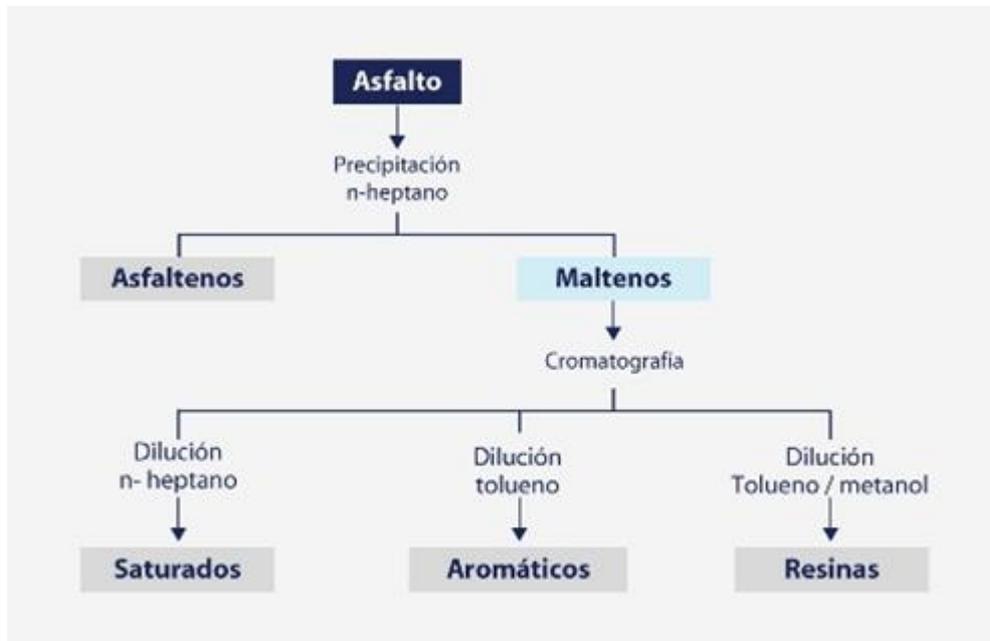


Figura 0.3: Composición química del asfalto

Fuente: www.repsol.com

Asfaltenos

Son estructuras complejas de compuestos aromáticos de color negro o marrón que contienen además del carbón otros elementos químicos tales como nitrógeno, azufre, oxígeno, en general, son compuestos polares, de alto peso molecular.

Maltenos

Son sustancias solubles en normal h-heptano y está constituido por resinas, saturados y aromáticos.

Son compuestos muy polares de color marrón o marrón claro, sólido o semisólido, solubles en n-heptano y, al igual que los asfaltenos, son compuestos de carbón, hidrógeno y cantidades menores de nitrógeno, oxígeno y azufre. Las resinas son materiales muy adhesivos y actúan como dispersantes o peptizantes de los asfaltenos.

Aromáticos

Los aromáticos constituyen entre el 40 y 65 % de la composición total de los asfaltos, son las fracciones de menor peso molecular en la estructura de los asfaltos, representan la mayor proporción de los dispersantes de los asfaltos peptizados.

Saturados

Son cadenas lineales y ramificadas, saturadas, no polares.



Figura 0.4: Representación esquemática de la composición química del asfalto

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

2.3 REOLOGÍA DEL ASFALTO

2.3.1 Historia

El concepto se comenzó a investigar a partir del siglo XVII gracias a los científicos Robert Hooke e Isaac Newton, los cuales asentaron las ideas generales de dicha ciencia.

Robert Hooke habló de reología en su teoría que se resumía en lo siguiente: “Si se dobla la tensión, se dobla la deformación”.

Luego Isaac Newton publico una hipótesis asociado al estado simple de cilladura (o corte): “La resistencia derivada de la falta de deslizamiento de las partículas de un líquido es proporcional a la velocidad con que se separan unas de otras dentro de él”. Esta necesidad de deslizamiento es lo que ahora se denomina viscosidad.

2.3.2 Definición y dominio

La reología, como definición general, es la ciencia que estudia la fluencia y la deformación de la materia. En este sentido, comprende:

La teoría de la elasticidad y resistencia de los materiales.

La plasticidad

La viscosidad

La hidráulica

El concepto de la reología se utiliza en un sentido más estricto, en el cual mide la deformación de los cuerpos que no son ni sólidos ni líquidos, en decir, de cuerpos intermedios entre sólido elástico y líquido viscoso.

Los materiales se asumen como cuerpos ideales y elásticos.

Se usan los materiales en condiciones en donde el modelo elástico no tiene más validez.

Se puede obviar fenómenos secundarios en los que la teoría elástica no tiene importancia. Acero y hormigón no son elásticos, existe una relajación de aceros y variaciones en el hormigón.

Los materiales no son puramente elásticos ni viscosos: los materiales plásticos, el hormigón bituminoso, entre otros.

2.3.3 Principio básico de la Reología

Se debe saber la velocidad de respuesta que tiene el material, para comprender su comportamiento frente a una fuerza exterior.

2.3.4 Tipos de fluidos

Newtonianos

Proporcionalidad entre el esfuerzo de cortante y la velocidad de deformación.

No Newtonianos

No hay proporcionalidad entre el esfuerzo cortante y la velocidad de deformación.

Viscoelásticos

Se comportan como líquidos y sólidos, presentando propiedades de ambos.

2.3.5 Cuerpos Viscoelásticos

Los cuerpos reológicos son intermedios entre el sólido de Hooke (elástico) y el líquido de Newton (viscoso), razón por la cual se llaman cuerpos viscoelásticos.

A diferencia del sólido de Hooke, en el líquido de Newton la relación entre esfuerzo y deformación hace intervenir el tiempo. La respuesta en deformación a un esfuerzo depende del intervalo de tiempo que separa el momento de la observación de la deformación del de la aplicación del esfuerzo. Esta propiedad es muy esencial.

Un cuerpo viscoelástico es aquel material que presenta comportamiento elástico y viscoso al mismo tiempo. Una propiedad característica, es que cuando baja la acción de una fuerza y esta cesa de actuar, la deformación del material no vuelve a cero.

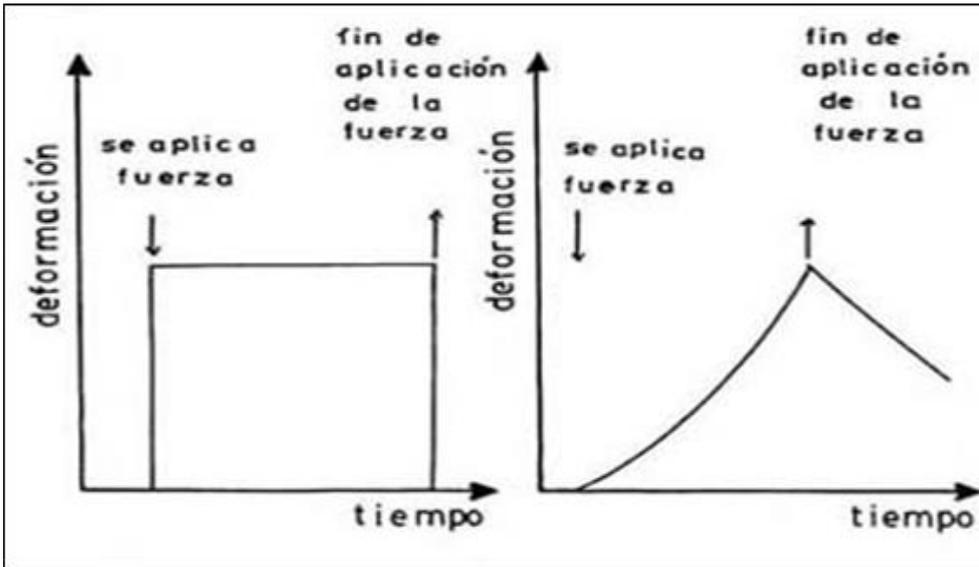


Figura 0.5: Comportamiento de los cuerpos frente a la aplicación de una fuerza

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

Efecto de la velocidad de deformación en función del tiempo, en un material viscoelástico, al tener aplicada una fuerza durante cierto tiempo y después deja de actuar

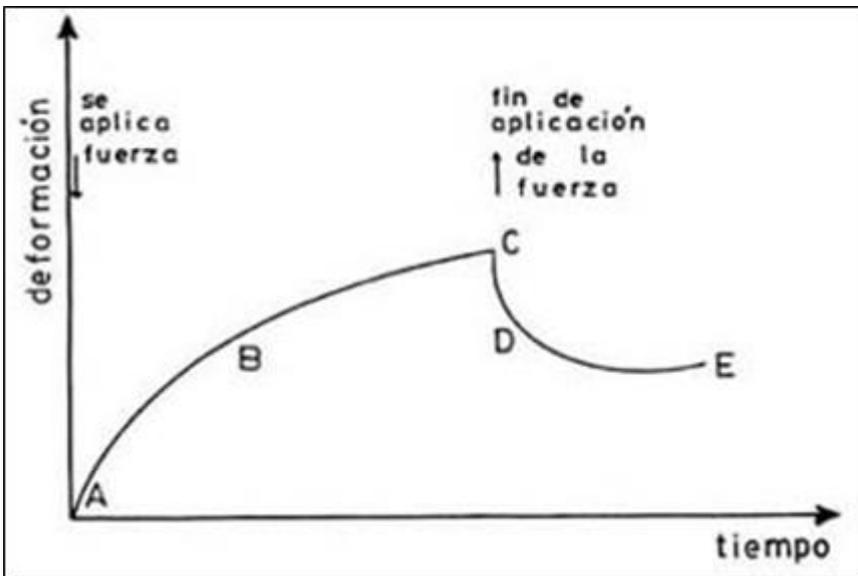


Figura 0.6: Relación entre deformación y tiempo para un material viscoelástico

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

Al aplicar la carga, el material sigue una trayectoria ab que es muy corta y elástica, seguida de una deformación más retardada, como la curva bc.

Al dejar de actuar la carga, se produce una recuperación elástica como cd, seguida de una recuperación retardada de, y el material nunca recupera su longitud inicial, quedando con una deformación permanente

2.3.6 Mecánica del Medio Continuo

La mecánica del medio continuo es un modelo físico unificado para sólidos rígidos y fluidos; físicamente los fluidos se clasifican en líquidos y gases. El término medio continuo se usa tanto para designar un modelo matemático, como cualquier porción de material cuyo comportamiento se puede describir adecuadamente por ese modelo.

La deformación se representa por un tensor simétrico elemental que actúa en las 3 direcciones x, y, z en un medio continuo:

La ley fundamental de la mecánica. $F=mY$ aplicado a un prisma elemental, conduce a tres ecuaciones que dependen de la aceleración, con respecto a las derivadas parciales en x, y, z de los componentes del tensor de esfuerzos. Solución a través de ecuaciones en matriz cuadrada simétrica de orden 3x3.

$$\varepsilon = \begin{vmatrix} \partial u_x / \partial x & \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right] & \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right] \\ \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right] & \partial u_y / \partial y & \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right] & \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right] & \partial u_z / \partial z \end{vmatrix}$$

Los valores de u_x , u_y , u_z son definidos como los componentes del desplazamiento durante un tiempo dt de la partícula cuyas coordenadas son el instante t : x, y, z.

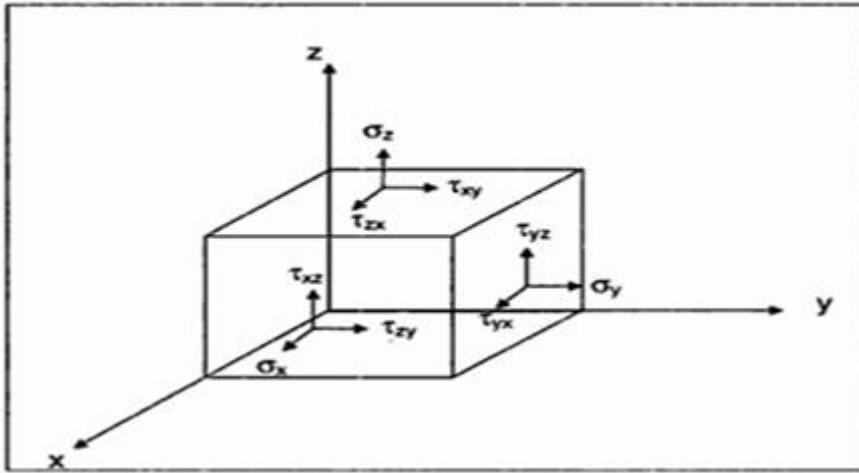


Figura 0.7: Esfuerzos y deformaciones en un sólido

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia.

Este tensor se puede descomponer en:

Un componente isótropo llamado ESFUERZO MEDIO, de la forma: $\sigma_u \|\delta_{ij}\|$

En un desviador: $\|\sigma_c\|$

Además $\|\sigma_u\| = \|\sigma\| - \sigma_m \|\delta_{ij}\|$

El estado de esfuerzo de un cuerpo se determina después de que se conocen los seis componentes del tensor de los esfuerzos (y no de nueve, ya que es simétrico) en función del tiempo y del espacio.

Para poder resolver el problema es necesario adicionar una relación entre el tensor de los ESFUERZOS y el de DEFORMACIONES características del cuerpo, LLAMADA ECUACIÓN REOLÓGICA DE ESTADO. $R(\|\varepsilon\|, \|\sigma\|) = 0$

En la cual los tensores $\|\varepsilon\|$ y $\|\sigma\|$ intervienen directamente, y por sus derivados en función al tiempo.

La función R es característica de la clase de cuerpo considerado; por otra parte, se presenta frecuentemente bajo la forma de dos relaciones distintas:

Entre los componentes isótropos del tensor de las deformaciones.

Entre los desviadores del tensor de las deformaciones y del tensor de los esfuerzos de otra parte.

En resumen, el comportamiento VISCO-ELÁSTICO se puede caracterizar por al menos dos propiedades:

La resistencia total a la deformación (G^* MÓDULO COMPLEJO)

La distribución relativa en esa resistencia, entre la parte viscosa y la parte elástica (δ ÁNGULO DE FASE).

A temperaturas superiores a 100 °C., todos los asfaltos se comportan como fluidos newtonianos, y por lo tanto su viscosidad es independiente del tiempo de aplicación de la carga.

2.4 SUSCEPTIBILIDAD TÉRMICA DEL ASFALTO

2.4.1 Comportamiento del Asfalto

El comportamiento del asfalto dependerá de la temperatura y el tiempo de carga. La Fig. 2.8 grafica el comportamiento del flujo de un asfalto puede ser el mismo en un hora a 60°C que en 10 horas a 25°C. En otros términos, tiempo y temperatura son intercambiables; alta temperatura y corto tiempo equivalen a baja temperatura y mayor tiempo.

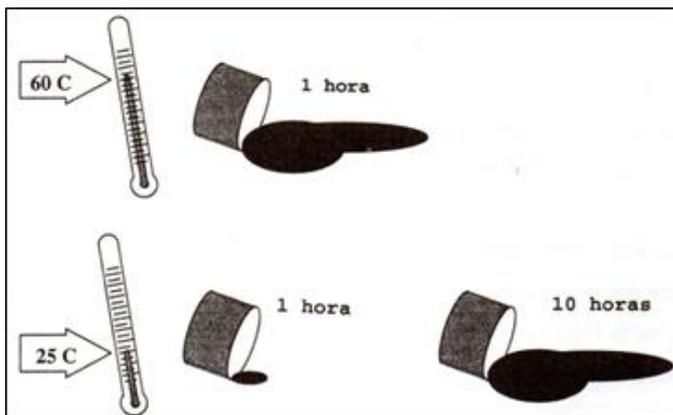


Figura 0.8: Comportamiento del flujo del cemento asfáltico

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE. Asphalt Institute

2.4.2 Comportamiento a Alta Temperatura

A temperaturas altas (ej. en desiertos) o bajo cargas sostenidas (ej. camiones a baja velocidad), el cemento asfáltico actúa como un líquido viscoso y fluye. La viscosidad es la característica que describe la resistencia de los líquidos a fluir. Si pudiera observarse, con un microscopio muy sofisticado, a un líquido como el asfalto caliente fluir lentamente, se vería el movimiento relativo de las capas adyacentes de líquido, quizá del espesor de una molécula (Fig. 2.9)

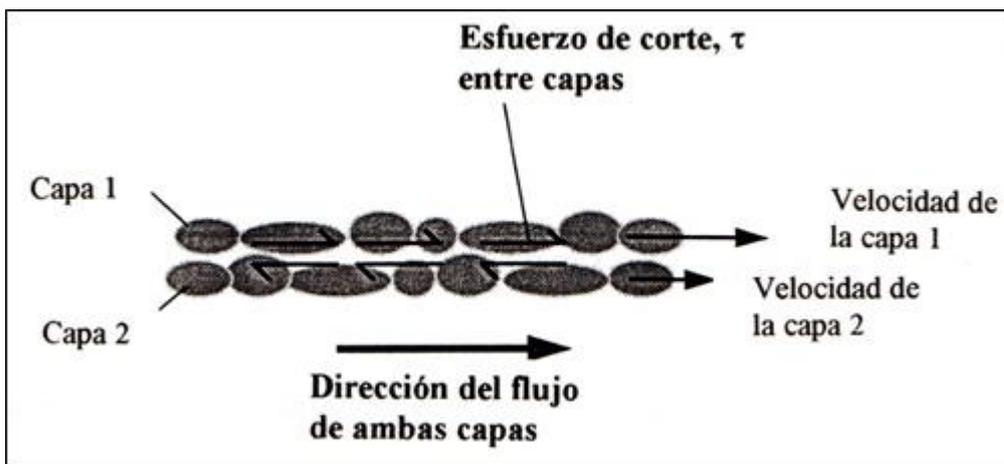


Figura 0.9: Vista Microscópica de las características de Flujo de un Líquido

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE. Asphalt Institute

La fuerza de fricción, o resistente, entre estas capas depende de la velocidad relativa a la que se desliza una sobre otra. La fuerza resistente entre las capas se debe a éstas fluyen a velocidades ligeramente diferentes. La capa superior trata de arrastrar a la inferior mientras que esta última trata de frenar a aquella. La relación entre la fuerza resistente y la velocidad relativa puede ser muy diferente en la mayoría de los líquidos.

Afortunadamente, la viscosidad es una característica (a diferencia de la composición química) que puede emplearse para expresar esta diferencia. La siguiente ecuación describe la situación de la Fig. 2.9, y muestra cómo el coeficiente de viscosidad (μ) es usado para explicar diferencias en las características de flujo en distintos líquidos.

$\tau = \mu \times \text{velocidad de deformación específica por corte.}$

En esta ecuación, τ es la resistencia al corte entre las capas y la velocidad de deformación específica por corte es la velocidad relativa a la que la capa 1 se desliza respecto de la capa 2. La Fig. 2.10 muestra el comportamiento viscoso de varios tipos de materiales. La viscosidad (μ) es la pendiente de la curva para cada material.

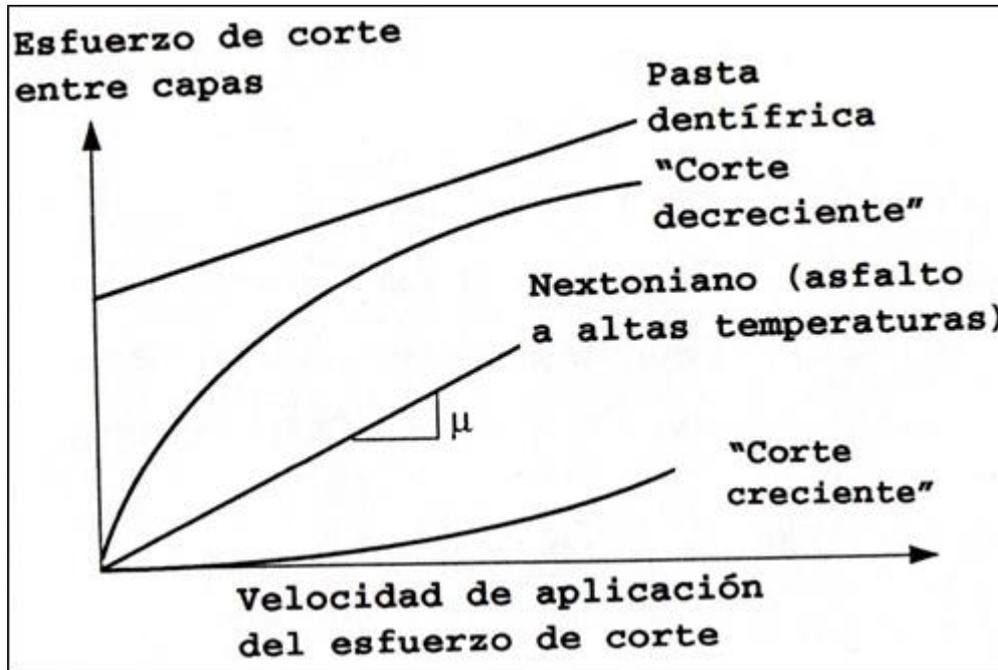


Figura 0.10: Características de Viscosidad de varios Líquidos

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE. Asphalt Institute

En los fluidos Newtonianos hay una relación lineal entre fuerza resistente y velocidad relativa. El aire, el agua y el asfalto a altas temperaturas (más de 50°C) son fluidos Newtonianos comunes. Materiales como la pasta dental son fluidos cuasi-Newtonianos con la excepción de que desarrollan una resistencia interna al flujo que debe ser vencida para que las capas comiencen a deslizarse unas sobre otras. A temperaturas moderadas el asfalto es un “líquido de corte creciente” (shear thinning liquid) pues su viscosidad decrece al aumentar la velocidad relativa. Algunas soluciones de polímeros son líquidos de corte decreciente, otras son “líquidos de corte creciente” (shear thickening liquid). Corte creciente significa que la viscosidad aumenta con el aumento relativo de la velocidad entre las capas.

Líquidos viscosos como el asfalto caliente son a veces llamados plásticos, porque una vez que comienzan a fluir no regresan a su posición original. Por esto, en climas cálidos

algunos pavimentos asfálticos fluyen bajo cargas repetidas y forman ahuellamientos. Sin embargo, el ahuellamiento de los pavimentos asfálticos en climas cálidos es también influido por las propiedades de los agregados y es probablemente más correcto decir que es la mezcla asfáltica la que tiene un comportamiento plástico.

2.4.3 Comportamiento a Baja Temperatura

A baja temperatura (p. ej. días fríos de invierno) o bajo cargas muy rápidas (p. ej. camiones a alta velocidad), el asfalto se comporta como un sólido elástico. Los sólidos elásticos son como bandas de goma. Esto es, se deforman al ser cargados y retornan a su forma original al ser descargados. La deformación elástica se recobra completamente (Fig. 2.11).

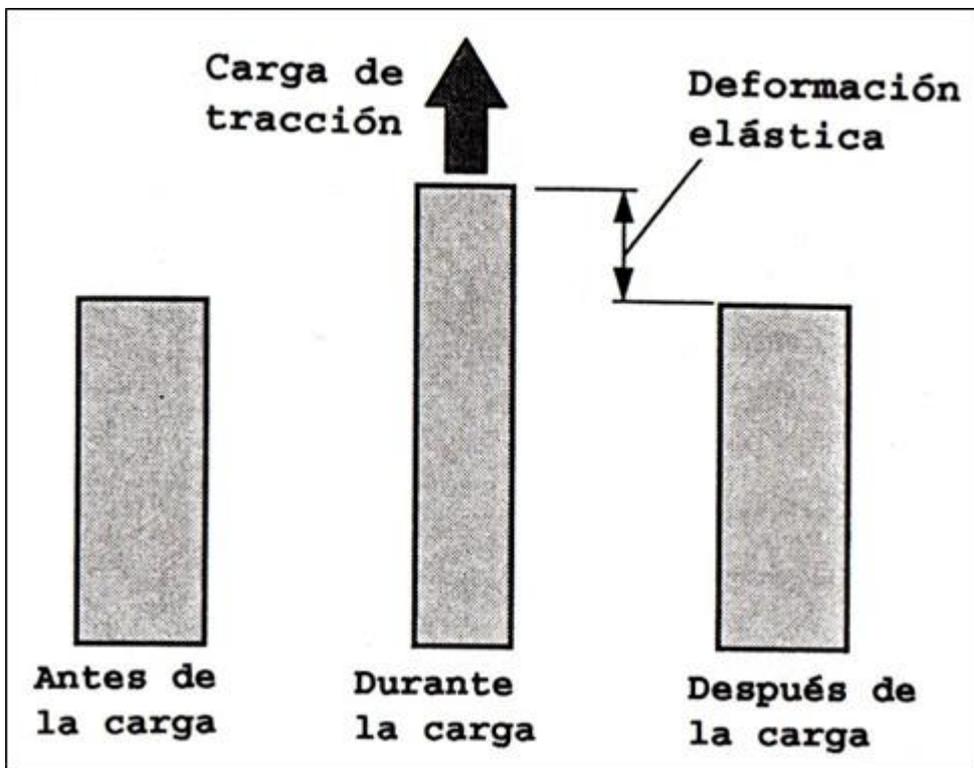


Figura 0.11: Comportamiento de los Sólidos Elásticos

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE. Asphalt Institute

Si se aplica una carga excesiva, el sólido elástico puede romperse. Aunque el asfalto es un sólido elástico a baja temperatura, puede volverse demasiado frágil y agrietarse bajo carga excesiva. Es por esto que el agrietamiento a baja temperatura (low temperatura cracking) a veces ocurre en pavimentos asfálticos en climas fríos. En este caso, las “cargas” se deben a esfuerzos internos que se desarrollan dentro del pavimento cuando el proceso de

contracción es restringido (por ejemplo durante y después de una rápida caída de la temperatura).

2.4.4 Envejecimiento

Existe otra característica especial de los asfaltos. Debido a que están compuestos por moléculas orgánicas, reaccionan con el oxígeno del medio ambiente. Esta reacción se llama oxidación y cambia la estructura y composición de las moléculas del asfalto. El resultado es una estructura más frágil, y es la razón del término endurecimiento por oxidación o por envejecimiento. Este fenómeno ocurre en el pavimento a una velocidad relativamente baja, si bien es mucho más rápido en un clima cálido que en un clima frío. Así, el endurecimiento por oxidación es estacional, y es más rápido en un clima cálido que en un clima frío. Así, el endurecimiento por oxidación es estacional, y es más marcado en verano que en invierno. Debido a este tipo de endurecimiento, los pavimentos viejos son más susceptibles al agrietamiento que los nuevos. Incluso, los pavimentos asfálticos nuevos pueden ser propensos a este fenómeno si no se compactan adecuadamente. En este caso, la falta de compactación origina un alto contenido de vacíos en la mezcla, lo que permite a una mayor cantidad de aire ingresar en la mezcla asfáltica y agravar el endurecimiento por oxidación.

De hecho, una considerable parte del envejecimiento por oxidación ocurre antes de la colocación del asfalto: durante el mezclado en caliente y otras operaciones constructivas. Debido a que estas actividades se efectúan a altas temperaturas, y el asfalto se encuentra en películas muy delgadas, la reacción de oxidación ocurre a una velocidad mucho mayor.

Otro tipo de endurecimiento ocurre durante el mezclado en caliente y construcción; se denomina “volatilización”. A altas temperaturas los componentes volátiles del asfalto se evaporan. Estos componentes volátiles – livianos del tipo de aceites – ablandarían el asfalto de permanecer dentro de éste.

Un fenómeno llamado “endurecimiento físico” ha sido observado en los cementos asfálticos. Este ocurre luego de una larga exposición a bajas temperaturas. Al bajar la temperatura, el asfalto se contrae, lo que es acompañado por un incremento en su dureza. Aun cuando la temperatura se estabilice en un bajo valor, el asfalto continúa su contracción

y endurecimiento. El endurecimiento físico es más pronunciado a temperaturas por debajo de 0°C, y debe considerarse al ensayar asfaltos a muy bajas temperaturas.

2.4.5 Métodos Actuales para medir Propiedades de los Asfaltos

Actualmente, para caracterizar la consistencia de los asfaltos se utiliza el ensayo de penetración o el ensayo de viscosidad (Fig. 2.12). Ambos ensayos han sido empleados para medir el efecto de la temperatura en el comportamiento de los asfaltos. Ello se hace determinando la viscosidad o la penetración a dos temperaturas diferentes y graficando los resultados (Fig. 2.12)

Aquí, los tres asfaltos tiene el mismo grado de viscosidad, ya que están dentro de los límites especificados a 60°C. Aunque los asfaltos A y B muestran la misma dependencia a la temperatura, tiene una consistencia muy diferente a cualquier temperatura. A y C tienen la misma consistencia a temperaturas intermedias, pero tienen una consistencia significativa distinta a altas y bajas temperaturas. El asfalto B tiene la misma consistencia que el C a 60°C, pero no hay otra similitud entre ellos. Debido a que estos asfaltos tienen el mismo grado, podría esperarse erróneamente el mismo comportamiento durante la construcción y durante la vida útil, tanto en climas fríos como en cálidos.

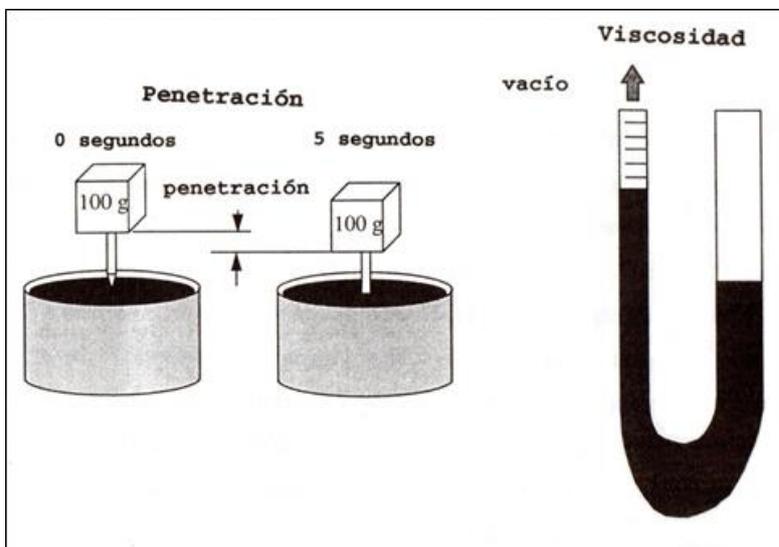


Figura 0.12: Ensayos de Penetración y Viscosidad

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE. Asphalt Institute

Si bien la viscosidad es un indicador fundamental del flujo, sólo suministra información sobre el comportamiento viscoso a alta temperatura, y no sobre el comportamiento elástico a baja temperatura requerido para completar la predicción del comportamiento. La penetración describe sólo la consistencia a temperatura media, 25° C. Las propiedades a baja temperatura no son directamente medidas con el sistema actual de clasificación. A menudo, los ensayos de viscosidad y penetración no señalan cabalmente las ventajas o posibles desventajas de algunos asfaltos modificados.

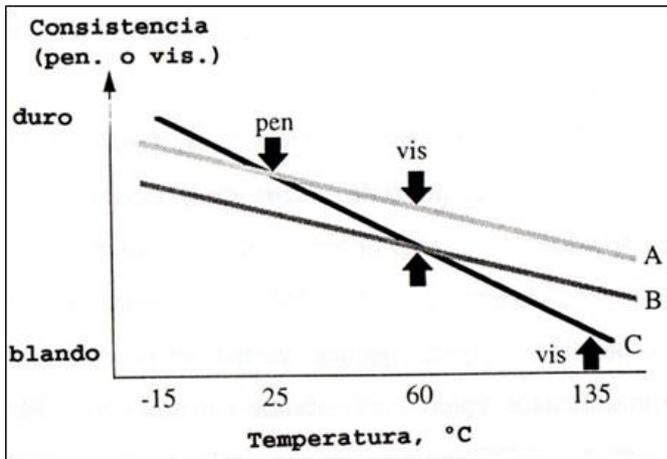


Figura 0.13: Susceptibilidad Térmica de Tres Asfaltos

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE. Asphalt Institute

Debido a estas deficiencias, muchas agencias viales han corregido ensayos estándar y especificaciones para adaptarlos mejor a las condiciones locales. En algunas partes de los EEUU, esta proliferación de ensayos y especificaciones ha causado serios problemas a los proveedores, que desean vender el mismo grado de asfalto en distintos estados. A menudo, estados con similares condiciones de comportamiento y materiales especifican asfaltos considerablemente diferentes.

En el sistema actual de caracterización de los asfaltos, los ensayos son realizados en muestras del asfalto sin envejecer (“tank asphalt”) o sobre muestras artificiales envejecidas para simular el envejecimiento durante la etapa constructiva. Sin embargo, o se realizan ensayos en asfaltos que hayan envejecidos para simular envejecimiento durante el tiempo de servicio.

2.5 TIPOS DE ASFALTOS

Los ligantes bituminosos o asfaltos utilizados para la industria de construcción de carreteras, provienen de dos tipos de fuentes:

2.5.1 Asfalto Naturales o Depósitos Naturales

Los depósitos naturales de los materiales asfálticos se presentan como asfaltos naturales o de procedencia asfalto mineral o de roca. El mayor depósito de asfalto natural del cual se tiene conocimiento existió en Irak hace varios miles de años. También se encontraron este tipo de fuentes en Trinidad, Bermuda y en los pozos asfálticos de La Brea en los Ángeles, California.

Estos tipos de Asfalto Natural son modificados o suavizados con fluidificantes de petróleo para lograr una consistencia acorde a los requerimientos constructivos de carreteras.

Las propiedades de los asfaltos naturales varían de un depósito a otro, especialmente con respecto a la cantidad de material insoluble que contiene el asfalto. Por ejemplo, el depósito de Trinidad contiene aproximadamente 40% de materiales insolubles orgánicos e inorgánicos, mientras que el material de Bermuda contiene aproximadamente el 6% del mismo material.

Los asfaltos minerales son depósitos naturales de rocas areniscas o calizas llenas con asfalto. Se han encontrado depósitos en California, Texas, Oklahoma y Alabama. La cantidad de material asfáltico varía de un depósito a otro y pueden encontrarse entre rangos desde 4.5% a 18%.

El asfalto mineral o de roca puede usarse para la carpeta asfáltica, después que el material haya sido extraído (minado) y procesado acorde de los requerimientos constructivos. Las cuales pueden incluir la adición de agregados minerales, cemento asfáltico o aceites que otorguen la fluidez y consistencia (viscosidad) óptima para la carpeta asfáltica.

Dada la ubicación o localización de los Depósitos Naturales del Asfalto, puede ser restrictivo el costo de transporte o flete hacia los puntos de acopio o destino del lugar de construcción.

2.5.2 Asfaltos derivados del Petróleo

Los materiales asfálticos que se obtienen de la destilación del petróleo se encuentran en la forma de diferentes tipos de asfalto. Estos incluyen los cementos asfálticos, los asfaltos líquidos de curado lento (SC), medio (MC) y rápido (RC) y las emulsiones asfálticas.

Por tanto, resulta de vital importancia describir y diferenciar los tipos de cementantes bituminosos según el tipo de construcción para el cual se usa cada uno.

2.5.2.1 Cementos Asfálticos Sólidos

Llamados también Cementos Asfálticos. Son asfaltos que se emplean en mezclas calientes para su uso en construcciones de pavimentos asfálticos por sus propiedades aglomerantes e impermeabilizantes, las cuales brindan características de flexibilidad, durabilidad y alta resistencia a la mayoría de los ácidos, sales y álcalis. Se clasifican de acuerdo a su consistencia medida por ensayo de PENETRACIÓN.

En nuestro país se produce y comercializa los siguientes grados de Cementos Asfálticos de Pavimentación:

CEMENTO ASFÁLTICO 10/20 PEN (Uso industrial)

CEMENTO ASFÁLTICO 20/30 PEN (Uso industrial)

CEMENTO ASFÁLTICO 40/50 PEN

CEMENTO ASFÁLTICO 60/70 PEN

CEMENTO ASFÁLTICO 85/100 PEN

CEMENTO ASFÁLTICO 120/150 PEN

Estudio de viscosidad y penetración

Durante varias décadas el grado específico (GE) del cemento asfáltico ha sido clasificado según valor de penetración y viscosidad, las cuales proveen cierta caracterización de su Consistencia a una temperatura dada.

Penetración

Este sistema fue desarrollado a inicios de los 1900s para caracterizar la consistencia de asfaltos semi-sólidos.

Cuantifica las siguientes características:

Penetración (100 g, 25°C, 5 s)

Punto de Inflamación

Ductilidad a 25°C (77°F)

Solubilidad en tricloroetano

Ensayo de Película Delgada

Oxidación y Envejecimiento

Penetración Retenida

Ductilidad a 25°C (77°F)

Pérdida de masa, % peso

Ensayo de la Mancha

Xileno / n-Heptano o Nafta Estándar

Viscosidad

A inicios de 1960 se mejoró el sistema de graduación y fue incorporado un ensayo de viscosidad rotacional que reemplazó al ensayo empírico por Penetración como clave de caracterización del ligante asfáltico y cuantifica las siguientes características:

Penetración (100 g, 25°C, 5 s)

Punto de Inflamación

Ductilidad a 25°C (77°F)

Solubilidad en tricloroetano

Viscosidad a 60°C (140°F)

Viscosidad a 135°C (275°F)

Ensayo de la Película Delgada

Oxidación y Envejecimiento

Penetración Retenida

Ductilidad a 25°C (77°F)

Ensayo de la Mancha

Xileno / n-Heptano o Nafta Estándar

Además, los cementos asfálticos pueden también ser graduados por su Performance Térmica

Performance Térmica

Este sistema llamado SUPERPAVE fue desarrollado en USA a inicios de 1987 para caracterizar la aplicación de asfaltos por grados de performance térmica y de carga de tráfico basados en la ingeniería de la reología. El desarrollo de la tecnología SUPERPAVE, desarrollada por el SHRP (Strategic Highway Research Program) de los EE.UU., está dirigido a controlar la deformación permanente, agrietamiento y fatiga de las mezclas asfálticas durante el servicio en carreteras.

Es una herramienta valiosa que considera el clima y la carga de tráfico para la selección de los asfaltos, lo que asegura que los pavimentos duren más y se desempeñen mejor. Los asfaltos son graduados por su Grado de Desempeño (PG) en función de la temperatura ambiental más alta y la temperatura ambiental más baja a la cual el pavimento se mantendrá sin fallas. Usa los siguientes ensayos:

Película Delgada Rotatoria (RTFO)

Presión de Envejecimiento (PAV)

Viscosímetro Rotacional (RV)

Reómetro de Corte Dinámico (DSR)

Reómetro de Viga (BBR)

Ensayo de Tensión Directa (DTT).

2.5.2.2 Cementos Asfálticos Líquidos

Asfaltos de Curado Lento (SC)

Estos tipos de Asfalto Líquido (SC) se pueden obtener directamente como asfaltos de curación lenta y de destilación directa a través de la destilación del petróleo crudo. O cómo asfaltos rebajados de curación lenta al “rebajar” el cemento asfáltico con un destilado pesado tal como el diesel. Tienen una viscosidad más baja que el cemento asfáltico y se endurecen muy lentamente. Por lo general se designa a los asfaltos de curación lenta como SC-70, SC-250, SC-800, etc. En donde los números se relacionan con la viscosidad cinemática aproximada en centistokes (Cst) a 60°C (140°F).

Asfaltos de Curado Medio (MC)

Estos tipos de Asfalto Líquido (MC) se producen por fluidificación, rebajado del asfalto residual (generalmente de 120 a 150 de penetración) y aceite combustible ligero o keroseno. El término Medio se refiere a la volatilidad Media del diluyente tipo keroseno.

Los asfaltos rebajados de Curación Media se endurecen más rápido que los asfaltos líquidos de Curación Lenta, aunque la consistencia de los diferentes grados resulte similar.

Sin embargo el MC-30 es un grado único en esta serie ya que es muy fluido y no tiene contraparte de las series SC y RC.



Figura 0.14: Recuperación y Refinado de Productos Asfálticos del Petróleo

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

Asfaltos de Curado Rápido (RC):

Estos tipos de Asfalto (RC) se producen mediante la mezcla de cemento asfáltico con un destilado del petróleo que se evapore fácilmente, el cual de forma rápida cambia de estado líquido al momento de la aplicación hasta la consistencia del cemento asfáltico original. Para esta serie generalmente se utilizan como disolventes a la gasolina o la nafta.

El grado requerido para el asfalto de Curado Rápido dicta la cantidad de disolvente a inyectarse al cemento asfáltico. Por ejemplo RC-3000 requiere aproximadamente de 15% de destilado, mientras que el RC-70 requiere del 40%, estos grados de asfalto pueden usarse para trabajos similares a aquellos para los cuales se usa la serie MC.

2.5.3 Emulsiones Asfálticas Convencionales

Comprendemos por emulsión a “la dispersión de un líquido en otro, no miscibles entre sí, en forma de partículas microscópicas”. En el caso de una Emulsión Asfáltica, los glóbulos microscópicos de asfalto (tamaño entre 4 y 6 de superficie) estarán dispersos en agua jabonosa.

Por lo tanto el sistema queda constituido por el agua como fase continua y las micrométricas gotas de asfalto como fase dispersa.

El asfalto es naturalmente hidrófobo (repulsión al agua); este fenómeno nos obliga a usar en el proceso de fabricación productos denominados “emulsionantes” (tensoactivos, agentes de superficie, etc). Tiene por función disminuir la “Tensión Interfacial”; actúan elevando el área interfacial, manteniendo de esta forma a los glóbulos de asfalto dispersos. La forma de convertir al asfalto en diminutos glóbulos, es usando un “Molino Coloidal”. Este equipo es el encargado de someter a los productos a la fuerza de corte necesaria para separar mecánicamente el asfalto caliente en diminutos glóbulos, y estos son dispersados en el agua tratada con una pequeña cantidad de agente emulsivo.

Una vez evaporada el agua, el asfalto adquiere nuevamente su consistencia original debido a que los glóbulos dispersos se vuelven a unir, quedando en condiciones de actuar como “ligante asfáltico” de los agregados pétreos. Este proceso en que se separan las fases, se conoce como rotura de la Emulsión.

2.5.3.1 Clasificación

Dependiendo de la carga del emulsivo usado en la fabricación, podemos tener una primera clasificación de las Emulsiones Asfálticas, ya que éste define la carga eléctrica de las partículas de asfalto, a saber:

Emulsiones Aniónicas,

Los glóbulos de asfalto están cargados electronegativamente.

Emulsiones Catiónicas,

Los glóbulos de asfalto están cargados electropositivamente.

Emulsiones No iónicas,

Los glóbulos de asfalto son neutros.

De estos tres tipos, la más ampliamente utilizada en la industria vial son las Emulsiones Catiónicas debido a la mayor afinidad que las mismas presentan con la mayoría de los agregados pétreos.

Por otra parte, teniendo en cuenta la cantidad de asfalto utilizado en la preparación, la cantidad y tipo de emulsivo y la modificación o no del residuo, se puede realizar una segunda clasificación de las Emulsiones en distintos grados.

Tabla 0.1: Una Segunda Clasificación de Emulsiones

RS	RADIP – SETTING	ROTURA RAPIDA
MS	MEDIUM –SETTING	ROTURA MEDIA
SS	SLOW – SETTING	ROTURA LENTA
QS	QUICK – SETTING	ROTURA RAPIDA

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

Se basa en la velocidad con que las gotitas de asfalto coalescen, esto es, se juntan restaurando el volumen de cemento asfáltico.

Han sido adoptados para simplificar y normalizar esta clasificación.

La tendencia a coalescer está íntimamente relacionada con la rapidez con que la emulsión se vuelve inestable y rompe tras entrar en contacto con la superficie del agregado.

Por lo que se tiene que una emulsión:

RS (RR) tiene poca o ninguna capacidad para mezclarse con agregados.

MS (RM) es de esperar que se mezcle con agregado grueso y no se mezcle con agregado fino.

SS (RL) y QS (RR QS) se diseñan para mezclarse con agregados finos, esperándose que la QS (RR QS) rompa más rápidamente que la SS (RL).

Finalmente, las emulsiones se identifican con una serie de números y letras que aluden a la viscosidad de las emulsiones y a la consistencia de la base de cemento asfáltico.

La letra “C” encabezando el tipo de emulsiones, identifica a una emulsión catiónica.

La ausencia de la letra “C” identifica a las emulsiones aniónicas, según las especificaciones de ASTM y de AASHTO.

Por ejemplo, RS – a (RR – 1) es una emulsión aniónica y CRS – 1(CRR – 1) es una emulsión catiónica.

Los números en la clasificación indican la viscosidad relativa de la emulsión.

Por ejemplo, una emulsión MS – 2 (RM-2) es más viscosa que una emulsión MS – 1 (RM-2).

Tabla 0.2: Emulsiones Asfálticas Aniónicas y Catiónicas

Emulsión Asfáltica Aniónica (ASTM D977, AASHTO M140)	Emulsión Asfáltica Catiónica (ASTM D2397, AASHTO M208)
RS – 1 (RR – 1)	CRS – 1 (CRR – 1)
RS – 2	CRS – 2
HFRS – 2	----
MS – 1 (RM – 1)	----
MS – 2	CMS – 2 (CRM – 2)
MS – 2h	CMS – 2h
HFMS – 1	----
HFMS – 2	----
HFMS – 2h	----
HFMS – 2s	----
SS – 1 (RL – 1)	CSS – 1 (CRL – 1)
SS – 1h	CSS – 1h

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

La “h” incluida en algunos grados significa simplemente que la base asfáltica es más consistente (o dura, bard). La “s” significa que la base asfáltica es más blanda (solft).

Las letras “HF” que preceden a algunos de los grados de emulsiones aniónicas indican alta flotación (high – float), medida con el ensayo de flotación.

2.5.3.2 Usos de las emulsiones asfálticas

El uso de los asfaltos diluidos está en continuo retroceso en todo el mundo desde hace años. Por otro lado las Emulsiones Asfálticas han crecido progresivamente. Consideradas un ligante moderno, éstas frente a los ligantes convencionales o a los diluidos, presentan ventajas técnicas y económicas:

Técnicas:

Las Emulsiones reemplazan a los diluidos en la mayoría de las aplicaciones, en muchos casos con ventajas, por ejemplo, mejor adherencia, posibilidad de mezclar con agregados húmedos, por ende mayor número de aplicaciones, modificación del residuo asfáltico, más rápida habilitación al tránsito, mejor recubrimiento, regulación de la velocidad de corte, etc.

Económicas:

El uso de asfaltos diluidos involucra un gasto energético irrecuperable por la evaporación de los solventes de petróleo. En cambio el curado de las mezclas con Emulsiones sólo produce evaporación de agua.

Seguridad:

El manejo de asfaltos emulsionados elimina el riesgo de inflamación que es inherente a los diluidos.

De protección ambiental:

La evaporación del agua hace que las Emulsiones Asfálticas sean no contaminantes, en tanto que los diluidos liberan solventes orgánicos a la atmósfera.

Tabla 0.3: Usos generales de las emulsiones asfálticas

USOS GENERALES DE LAS EMULSIONES ASFALTICAS															
TIPO DE CONSTRUCCION	ASTM D977 AASHTO M208							ASTM D297 AASHTO M 140							
	RS - 1	RS - 2	HFRS - 2	MS - 1, HFMS - 1	MS - 2, HFMS - 2	MS - 2h, HFMS - 2h	HFMS - 2s	SS - 1	SS - 1h	CRS - 1	CRS - 2	CMS - 2	CMS - 2h	CSS - 1	CSS - 1h
Mezcla de Asfalto y Agregados															
Mezcla en Planta (en Caliente)						X ^A									
Mezcla en Planta (en Frío)															
Granulometría Abierta				X	X						X	X			
Granulometría Cerrada							X	X	X					X	X
Arena							X	X	X					X	X
Mezclado In - Situ															
Granulometría Abierta				X	X						X	X			
Agregado bien Graduado							X	X	X					X	X
Arena							X	X	X					X	X
Suelo Arenoso							X	X	X					X	X

^A Puede emplearse otros grados que el HFMS - 2h cuando la experiencia demuestra que han tenido un comportamiento satisfactorio.

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

Por estas razones, las Emulsiones Asfálticas tienen hoy día un espacio ganado dentro de las aplicaciones viales y reemplazan con éxito en todas las aplicaciones a los diluidos asfálticos e incluso con mejores resultados.

Es recomendable realizar previo a la ejecución de la aplicación, estudios de compatibilidad.

Tabla 0.4: Usos generales de las emulsiones asfálticas

USOS GENERALES DE LAS EMULSIONES ASFALTICAS															
TIPO DE CONSTRUCCION	ASTM D977 AASHTO M208							ASTM D297 AASHTO M 140							
	RS - 1	RS - 2	HFRS - 2	MS - 1, HFMS - 1	MS - 2, HFMS - 2	MS - 2h, HFMS - 2h	HFMS - 2s	SS - 1	SS - 1h	CRS - 1	CRS - 2	CMS - 2	CMS - 2h	CSS - 1	CSS - 1h
Aplicaciones de Asfalto y Agregado															
Tratamientos Superficiales (Simple y Mult.)	X	X	X							X	X				
Sellado con Arena (Sand Seal)	X	X	X	X						X	X				
Lechada Asfáltica (Slurry Seal)							X	X	X					X	X
Micro - aglomerado (Micro - surfacing)															X ^E
Sellado Doble (Sandwich Seal)		X	X								X				
Cape Seal	X									X					
Aplicaciones Asfálticas															
Riego Pulverizado (Fog Seal)				X ^B				X ^C	X ^C					X ^C	X ^C
Imprimación (Prime Coat)					X ^B			X ^D	X ^D					X ^D	X ^D
Riego de Liga (Tack Coat)				X ^B				X ^C	X ^C					X ^C	X ^C
Paliatvo de Polvo (Dust Palliative)								X ^C	X ^C					X ^C	X ^C
Protección con Asfalto (Mulch treatment)								X ^C	X ^C					X ^C	X ^C
Sellado de Fisuras (Crackfile)								X	X					X	X
Mezclas de Mantenimiento															
Uso Inmediato							X						X	X	
Acopio							X								

^B Diluido en agua por el fabricante
^C Diluido con agua
^D Mezclado solo para imprimación
^E El polímero debe incorporarse durante o previamente a la emulsificación.

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

2.5.3.3 Emulsiones Asfálticas modificadas con Polímeros

En las Emulsiones Asfálticas podemos mejorar las características reológicas del residuo asfáltico con el uso de polímeros, conocidos como SBR.

Diferentes tipos de polímeros:

Elastómeros (Látex -Natural, SBR, Neoprene, SBS).

Plastómeros (EVA, EMA, EGA).

Ventajas

Aumento de la cohesión interna.

Aumento en la viscosidad y en el punto de ablandamiento.

Disminución de la susceptibilidad térmica.

Mejora en la adhesividad activa y pasiva.

Mejora la elasticidad, como también la flexibilidad.

Aumenta la resistencia al envejecimiento.

Los de uso más generales son los cauchos SBR (Styrene-Butadiene-Rubber), Elastómero o Caucho: polímero lineal amorfo, generalmente insaturado con una estructura parcialmente reticular que les proporciona propiedades termoplásticas y propiedades elastoméricas.

Existen diferentes métodos de producción:

- Premezclado del látex en la solución jabonosa.
- Incorporación del látex previa al molino coloidal.
- Adición posterior del látex al molino coloidal.

El látex deberá ser compatible con la polaridad y PH de la Emulsión a modificar.

La modificación de la reología se manifiesta en el asfalto residual, luego de producida la rotura.

2.5.3.4 Velocidad de Curación de la Emulsión Asfáltica

Las características de curación y de adhesión de las emulsiones asfálticas (aniónicas y catiónicas) que se usan para la construcción de los pavimentos, dependen de la velocidad a la cual se evapora el agua de la mezcla. Cuando las condiciones ambientales son favorables, el agua se desplaza con relativa rapidez y entonces la curación progresa rápidamente. Cuando las condiciones climáticas incluyen una humedad elevada, una temperatura baja, o una precipitación que sigue inmediatamente a la aplicación de la emulsión, su capacidad para una curación apropiada se ve afectada adversamente. Aunque el efecto de las condiciones climáticas y de superficie sobre la curación apropiada es más crítico para las emulsiones aniónicas, se requieren condiciones climáticas favorables para obtener resultados óptimos también para las emulsiones catiónicas. Una ventaja importante de las emulsiones catiónicas es que liberan la humedad con mayor rapidez.

2.6 EL CONCRETO ASFÁLTICO

El concreto asfáltico es una combinación uniformemente mezclada de cemento asfáltico, agregado grueso, agregado fino y otros materiales que pueden variar en diversas dosis dependiendo del tipo de concreto asfáltico.

Los diferentes tipos de concreto asfálticos que se usan comúnmente en la construcción de pavimentos son de mezclas en caliente y mezclas en frío.

El concreto asfáltico es el material de pavimentación más utilizado a nivel nacional. Cuando se usa en la construcción de pavimentos para carreteras, debe resistir la deformación causada por la carga de tránsito impuesta, tener resistencia al derrape aun cuando está mojado y no ser afectado fácilmente por las condiciones de la intemperie. El grado hasta el cual un concreto asfáltico alcanza estas características, depende principalmente del diseño de la mezcla seleccionada. Enseguida describiremos los tipos de concreto asfáltico.

2.6.1 Mezcla Asfáltica en Caliente.

Constituye el tipo más generalizado de mezcla asfáltica y se define como mezcla asfáltica en caliente la combinación de un ligante hidrocarbonado, agregados incluyendo el polvo mineral y, eventualmente, aditivos, de manera que todas las partículas del agregado queden muy bien recubiertas por una película homogénea de ligante. Su proceso de

fabricación implica calentar el ligante y los agregados (excepto, eventualmente, el polvo mineral de aportación) y su puesta en obra debe realizarse a una temperatura muy superior a la ambiente.

Se emplean tanto en la construcción de carreteras, como de vías urbanas y aeropuertos, y se utilizan tanto para capas de rodadura como para capas inferiores de los firmes. Existen a su vez subtipos dentro de esta familia de mezclas con diferentes características. Se fabrican con asfaltos aunque en ocasiones se recurre al empleo de asfaltos modificados, las proporciones pueden variar desde el 3% al 6% de asfalto en volumen de agregados pétreos.

Evolución de los diseños de mezclas asfálticas en caliente.

A continuación se muestra la evolución de los métodos de diseños de mezclas asfálticas en caliente.

1. The Hubbard-Field (1920's). Método de diseño de mezclas asfálticas, fue uno de los primeros métodos en evaluar contenidos de vacíos en la mezcla y en el agregado mineral. Usaba una estabilidad como prueba para medir la deformación. Funcionó adecuadamente para evaluar mezclas con agregado pequeño o granulometrías finas, pero no también para mezclas con granulometrías que contenían agregados grandes.

2. Método Marshall (1930's). Método de diseño de mezclas asfálticas, desarrollado durante la 2da. Guerra Mundial y después fue adaptado para su uso en carreteras. Utiliza una estabilidad y porcentaje de vacíos como pruebas fundamentalmente. Excepto cambios en las especificaciones, el método no ha sufrido modificación desde los años 40's.

3. Método Hveem (1930's). Método de diseño de mezclas asfálticas, desarrollado casi en el mismo tiempo que el método Marshall. Evalúa una estabilidad pseudotriaxial

4. Método de la Western Association of State Highway on Transportation Officials.

WASHTO (1984). Este método de diseño de mezclas recomendó cambios en los requerimientos del material y especificaciones de diseño de mezclas para mejorar la resistencia a las roderas. Con FHWA.

5. Método de Asphalt Aggregate Mixture Analysis System. AAMAS (1987). La necesidad de cambios en el diseño de mezclas fue reconocida, tardaron 2 años para desarrollar un

nuevo proyecto para el diseño de mezclas, que incluía un nuevo método de compactación en laboratorio y la evaluación de las propiedades volumétricas, desarrollo de pruebas para identificar las deformaciones permanentes, grietas de fatiga y resistencia a las grietas a baja temperatura. Con NCHRP.

6. Método SUPERPAVE (1993) El método AAMAS, sirvió como punto de inicio del método SUPERPAVE, que contiene un nuevo diseño volumétrico completo de mezcla, con funcionamiento basado en predicción a través de modelos y métodos de ensayo en laboratorio, grietas por fatiga y grietas por baja temperatura. Los modelos de predicción de funcionamiento fueron completados satisfactoriamente hasta el año 2000. El diseño volumétrico de mezclas en el SUPERPAVE es actualmente implementado en varios estados de los EUA, debido a que ha sido reconocida una conexión entre las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica caliente y su correcto funcionamiento. Tiene su resultado, ahora la aceptación en el control de calidad ha sido cambiada a propiedades volumétricas. SUPERPAVE promete un funcionamiento basado en métodos o ensayos de laboratorio que pueden ser usados para identificar la resistencia a las deformaciones plásticas de los pavimentos.

2.6.2 Mezcla Asfáltica en Frío.

Son las mezclas fabricadas con emulsiones asfálticas, y su principal campo de aplicación es en la construcción y en la conservación de carreteras secundarias. Para retrasar el envejecimiento de las mezclas abiertas en frío se suele recomendar el sellado por medio de lechadas asfálticas.

Se caracterizan por su trabajabilidad tras la fabricación incluso durante semanas, la cual se debe a que el ligante permanece un largo periodo de tiempo con una viscosidad baja debido a que se emplean emulsiones con asfalto fluidificado: el aumento de la viscosidad es muy lento en los acopios, haciendo viable el almacenamiento, pero después de la puesta en obra en una capa de espesor reducido, el endurecimiento es relativamente rápido en las capas ya extendidas debido a la evaporación del fluidificante. Existe un grupo de mezclas en frío, el cual se fabrica con una emulsión de rotura lenta, sin ningún tipo de fluidificante, pero es menos usual, y pueden compactarse después de haber roto la emulsión. El proceso de aumento paulatino de la resistencia se le suele llamar maduración, que consiste

básicamente en la evaporación del agua procedente de la rotura de la emulsión con el consiguiente aumento de la cohesión de la mezcla.

CAPITULO III : FUNDAMENTO TEÓRICO

SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTOS Y SU EVALUACIÓN VISUAL – ESTRUCTURAL

3.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RÍGIDOS

El pavimento es el conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, la cual debe funcionar eficientemente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son: el ancho, el trazo horizontal y vertical, la resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aún en condiciones húmedas. El pavimento deberá presentar la resistencia adecuada para soportar los esfuerzos destructivos del tránsito, de la intemperie y del agua. Debe tener una adecuada visibilidad y contar con un paisaje agradable para no provocar fatigas. Se presentan dos tipos de pavimentos, los mismos que se diferencian por la estructura que presentan y las capas que las conforman.

Un pavimento rígido se compone de losas de concreto hidráulico que en algunas ocasiones presenta un armado de acero. Este tipo de pavimentos no puede plegarse a las deformaciones de las capas inferiores. La sección transversal de un pavimento rígido está compuesta por la losa de concreto hidráulico que va sobre la subbase y éstas sobre la subrasante. Tiene un costo inicial más elevado que los pavimentos flexibles y su período de vida varía entre 20 y 40 años. El mantenimiento que requiere es mínimo y se orienta generalmente al tratamiento de juntas de las losas.

Por otro lado un pavimento flexible cuenta con una carpeta asfáltica en la superficie de rodamiento, la cual permite pequeñas deformaciones de las capas inferiores sin que su estructura se rompa. Este tipo de pavimento está compuesto principalmente de una carpeta asfáltica, de la base granular y de la capa de subbase. El pavimento flexible resulta más

económico en su construcción inicial, tiene un período de vida de entre 10 y 15 años, pero tienen la desventaja de requerir mantenimiento periódico para cumplir con su vida útil.

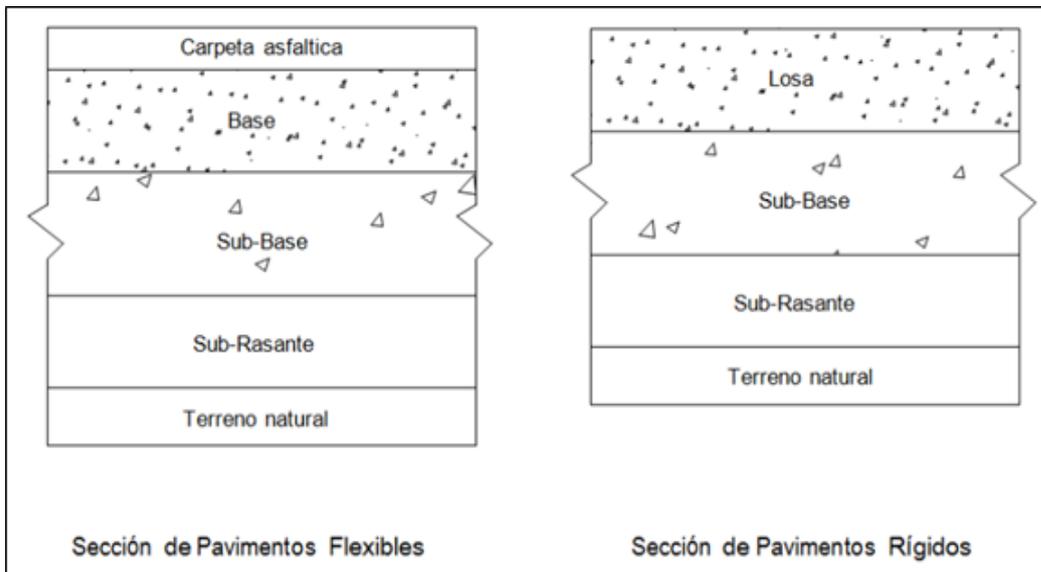


Figura 0.1: Sección de Pavimentos

Fuente: AEMA, Asphalt Institute, Edición 2000 – “MANUAL BÁSICO DE EMULSIONES Serie Nro 19”

3.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS PAVIMENTOS

La principal diferencia entre el comportamiento de los pavimentos flexibles y los rígidos es la forma como reparten las cargas. Desde el punto de vista de diseño, los pavimentos flexibles están formados por una serie de capas y la distribución de la carga está determinada por las características propias del sistema.

Los pavimentos rígidos tienen un gran módulo de elasticidad y distribuyen las cargas sobre un área grande, la consideración más importante es la resistencia estructural del concreto

hidráulico.

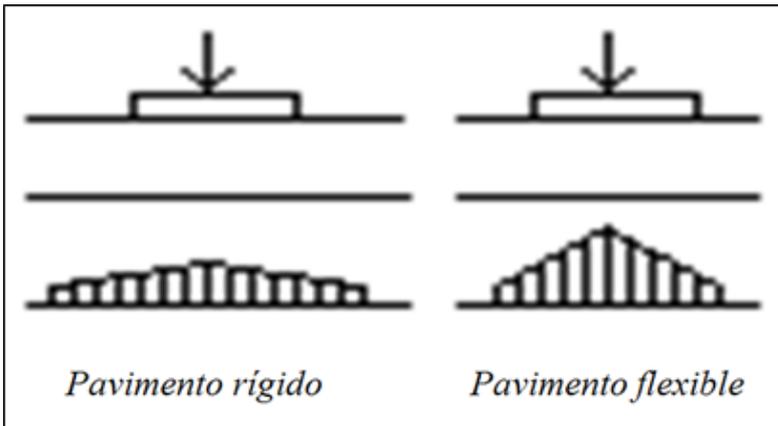


Figura 0.2: Distribución de Cargas

Fuente: AEMA, Asphalt Institute, Edición 2000 – “MANUAL BÁSICO DE EMULSIONES Serie Nro 19”

En todos los métodos de diseño de pavimentos se acepta que durante la vida útil de la estructura se pueden producir dos tipos de fallas, la funcional y la estructural.

La falla funcional se deja ver cuando el pavimento no brinda un paso seguro sobre él, los vehículos no viajan de forma cómoda. La falla estructural está asociada con la pérdida de cohesión de algunas o todas las capas del pavimento de tal forma que éste no pueden soportar las cargas a la que está sometida.

La falla estructural implica una degradación de la estructura del pavimento.

Se presenta cuando los materiales que conforman la estructura, al ser sometida a repeticiones de carga por acción del tránsito, sufren un agrietamiento estructural relacionado con la deformación o la tensión horizontal por tracción en la base de cada capa, esto se denomina falla por fatiga.

Un factor que influye en el comportamiento de los pavimentos es el tipo de carga que se le aplica y la velocidad con que ello se hace. Los pavimentos están sujetos a cargas móviles, y el hecho que las cargas actuantes sean repetitivas afectan a la resistencia de las capas de pavimento de relativa rigidez, por lo que en el caso de los pavimentos flexible este efecto se presenta sobre todo en las carpetas y las bases estabilizadas.

Las fallas en los pavimentos flexibles pueden dividirse en tres grupos fundamentales.

Fallas por insuficiencia estructural: Se trata de pavimentos construidos con materiales inapropiados en cuanto a resistencia o con materiales de buena calidad, pero en espesor insuficiente.

Fallas por defectos constructivos: Se trata de pavimentos que quizá estuvieron formados por materiales suficientemente resistentes, pero en cuya construcción se han producido errores o defectos que afectan el comportamiento conjunto.

Fallas por fatigas: Se trata de pavimentos que originalmente estuvieron en condiciones apropiadas, pero que por la continua repetición de las cargas del tránsito sufrieron efectos de fatiga.

3.2.1 Solicitaciones principales de un pavimento

Las sollicitaciones principales de un pavimento son el producto del tránsito y el clima. El tránsito visto como las cargas a las que está expuesto el pavimento y el clima como el agente natural del medio ambiente.

Tránsito.

Se puede apreciar que el volumen de vehículos ha crecido en los últimos años, pero ese aumento ha sido aún mayor si se ve en términos de la carga que se transporta, esta situación tiene una influencia significativa en el comportamiento de los pavimentos, a la hora de determinar o predecir el daño que sufrirá un pavimento en el tiempo.

El tránsito está compuesto por diferentes vehículos, de diferentes pesos y número de ejes (ver figura 3.3). Evaluar esta diversidad es un trabajo complejo, por tal razón, actualmente algunas metodologías definen la conversión del tránsito existente, proyectado o inducido en un número de ejes equivalentes identificado como ESAL's, el cual consiste en el número de repeticiones de carga equivalentes a 8.2 ton o 18 kips, durante la vida útil del pavimento.

LONGITUD Y PESO MAXIMO PERMISIBLE POR TIPO DE VEHICULOS									
TIPO DE VEH.	ESQUEMA DEL VEHICULO	1er EJE	2do EJE	3er EJE	4er EJE	5er EJE	6er EJE	PESO/MAXIMO EN TON. METR.	LONGITUD MAXIMA METROS
C-2		5.00	10.00					15.00	12.00
C-3		5.00	16.25					21.50	12.00
			8.25	8.25					
C-4		5.00	20.00					25.00	16.75
			6.67	6.67	6.66				
T2-S1		5.00	9.00	9.00				23.00	16.75
T2-S2		5.00	9.00	16.00				30.00	17.50
				8.00	8.00				
T2-S3		5.00	9.00	20.00				34.00	17.50
				6.67	6.67	6.66			
T3-S1		5.00	16.00		9.00			30.00	20.30
			8.00	8.00					
T3-S2		5.00	16.00		16.00			37.00	20.30
			8.00	8.00	8.00	8.00			
T3-S3		5.00	16.00		20.00			41.00	20.30
			8.00	6.67	6.67	6.67	6.66		
C2-R2		5.00	10.00	4.00				24.00	18.30
		5.00	10.00	4.50				26.50	
		5.00	10.00	7.00				29.00	
S3-R2		5.00	16.50		4.00	4.50		30.50	18.30
		5.00			4.50	4.50		33.00	
		5.00	8.25	8.25	7.00	7.00		35.50	
S3-R3		5.00	16.50		4.00	13.00		38.50	18.30
		5.00	8.25	8.25	6.50	6.50	6.50	41.00	

Figura 0.3: Clasificación de Dimensión y Carga de Vehículos

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

El efecto de las cargas producidas por los vehículos en los pavimentos es la principal causa del deterioro de este, a lo cual se suma el efecto del clima, reduciendo así la capacidad del pavimento. (Ver figura 3.4)

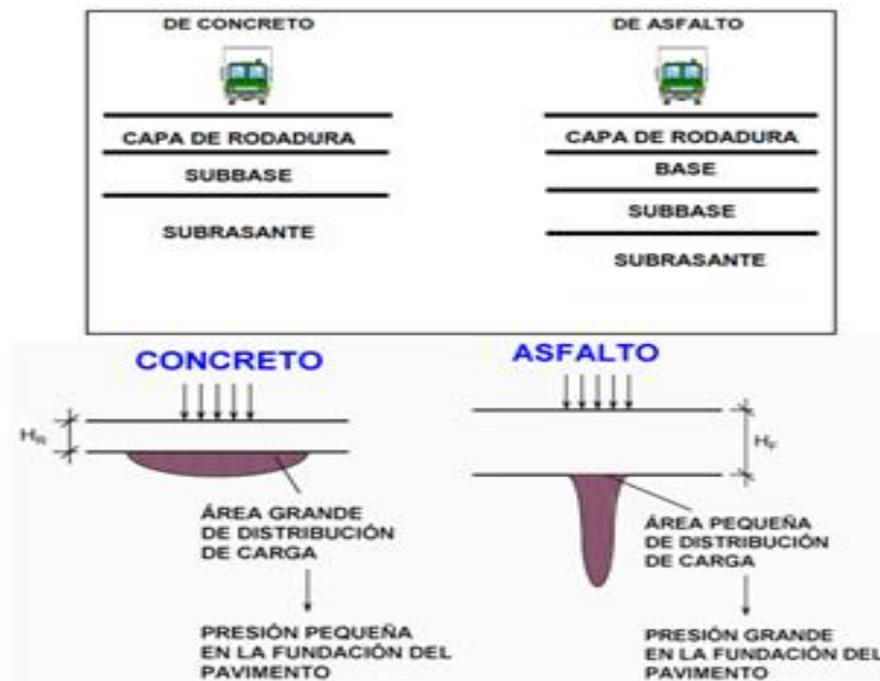


Figura 0.4: Comparación de la distribución de cargas en Pavimentos

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

Clima

Las condiciones del medio ambiente tienen efectos sobre el comportamiento de los pavimentos rígidos y flexibles. Factores externos tales como la precipitación, temperatura y la profundidad del nivel freático juegan un papel clave para definir las limitaciones que los impactos del medio ambiente pueden tener en el comportamiento del pavimento. Factores internos tales como la susceptibilidad de los materiales de pavimentos para la humedad, drenabilidad en las capas de pavimento, infiltración potencial del pavimento, etc.

En la estructura de pavimento, la humedad y la temperatura son dos de las variables que pueden significativamente afectar la capa de pavimento y las propiedades de la subrasante, y por lo tanto, su capacidad de soportar cargas.

b.1 Efectos de la temperatura.

Los cambios en la temperatura del medio ambiente originan variaciones en la temperatura de las estructuras de los pavimentos.

En pavimentos rígidos, como resultado del cambio de temperatura, se obtiene una desigual dilatación o contracción de las fibras paralelas a la superficie con la profundidad, lo que provoca el alabeo de la losa. Este movimiento está parcialmente impedido por el peso propio y reacciones en los dispositivos de transmisión de cargas entre losas, lo cual provoca tensiones; El alabeo altera el régimen de contacto de la losa con la sub-base, aumentando las tensiones producidas por el tránsito.

En pavimentos flexibles la temperatura producirá envejecimiento superficial de la capa de rodadura; además de ablandamiento y reducción de la viscosidad del asfalto y en presencia de bajas temperaturas se producirá pérdida de flexibilidad y grietas de contracción en el asfalto.

b.2 Efectos de la lluvia.

El contenido de humedad, provoca una considerable influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen la estructura de pavimentos y sobre su comportamiento. Si la base, subbase y subrasante no están bien protegidas de la acción del agua se ocasionan daños, algunos de ellos son:

Perdida de partículas de suelo, creando erosión.

Saturación y exceso de subpresión o de fuerzas de filtración

Perdida de resistencia de la subrasante cuando esta se satura y permanece saturada durante un periodo largo de tiempo.

Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad.

3.3 CAUSAS DEL SURGIMIENTO DE LAS FALLAS

Durante la vida de servicio de un pavimento, causas de diverso origen afectan la condición de la superficie de rodamiento, lo cual compromete su función de ofrecer a los usuarios la posibilidad de un rodaje seguro, cómodo y económico. Entre las causas de falla de un pavimento se pueden mencionar:

Fin del período de diseño original y ausencia de acciones de rehabilitación mayor durante el mismo. En este caso la falla es la prevista o esperada.

Incremento del tránsito con respecto a las estimaciones del diseño de pavimento original.

Deficiencias en el proceso constructivo, bien en procesos como tal como en la calidad de los materiales empleados.

Diseño deficiente (errores en la estimación del tránsito o en la valoración de las propiedades de los materiales empleados).

Factores climáticos imprevistos (lluvias extraordinarias).

Insuficiencia de estructuras de drenaje superficial y/o subterráneo.

Insuficiencia o ausencia de mantenimiento y/o rehabilitación de pavimentos.

Dependiendo de su origen, las fallas pueden ser clasificadas como fallas funcionales (superficiales) o fallas estructurales. En el primer caso, el defecto se presenta o circunscribe a la superficie de la capa asfáltica y las acciones de reparación se dirigen a la corrección de la fricción (seguridad), o al restablecimiento de la a rugosidad o regularidad (comodidad), lo cual se logra con la colocación de capas asfálticas de bajo espesor que no contribuyen desde el punto de vista estructural.

Por su parte las fallas estructurales tienen su origen en defectos en una o más de las capas que conforman la estructura del pavimento, las cuales están destinadas a resistir y compartir los esfuerzos impuestos por el tráfico, de manera que a nivel de sub-rasante o suelo de fundación de pavimento lleguen los menores esfuerzos y lo más distribuido posible. En estos casos la corrección de las fallas va dirigida al refuerzo de la estructura existente mediante la colocación de una capa cuyo espesor debe ser calculado en función de los requerimientos de las cargas de tráfico previstas en el período de tiempo previsto para la rehabilitación. La falla estructural se deriva de dos causas fundamentales:

Cuando la capacidad de deformación-recuperación de los materiales que conforman la estructura de pavimento es “excedida más allá del valor que determinan las deformaciones recuperables por elasticidad instantánea y retardada, desarrollándose deformaciones permanentes (ahuellamiento) en cada aplicación de las cargas, las que se acumulan modificando los perfiles de la calzada hasta valores que resultan intolerables para la

comodidad, seguridad y rapidez del tránsito y aún pueden provocar el colapso de la estructura”

Las deformaciones permanentes o ahuellamiento pueden ocurrir a nivel de:

Suelos de sub-rasante, capas de base y/o sub-base granulares.

Capas asfálticas.

En el caso de suelos, la falla ocurre por lo general por intrusión de humedad que conlleva a su debilitamiento, haciendo imposible la recuperación del suelo ante las cargas impuestas, originando deformaciones plásticas (no elásticas), es decir, sin posibilidad de recuperación.

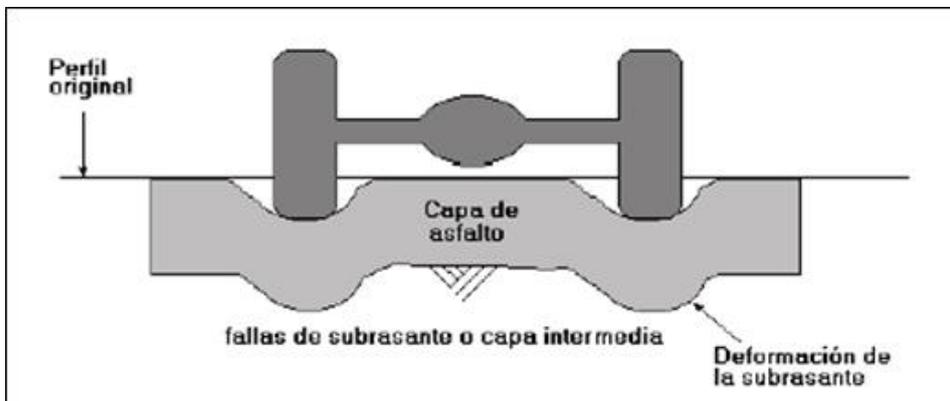


Figura 0.5: Ahuellamiento por falla en la sub rasante o capa intermedia

Fuente: INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. Garnica A., P; Gómez L., J.A.; Sesma M., J. A. MECÁNICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS. Publicación Técnica No. 197. Sanfandila, Qro, México (2002).

Cuando el ahuellamiento ocurre en las capas asfálticas, el mismo obedece a la presencia de mezclas que van acumulando deformaciones bajas en magnitud pero permanentes en el tiempo debido al paso continuo del tránsito pesado (camiones). El ahuellamiento puede ocurrir directamente en la capa asfáltica superficial o en alguna otra capa asfáltica subyacente cuya deformación luego es reflejada por la capa superficial.

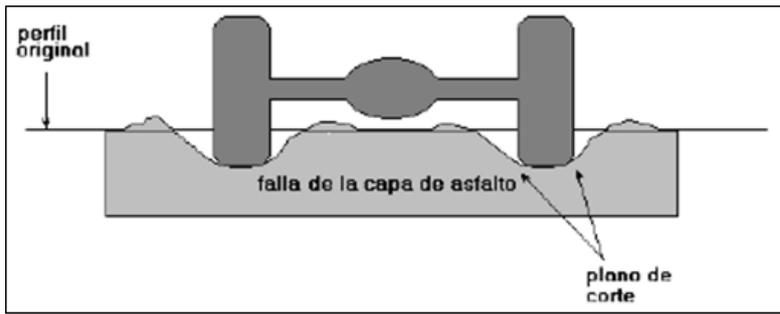


Figura 0.6: Ahuellamiento por falla en la mezcla asfáltica

Fuente: INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. Garnica A., P; Gómez L., J.A.; Sesma M., J. A. MECÁNICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS. Publicación Técnica No. 197. Sanfandila, Qro, México (2002).

Cuando las deformaciones recuperables son elevadas, los materiales y en particular las capas asfálticas sufren el fenómeno denominado fatiga cuando el número de aplicaciones de las cargas pesadas es elevado, que se traduce en reducción de sus características mecánicas. En este caso la deformación horizontal por tracción en la parte inferior de las capas asfálticas al flexionar la estructura, puede exceder el límite crítico y se llega a la iniciación del proceso de fisuramiento”.

Existe otro tipo de agrietamiento ocasionado por la variación de temperatura que experimenta la mezcla asfáltica lo cual origina su contracción. Este tipo de fisuramiento es denominado “Grietas por Contracción (o de Bloque)” no está asociado con las cargas impuestas por el tráfico.

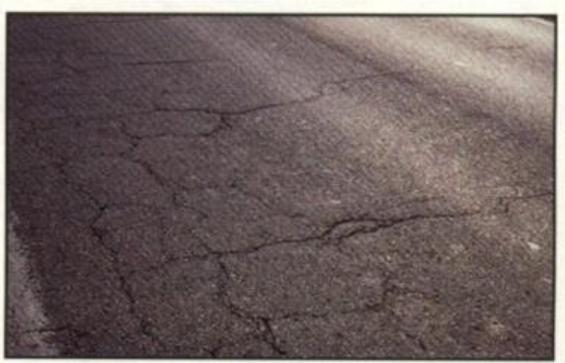


Figura 0.7: Grietas por Contracción (o de Bloque)

Fuente: INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. Garnica A., P; Gómez L., J.A.; Sesma M., J. A. MECÁNICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS. Publicación Técnica No. 197. Sanfandila, Qro, México (2002).

Del mismo modo, en los casos de refuerzo de pavimentos de concreto tipo Portland utilizando mezclas asfálticas, es posible la aparición de grietas como reflejo de las juntas del pavimento rígido (grietas por reflexión). Este tipo de falla se conoce como “Grietas por Reflexión”.



Figura 0.8: Grietas por Reflexión

Fuente: INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. Garnica A., P; Gómez L., J.A.; Sesma M., J. A. MECÁNICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS. Publicación Técnica No. 197. Sanfandila, Qro, México (2002).

El desempeño de una mezcla asfáltica ante las deformaciones permanentes depende del tipo de ligante asfáltico empleado, forma y tamaño de las partículas, calidad de los agregados, así como sus porcentajes en la combinación de agregados. Las mezclas asfálticas deben:

Soportar la tensión aplicada en la base de la capa asfáltica “ σ_h ”, según la figura siguiente.

Ser lo suficientemente elásticas para soportar la aplicación de carga repetida sin romperse (fatiga).

Por su parte la sub-rasante, al igual que las capas de base y/o sub-base granular deben resistir esfuerzos de compresión “ σ_v ” a fin de evitar deformaciones permanentes o ahuellamientos.

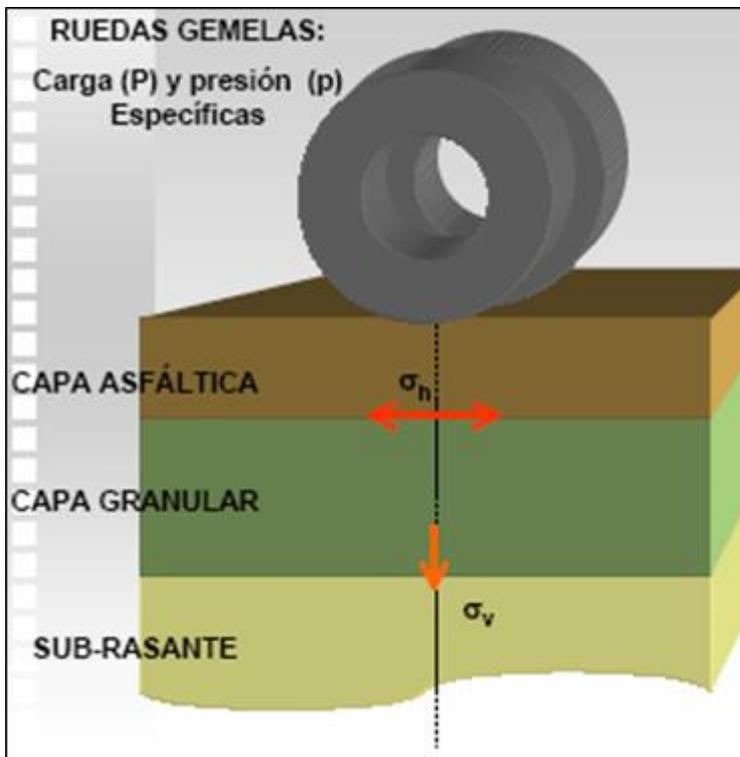


Figura 0.9: Esfuerzos de compresión

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

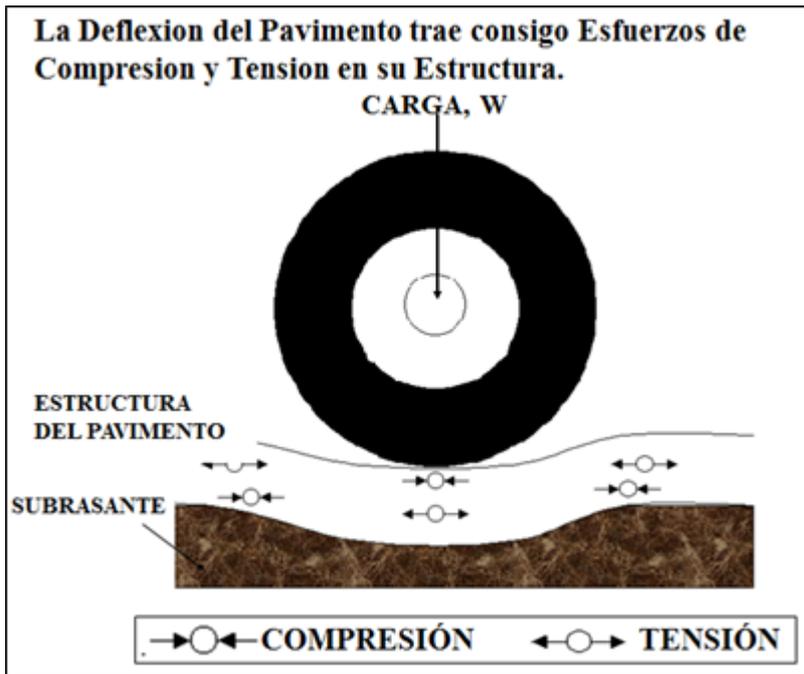


Figura 0.10: La Deflexión del Pavimento

Fuente: Manual de pavimentos, Néstor Huamán G.

Finalmente es conveniente resaltar que para “diagnosticar” la condición de un pavimento y en consecuencia definir las acciones que conlleven a su mantenimiento y/o rehabilitación, es necesario realizar un amplio trabajo el cual contempla -además del reconocimiento de las fallas existentes lo cual es objeto del presente capítulo- la recopilación de información relacionada con tránsito (tipo y cantidad) que utiliza la vía, espesores y calidad de las capas que conforman la estructura de pavimento, condición de fricción de la capa de rodamiento, tipo(s) de suelo de fundación o sub-rasante, historial de trabajos de mantenimiento y/o rehabilitación previamente realizados, estructuras de drenaje (tipo, ubicación, condición), aspectos climáticos, topografía, etc.

3.4 CRITERIOS EN LAS ETAPAS DE LOS PAVIMENTOS

Los pavimentos antes, durante y después de la serviciabilidad, afrontan diferentes criterios que permiten comprender la degradación a que éstos están afectos. Estas etapas están referidas a la construcción, rehabilitación y mantenimiento.

3.4.1 Construcción

La primera etapa para la construcción de un pavimento es la investigación de campo o la recopilación de información. Esta investigación comprende la búsqueda de la información disponible, los análisis de tráfico, la calidad de materiales y otros aspectos necesarios para el diseño.

Antes de proceder a la toma de decisión sobre la metodología de investigación a utilizar en un proyecto en particular, debe realizarse un análisis de toda la información disponible

La calidad de los materiales disponibles en canteras y zonas locales.

Evaluación de la subrasante.

Ensayos de laboratorio.

La planimetría y los niveles finales del pavimento.

En lo posible debe recopilarse la mayor cantidad de información disponible sobre el tráfico y en caso de no contar con ella, realizar las estimaciones necesarias.

Luego de realizar la debida recopilación de datos, trabajos de campo y los ensayos de laboratorio, se procede al diseño correspondiente. El procedimiento de diseño consiste en escoger una adecuada combinación de espesores de capas y características de materiales para que los esfuerzos y deformaciones causados por las sollicitaciones a que se somete la estructura, permanezcan dentro de los límites admisibles durante la vida útil de la estructura que están constituyendo.

3.4.2 Rehabilitación

La rehabilitación es la actividad necesaria para “devolver” a la estructura de pavimento las condiciones de soporte de carga con las que inicialmente se construyó así como su nivel de servicio en términos de seguridad y comodidad

Un pavimento puede presentar dos tipos de rehabilitación, superficial o estructural.

La información con la cual se podría contar, es la siguiente:

El diseño del pavimento original.

Los espesores de las capas construidas, junto con cualquier cambio en los diseños especificados del pavimento.

Los resultados de los procesos y los ensayos de control de calidad desarrollados durante la construcción.

Las medidas de rehabilitación superficial, resuelven problemas que se encuentran confinados a las capas superiores del pavimento, usualmente dentro de los 100 mm superiores, inconvenientes que están relacionados con el envejecimiento del asfalto y con el agrietamiento que se origina en la superficie debido a factores térmicos.

La rehabilitación para resolver problemas de la estructura del pavimento normalmente se trata como una solución a largo plazo. Al resolver los problemas estructurales, debe recordarse que la estructura del pavimento es la que tiene fallas y no necesariamente los materiales que la forman. La densificación de los materiales granulares es de hecho, una forma de mejoramiento, debido a que a mayor densidad de un material, mejores serán sus características de resistencia, sin embargo, la densificación causa problemas en las capas superiores, especialmente en aquellas construidas con materiales ligados. El objetivo de la rehabilitación estructural es maximizar el valor de recuperación del pavimento existente. Esto infiere que el material que se ha densificado no debe alterarse. La continua acción de amasado por el tráfico tarda varios años para alcanzar ese estado, y los beneficios que ofrece la densificación deben utilizarse donde sea posible.

Una Rehabilitación Superficial, se orienta a la colocación, sobre la superficie existente de una carpeta delgada (espesores inferiores a los 35 mm.) de mezcla asfáltica en caliente o en frío. Ésta es la solución más simple a un problema, debido a que el tiempo requerido para completar los trabajos es corto y existe un impacto mínimo sobre los usuarios de la vía. El fresado y conformación de material granular, es muy utilizado en los casos en los que se requiere aumentar la capacidad portante del pavimento.

Una Rehabilitación Estructural puede orientarse a una reconstrucción total. Ésta es la opción elegida cuando se combina la rehabilitación con una decisión de mejoramiento que demanda un cambio significativo en la vía.

La construcción de capas adicionales (sean de materiales granulares o de mezclas asfálticas) sobre la superficie existente, también son consideradas.

Existen muchas opciones disponibles para rehabilitar una carretera, pero lo difícil es determinar cuál de ellas es la mejor. Los puntos más importantes para tomar una decisión son:

La viabilidad de los métodos de rehabilitación

El ordenamiento del tráfico

Las condiciones climáticas

La disponibilidad de recursos

3.4.3 Mantenimiento

En todo tipo de pavimento los deterioros pueden ser pequeños al principio, pero más adelante probablemente sean más serios y aceleren la falla de la vía. Por ello, una obra requiere un mantenimiento adecuado y continuo para cuando menos asegurar su vida útil y proporcionar un servicio adecuado. Los pavimentos se deterioran a medida que pasa el tiempo debido a las cargas del tráfico y por lo tanto estos pavimentos tienen que ser mantenidos para asegurar que cumplan con su función.

Un mantenimiento regular y una buena práctica de limpieza mejorarán la apariencia total del pavimento al igual que de cualquier otro material de superficie.

3.5 EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS

La evaluación de pavimentos permite conocer el estado situacional de la estructura y establecer medidas correctivas para cumplir objetivos de serviciabilidad.

3.5.1 Evaluación Estructural

Existen diferentes métodos de evaluación de pavimentos. En muchos casos los resultados de varios ensayos pueden compararse entre sí con el objeto de confirmar las razones del deterioro o de la falla y, de esta manera, entender mejor el comportamiento del mismo.

Los métodos de evaluación estructural se dividen en dos grupos, los Ensayos Destructivos y los Ensayos No Destructivos.

Entre los ensayos destructivos más conocidos están las calicatas que nos permiten obtener una visualización de las capas de la estructura expuestas, a través de las paredes de ésta y realizar ensayos de densidad “in situ”. Estas determinaciones permiten obtener el estado actual del perfil a través de las propiedades reales de los materiales que lo componen.

Las calicatas facilitan además la toma de muestras en cantidad, para su posterior clasificación en el laboratorio, de cuyos resultados se puede establecer el uso más efectivo, al momento de realizarse las tareas de rehabilitación. Los trabajos suministran información adicional como:

Los espesores de las capas conformantes.

Los contenidos de humedad.

La posible causa del deterioro de la capa (agrietamientos)

La densidad de cada capa

La capacidad de soporte en el material de subrasante.

Por otro lado se pueden efectuar ensayos mediante perforaciones con la ayuda de equipos de calado, barrenos, saca muestras, etc. Esta metodología, en comparación con las calicatas es más sencilla, menos costosa, más rápida y provoca menores interrupciones en el tránsito. Como desventaja, no se puede realizar determinaciones de densidad “in situ” por cuestiones de espacio. Sólo puede registrar potencia de cada capa.

En cuanto a los ensayos no destructivos, éstos se pueden llevar a cabo mediante medidas de las deflexiones que son una herramienta importante en el análisis no destructivo de los pavimentos. La magnitud de la deflexión deformada producida por la carga, son útiles para investigar las propiedades “in situ” del pavimento. Se trata de aplicar una sollicitación tipo y medir la respuesta de la estructura.

El sistema quizás más difundido de medición de deflexiones es mediante el empleo de la Viga Benkelman. Este dispositivo se lo utiliza para realizar mediciones en sectores en los que se observan fallas visibles y en los que no se observan fallas, de esta forma es posible acotar las propiedades actuales del pavimento “in situ”, e integrar sus resultados para una interpretación global.

Otro equipo con el que se pueden realizar mediciones es con un deflectómetro de Impacto. Éste es un método no destructivo, que sirve para la evaluación estructural de pavimentos y conocimiento detallado de su estado. Esta técnica es de alto rendimiento, sin mayores interferencias al tránsito de las vías y además es utilizado de forma rápida y precisa.

Asimismo se puede utilizar para evaluar un pavimento, principalmente en su etapa receptiva, el perfilómetro láser. Éste proporciona información sobre la rugosidad del pavimento. La rugosidad son alteraciones del perfil del camino (a nivel de rasante), que provocan vibraciones en los vehículos y cuya información permite estimar la serviciabilidad presente del pavimento.

De forma general, hay tres tipos de equipo para determinar las deflexiones del pavimento según metodologías no destructivas los cuales son:

Equipos de medición de deflexiones por medio de cargas estáticas.

Equipos de medición de deflexiones por medio de cargas vibratorias.

Equipos de medición de deflexiones por medio de cargas de impacto.

Para cualquiera de ellos el principio es el mismo y consiste en aplicar una carga de magnitud conocida a la superficie del pavimento y medir las deflexiones.

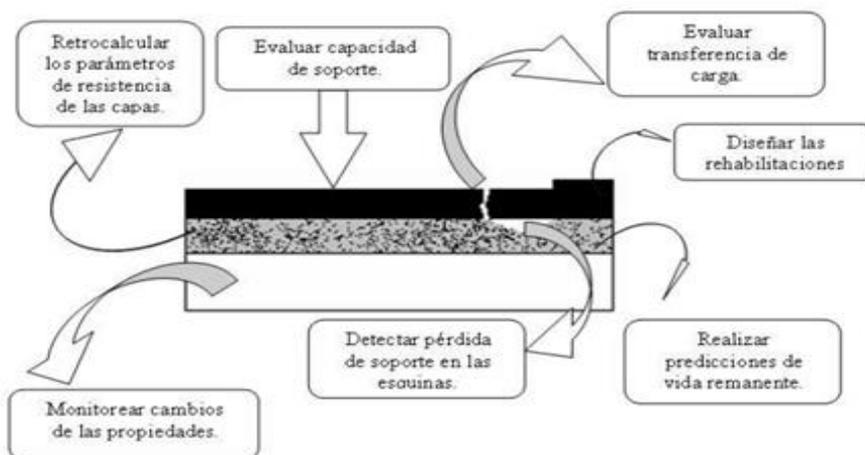


Figura 0.11: Resultados de una evaluación estructural

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones, Mario S. Hoffman

3.5.2 Evaluación Superficial

Existen varios métodos utilizados para la evaluación superficial de los pavimentos. Los más conocidos son:

La propuesta por la Universidad de Wisconsin (PASER)

Consorcio de Rehabilitación Vial (CONREVIAL)

Índice de Condición de Pavimentos (PCI)

Estos métodos son sencillos de aplicar y no requieren equipos experimentados. La inspección visual es una de las herramientas más importantes en la aplicación y evaluación de estos métodos, y forma parte esencial de toda la investigación. La inspección visual se realiza generalmente en dos etapas, una inicial y otra detallada.

Con la inspección visual inicial se pretende obtener una inspección general del proyecto. Esta tarea se realiza sobre un vehículo conduciendo a baja velocidad abarcando toda la longitud de la vía.

Por otro lado la inspección visual detallada consiste en inspeccionar la vía caminando sobre ella y tomando notas detalladas de las fallas encontradas en la superficie y se anotan también otras observaciones adicionales que se consideran necesarias. Los diferentes modos y tipos de falla se describen en función de su severidad, frecuencia y ubicación, de esta forma se tendrá una herramienta importante a la hora de fijar la estrategia de rehabilitación.

3.6 MÉTODO DE EVALUACIÓN SUPERFICIAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (PAVEMENT CONDITION INDEX – PCI)

El método de evaluación PCI, fue desarrollado por M.Y. Shahin y S.D. Khon y publicado por el cuerpo de Ingenieros de la armada de Estados Unidos en 1978.

El objetivo de este estudio fue desarrollar un índice de condición de pavimentos (PCI) para carreteras y calles para proveer al ingeniero de un método estándar para evaluación de la condición de pavimentos.

Entre las características del método de evaluación del PCI, se puede citar las siguientes:

Es fácil de emplear

No requiere de ningún equipo especial de evaluación, el procedimiento es enteramente visual.

Ofrece buena repetibilidad y confiabilidad estadística de los resultados.

Suministra información confiable sobre las fallas que presenta el pavimento, su severidad y área afectada.

Los pasos requeridos para la evaluación de cada tramo o sección de vía están orientados a:

Recorrer la vía en un vehículo “estándar” a la máxima velocidad permitida en la misma.

Seleccionar dentro del tramo un subtramo que represente la condición promedio del pavimento en todo el tramo.

Determinar el valor del PCI en una sección del subtramo. Es importante que la sección seleccionada sea lo más representativa posible de la condición promedio del pavimento en todo el tramo.

El grado de deterioro de un pavimento estará dado en función del tipo de falla, su severidad (ancho de grieta, etc.) y de su densidad (% del área afectada)

3.6.1 Condición del pavimento

El PCI califica la condición “integral” del pavimento en base a una escala que varía desde 0 hasta 100. A continuación se muestran los puntos para la calificación del PCI:

100	→	Pavimento en "perfecto" estado.
70	→	Punto en que el pavimento comienza a mostrar pequeñas fallas localizadas, es decir el punto en que deben iniciarse acciones de mantenimiento rutinario y/o preventivo menor.
55	→	Punto en que el pavimento requiere acciones de mantenimiento localizado para corregir fallas más fuertes. Condición para corregir fallas fuertes. Su condición de rodaje sigue siendo "buena" pero su deterioro o reducción de calidad de rodaje comienza a aumentar.
40	→	Punto en el que pavimento muestra fallas más acentuadas y su condición de rodaje puede calificarse como "regular" o "aceptable", el deterioro aumenta rápidamente. Este punto es cercano al definido como punto "óptimo" de rehabilitación.
0	→	El pavimento está fuertemente deteriorado, presenta diversas fallas avanzadas y el tráfico no puede circular a velocidad normal. El pavimento se considera "fallado" y requiere acciones de mantenimiento mayor y eventualmente reconstrucción parcial de un alto porcentaje de su área.

Figura 0.12: Escala de calificación de condición "integral" del Pavimento (PCI)

Fuente: Ingepav, PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) para Pavimentos Asfálticos y de Concreto en Carreteras, Ing. Esp. Luis Ricardo Vásquez Varela

El cuadro resume la acción a tener en cuenta de acuerdo al valor del PCI calculado para cada vía. Se aprecia además el estado del pavimento asociado a este mismo valor.

Tabla 0.1: Cuadro a tener en cuenta, respecto al valor del PCI

PCI	ESTADO	INTERVENCIÓN
0 - 30	Malo	Construcción
31 - 70	Regular	Rehabilitación
71 - 100	Bueno	Mantenimiento

Fuente: INGEPAV, PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) para Pavimentos Asfálticos y de concreto en Carreteras, Ing. Esp. Luis Ricardo Vásquez Varela

Los trabajos de mantenimiento (PCI>70) están referidos a la actividad de "aumentar" la vida útil de la estructura de pavimento, en términos de comodidad y seguridad. Puede constituir una práctica preventiva y/o correctiva.

Los trabajos de rehabilitación ($70 > \text{PCI} > 30$) se refiere a la actividad necesaria para “devolver” a la estructura de pavimento las condiciones de soporte de carga con las que inicialmente se construyó así como su nivel de servicio en términos de seguridad y comodidad.

Finalmente los trabajos de Construcción ($\text{PCI} > 30$) se vincula a la caracterización de una estructura de pavimento nueva sobre vías en afirmado o tierra o que por su estado deterioro se considera, deben ser reconstruidas.

Entre las fallas consideradas en el método del PCI se consideran un total de diecinueve (19) que involucran a todas aquellas que se hacen comunes en la degradación del pavimento.

Nro.	Descripción	Unidades
1	Grieta Piel de cocodrilo	m ²
2	Exudación de Asfalto	m ²
3	Grietas de contracción (en bloque)	m ²
4	Elevaciones y Hundimiento	m ²
5	Corrugaciones (encalaminado)	m ²
6	Depresiones	m ²
7	Grietas de borde	m ²
8	Grietas de reflexión de juntas	m ²
9	Desnivel calzada-Hombrillo	m ²
10	Grietas longitudinales y transversales	m ²
11	Baches y zanjas reparadas	m ²
12	Agregado Pulidos	m ²
13	Huecos	m ²
14	Acceso y salidas a puentes, rejilla de drenaje, líneas ferreas	m ²
15	Ahuellamientos	m ²
16	Deformación por empuje	m ²
17	Grietas de deslizamientos	m ²
18	Huinchamiento	m ²
19	Grieta Piel de cocodrilo	m ²

Figura 0.13: Fallas consideradas en el método del PCI

Fuente: INGPAV, PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) para pavimentos asfálticos y de concreto en carreteras, Ing. Esp. Luis Ricardo Vásquez Varela

Es importante que el evaluador del pavimento esté familiarizado con estos tipos de falla, sus niveles de severidad y las formas de medición establecidas en el método. Los tipos de falla más comunes en pavimentos asfálticos son: grieta del tipo piel de cocodrilo, de contracción, de reflexión de juntas o disgregación superficial. El resto de los tipos de falla considerados en el método, son encontrados menos frecuentemente.

En algunos casos se requiere entender como es afectada la calidad de rodaje por diversos tipos de falla a fin de determinar su severidad.

BAJO: Las vibraciones o saltos en el vehiculo se sienten, pero no es necesario reducir la velocidad por razones de seguridad y/o confort.

MEDIO: Se producen vibraciones o salto significativos, que hacen necesario reducir la velocidad por seguridad y/o confort. Saltos individuales o continuos que producen molestias.

ALTO: Excesivas vibraciones hacen reducir considerablemente la velocidad. Saltos individuales que producen gran molestia, peligro o posible daño vehicular.

3.6.2 Procedimiento de evaluación de la condición del pavimento

La primera etapa corresponde al trabajo de campo en el cual se identifican los daños teniendo en cuenta la clase, severidad y extensión de los mismos. Esta información se registra en formatos adecuados para tal fin. Las Figuras 3.14 y 3.15 ilustran los formatos para la inspección de pavimentos asfálticos, y de concreto, respectivamente. Las figuras son ilustrativas y en la práctica debe proveerse el espacio necesario para consignar toda la información pertinente.

PCI-01. CARRETERAS CON SUPERFICIE ASFÁLTICA.						
EXPLORACIÓN DE LA CONDICIÓN POR UNIDAD DE MUESTREO					ESQUEMA	
ZONA	ABSCISA INICIAL	UNIDAD DE MUESTREO				
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				
CÓDIGO VÍA	ABSCISA FINAL	ÁREA MUESTREO (m ²)				
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				
INSPECCIONADA POR			FECHA			
<input type="text"/>			<input type="text"/>			
No.	Daño	No.	Daño			
1	Piel de cocodrilo.	11	Parqueo.			
2	Exudación.	12	Pulimento de agregados.			
3	Agrietamiento en bloque.	13	Huecos.			
4	Abultamientos y hundimientos.	14	Cruce de vía férrea.			
5	Corrugación.	15	Ahuellamiento.			
6	Depresión.	16	Desplazamiento.			
7	Grieta de borde.	17	Grieta parabólica (slippage)			
8	Grieta de reflexión de junta.	18	Hinchamiento.			
9	Desnivel carril / berma.	19	Desprendimiento de agregados.			
10	Grietas long y transversal.					
Daño	Severidad	Cantidades parciales		Total	Densidad (%)	Valor deducido

Figura 0.14: Formato de exploración de condición para carreteras con superficie asfáltica

Fuente: INGEPAV, PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) para pavimentos asfálticos y de concreto en carreteras, Ing. Esp. Luis Ricardo Vásquez Varela

3.6.3 Unidades de Muestreo:

Se divide la vía en secciones o “unidades de muestreo”, cuyas dimensiones varían de acuerdo con los tipos de vía y de capa de rodadura:

Carreteras con capa de rodadura asfáltica y ancho menor que 7.30 m: El área de la unidad de muestreo debe estar en el rango $230.0 \pm 93.0 \text{ m}^2$. En el Cuadro 2 se presentan algunas relaciones longitud – ancho de calzada pavimentada.

Tabla 0.2: Longitudes de unidades de muestreo asfálticas

LONGITUDES DE UNIDADES DE MUESTREO ASFÁLTICAS	
Ancho de calzada (m)	Longitud de la unidad de muestreo (m)
5.0	46.0
5.5	41.8
6.0	38.3
6.5	35.4
7.3 (máximo)	31.5

Fuente: INGEPAV, PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) para pavimentos asfálticos y de concreto en carreteras, Ing. Esp. Luis Ricardo Vásquez Varela

Carreteras con capa de rodadura en losas de concreto de cemento Pórtland y losas con longitud inferior a 7.60 m: El área de la unidad de muestreo debe estar en el rango 20 ± 8 losas.

Se recomienda tomar el valor medio de los rangos y en ningún caso definir unidades por fuera de aquellos. Para cada pavimento inspeccionado se sugiere la elaboración de esquemas que muestren el tamaño y la localización de las unidades ya que servirá para referencia futura.

EXPLORACIÓN DE LA CONDICIÓN POR UNIDAD DE MUESTREO					
ZONA		ABSCISA INICIAL		UNIDAD DE MUESTREO	
CÓDIGO VÍA		ABSCISA FINAL		NUMERO DE LOSAS	
INSPECCIONADA POR			FECHA		
No.	Daño	No.	Daño	No.	Daño
21	Blow up / Bucking.	27	Desnivel Carril / Berma.	34	Punzonamiento.
22	Grieta de esquina.	28	Grieta lineal.	35	Cruce de vía férrea
23	Losa dividida.	29	Parqueo (grande).	36	Desconchamiento
24	Grieta de durabilidad "D".	30	Parqueo (pequeño)	37	Retracción
25	Escala.	31	Pulimento de agregados	38	Descascaramiento de esquina
26	Sello de junta.	32	Popouts	39	Descascaramiento de junta
		33	Bombeo		
Daño	Severidad	No. Losas	Densidad (%)	Valor deducido	ESQUEMA
					o o o o o
					10
					o o o o o
					9
					o o o o o
					8
					o o o o o
					...
					o o o o o
					1 2 3 4

Figura 0.15: Formato de exploración de condición para carreteras con superficie en concreto hidráulico

Fuente: INGEPAV, PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) para pavimentos asfálticos y de concreto en carreteras, Ing. Esp. Luis Ricardo Vázquez Varela

3.6.4 Determinación de las Unidades de Muestreo para Evaluación:

En la “Evaluación De Una Red” vial puede tenerse un número muy grande de unidades de muestreo cuya inspección demandará tiempo y recursos considerables; por lo tanto, es necesario aplicar un proceso de muestreo.

En la “Evaluación de un Proyecto” se deben inspeccionar todas las unidades; sin embargo, de no ser posible, el número mínimo de unidades de muestreo que deben evaluarse se obtiene mediante la Ecuación 1, la cual produce un estimado del PCI ± 5 del promedio verdadero con una confiabilidad del 95%.

$$n = \frac{N \times \sigma^2}{\frac{e^2}{4} \times (N - 1) + \sigma^2} \quad \text{Ecuación 1.}$$

Donde:

n: Número mínimo de unidades de muestreo a evaluar.

N: Número total de unidades de muestreo en la sección del pavimento.

e: Error admisible en el estimativo del PCI de la sección (e = 5%)

σ : Desviación estándar del PCI entre las unidades.

Durante la inspección inicial se asume una desviación estándar (σ) del PCI de 10 para pavimento asfáltico (rango PCI de 25) y de 15 para pavimento de concreto (rango PCI de 35) En inspecciones subsecuentes se usará la desviación estándar real (o el rango PCI) de la inspección previa en la determinación del número mínimo de unidades que deben evaluarse.

Cuando el número mínimo de unidades a evaluar es menor que cinco ($n < 5$), todas las unidades deberán evaluarse.

3.6.5 Selección de las Unidades de Muestreo para Inspección:

Se recomienda que las unidades elegidas estén igualmente espaciadas a lo largo de la sección de pavimento y que la primera de ellas se elija al azar (aleatoriedad sistemática) de la siguiente manera:

El intervalo de muestreo (i) se expresa mediante la Ecuación 2:

$$n = i - \frac{N}{n} \quad \text{Ecuación 2.}$$

Donde:

N: Número total de unidades de muestreo disponible.

n: Número mínimo de unidades para evaluar.

i: Intervalo de muestreo, se redondea al número entero inferior (por ejemplo, 3.7 se redondea a 3)

El inicio al azar se selecciona entre la unidad de muestreo 1 y el intervalo de muestreo i .

Así, si $i = 3$, la unidad inicial de muestreo a inspeccionar puede estar entre 1 y 3. Las unidades de muestreo para evaluación se identifican como (S), (S + 1), (S + 2), etc.

Siguiendo con el ejemplo, si la unidad inicial de muestreo para inspección seleccionada es 2 y el intervalo de muestreo (i) es igual a 3, las subsiguientes unidades de muestreo a inspeccionar serían 5, 8, 11, 14, etc.

Sin embargo, si se requieren cantidades de daño exactas para pliegos de licitación (rehabilitación), todas y cada una de las unidades de muestreo deberán ser inspeccionadas.

3.6.6 Selección de Unidades de Muestreo Adicionales:

Uno de los mayores inconvenientes del método aleatorio es la exclusión del proceso de inspección y evaluación de algunas unidades de muestreo en muy mal estado. También puede suceder que unidades de muestreo que tienen daños que sólo se presentan una vez

(por ejemplo, “cruce de línea férrea”) queden incluidas de forma inapropiada en un muestreo aleatorio.

Para evitar lo anterior, la inspección deberá establecer cualquier unidad de muestreo inusual e inspeccionarla como una “unidad adicional” en lugar de una “unidad representativa” o aleatoria. Cuando se incluyen unidades de muestreo adicionales, el cálculo del PCI es ligeramente modificado para prevenir la extrapolación de las condiciones inusuales en toda la sección.

3.6.7 Evaluación de la Condición:

El procedimiento varía de acuerdo con el tipo de superficie del pavimento que se inspecciona. Debe seguirse estrictamente la definición de los daños de este manual para obtener un valor del PCI confiable.

La evaluación de la condición incluye los siguientes aspectos:

Equipo.

Odómetro manual para medir las longitudes y las áreas de los daños.

Regla y una cinta métrica para establecer las profundidades de los ahuellamientos o depresiones.

Manual de Daños del PCI con los formatos correspondientes y en cantidad suficiente para el desarrollo de la actividad.

Procedimiento. Se inspecciona una unidad de muestreo para medir el tipo, cantidad y severidad de los daños de acuerdo con el Manual de Daños, y se registra la información en el formato correspondiente. Se deben conocer y seguir estrictamente las definiciones y procedimientos de medida los daños. Se usa un formulario u “hoja de información de exploración de la condición” para cada unidad muestreo y en los formatos cada renglón se usa para registrar un daño, su extensión y su nivel de severidad.

El equipo de inspección deberá implementar todas las medidas de seguridad para su desplazamiento en la vía inspeccionada, tales como dispositivos de señalización y advertencia para el vehículo acompañante y para el personal en la vía.

3.6.8 Cálculo del PCI de las unidades de muestreo

Al completar la inspección de campo, la información sobre los daños se utiliza para calcular el PCI. El cálculo puede ser manual o computarizado y se basa en los “Valores Deducidos” de cada daño de acuerdo con la cantidad y severidad reportadas.

3.6.8.1 Cálculo para Carreteras con Capa de Rodadura Asfáltica

Etapas 1. Cálculo de los Valores Deducidos:

1.a Totalice cada tipo y nivel de severidad de daño y regístrelo en la columna TOTAL del formato PCI-01. El daño puede medirse en área, longitud o por número según su tipo.

1.b Divida la CANTIDAD de cada clase de daño, en cada nivel de severidad, entre el ÁREA TOTAL de la unidad de muestreo y exprese el resultado como porcentaje. Esta es la DENSIDAD del daño, con el nivel de severidad especificado, dentro de la unidad en estudio.

1.c Determine el VALOR DEDUCIDO para cada tipo de daño y su nivel de severidad mediante las curvas denominadas “Valor Deducido del Daño” que se adjuntan al final de este documento, de acuerdo con el tipo de pavimento inspeccionado.

Etapas 2. Cálculo del Número Máximo Admisible de Valores Deducidos (m)

2.a Si ninguno ó tan sólo uno de los “Valores Deducidos” es mayor que 2, se usa el “Valor Deducido Total” en lugar del mayor “Valor Deducido Corregido”, CDV, obtenido en la Etapa 4. De lo contrario, deben seguirse los pasos 2.b. y 2.c.

2.b Liste los valores deducidos individuales deducidos de mayor a menor.

2.c Determine el “Número Máximo Admisible de Valores Deducidos” (m), utilizando la Ecuación 3:

$$m_i = 1.000 + \frac{9}{98}(100 - HDV_i) \text{ Ecuación 3. Carreteras pavimentadas}$$

Dónde:

m_i : Número máximo admisible de “valores deducidos”, incluyendo fracción, para la unidad de muestreo i .

HDV_i: El mayor valor deducido individual para la unidad de muestreo *i*.

2.d. El número de valores individuales deducidos se reduce a *m*, inclusive la parte fraccionaria. Si se dispone de menos valores deducidos que *m* se utilizan todos los que se tengan.

Etapa 3. Cálculo del “Máximo Valor Deducido Corregido”, CDV.

El máximo CDV se determina mediante el siguiente proceso iterativo:

3.a. Determine el número de valores deducidos, *q*, mayores que 2.0.

3.b. Determine el “Valor Deducido Total” sumando TODOS los valores deducidos individuales.

3.c. Determine el CDV con *q* y el “Valor Deducido Total” en la curva de corrección pertinente al tipo de pavimento.

3.d. Reduzca a 2.0 el menor de los “Valores Deducidos” individuales que sea mayor que 2.0 y repita las etapas 3.a. a 3.c. hasta que *q* sea igual a 1.

3.e. El máximo CDV es el mayor de los CDV obtenidos en este proceso.

Etapa 4. Calcule el PCI de la unidad restando de 100 el máximo CDV obtenido en la Etapa 3.

3.6.9 Cálculo del PCI de una sección de pavimento.

Una sección de pavimento abarca varias unidades de muestreo. Si todas las unidades de muestreo son inventariadas, el PCI de la sección será el promedio de los PCI calculados en las unidades de muestreo.

Si se utilizó la técnica del muestreo, se emplea otro procedimiento. Si la selección de las unidades de muestreo para inspección se hizo mediante la técnica aleatoria sistemática o con base en la representatividad de la sección, el PCI será el promedio de los PCI de las unidades de muestreo inspeccionadas. Si se usaron unidades de muestreo adicionales se usa un promedio ponderado calculado de la siguiente forma:

$$PCI_S = \frac{[(N - A) \times PCI_R] + (A \times PCI_A)}{N} \quad \text{Ecuación 4.}$$

Donde :

PCI_S: PCI de la sección del pavimento.

PCI_R: PCI promedio de las unidades de muestreo aleatorias o representativas.

PCI_A: PCI promedio de las unidades de muestreo adicionales.

N: Número total de unidades de muestreo en la sección.

A: Número adicional de unidades de muestreo inspeccionadas.

3.6.10 Tipos de fallas

3.6.10.1 Fisuras longitudinales y transversales (FL, FT).

Refiere a las discontinuidades en la carpeta asfáltica, en dirección del tránsito o transversales a él. Son indicio de la existencia de esfuerzos de tensión en alguna de las capas de la estructura, los cuales han superado la resistencia del material afectado. La localización de las fisuras dentro del carril puede ser un buen indicativo de la causa que las generó, ya que aquellas que se encuentran en zonas sujetas a carga pueden estar relacionadas con problemas de fatiga de toda la estructura o de alguna de sus partes.

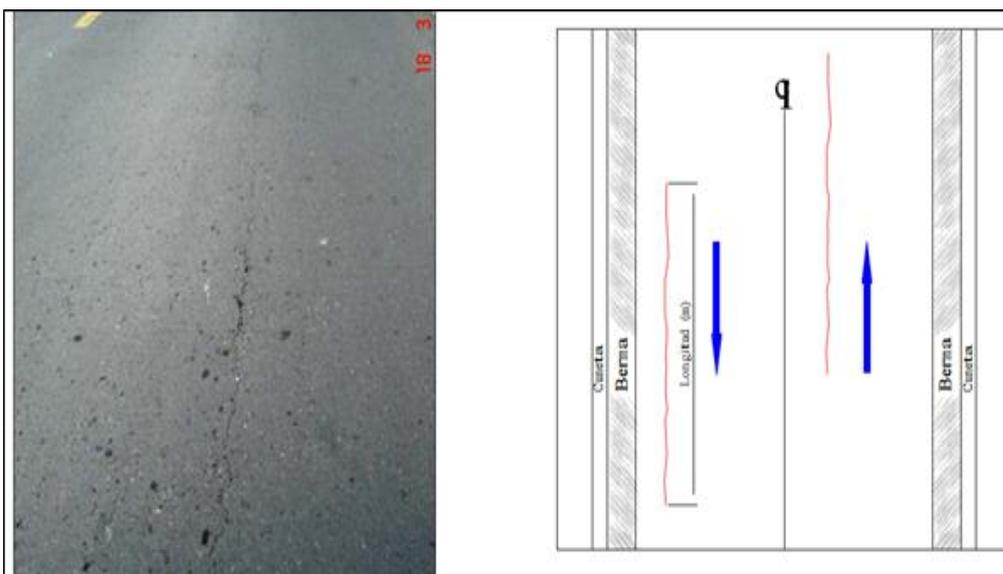


Figura 0.16: Fisura Longitudinal (FL, Unidad de medida: m)

Fuente: Manual Para La Inspección Visual De Pavimentos Flexibles

Causas:

Para ambos tipos de fisura las causas más comunes, son:

Rigidización de la mezcla asfáltica por pérdida de flexibilidad debido a un exceso de filler¹, o al envejecimiento del asfalto, ocurre ante bajas temperaturas o gradientes térmicos altos (generalmente superiores a 30°).

Reflexión de grietas de las capas inferiores, generadas en materiales estabilizados o por grietas o juntas existentes en placas de concreto hidráulico subyacentes.

Otra causa para la conformación de Fisuras Longitudinales es:

Fatiga de la estructura, usualmente se presenta en las huellas del tránsito. Otras causas para la conformación de Fisuras Transversales son:

Pueden corresponder a zonas de contacto entre corte y terraplén por la diferencia de rigidez de los materiales de la subrasante.

Riego de liga insuficiente o ausencia total.

Espesor insuficiente de la capa de rodadura.

Severidades:

Baja

Abertura de la fisura menor que 1 mm, cerrada o con sello en buen estado.

Media

Abertura de la fisura entre 1 mm y 3 mm, pueden existir algunas fisuras con patrones irregulares de severidad baja en los bordes o cerca de ellos y pueden presentar despostillamientos leves; existe una alta probabilidad de infiltración de agua a través de ellas.

Alta

Abertura de la fisura mayor que 3 mm, pueden presentar despostillamientos considerables y fisuras con patrones irregulares de severidad media o alta en los bordes o cerca de ellos, puede causar movimientos bruscos a los vehículos.

Unidad de medición

Se miden en metros (m). Es posible determinar el área de afectación por este deterioro en metros cuadrados (m²) multiplicando la longitud total de fisuras por un ancho de referencia establecido en 0,6 m, esto para los fines del análisis del área total afectada.

Cuando en una misma fisura existan diferentes severidades, de ser posible se reportará la longitud correspondiente a cada severidad, de lo contrario se reportará la longitud total de la fisura con el mayor nivel de severidad presente.

Cuando existan varias fisuras muy cercanas, se reportará el área total afectada en metros cuadrados (m²), de ser posible por severidad, de lo contrario, asignando a toda el área la mayor severidad encontrada.

Las fisuras diagonales se clasifican dentro de la categoría de fisuras transversales.

Evolución probable

Piel de cocodrilo, desintegración, descascaramientos, asentamientos longitudinales o transversales (por el ingreso del agua), fisuras en bloque.

3.6.10.2 Piel de cocodrilo (PC)

Corresponde a una serie de fisuras interconectadas con patrones irregulares, generalmente localizadas en zonas sujetas a repeticiones de carga. La fisuración tiende a iniciarse en el fondo de las capas asfálticas, donde los esfuerzos de tracción son mayores bajo la acción de las cargas. Las fisuras se propagan a la superficie inicialmente como una o más fisuras longitudinales paralelas. Ante la repetición de cargas de tránsito, las fisuras se propagan formando piezas angulares que desarrollan un modelo parecido a la piel de un cocodrilo. Tales piezas tienen por lo general un diámetro promedio menor que 30 cm.

La piel de cocodrilo ocurre generalmente en áreas que están sometidas a cargas de tránsito, sin embargo, es usual encontrar este daño en otras zonas donde se han generado deformaciones en el pavimento que no están relacionadas con la falla estructural (por tránsito o por deficiencia de espesor de las capas) sino con otros mecanismos como por ejemplo problemas de drenaje que afectan los materiales granulares, falta de compactación de las capas, reparaciones mal ejecutadas y subrasantes expansivas, entre otras. Este tipo de daño no es común en capas de material asfáltico colocadas sobre placas de concreto rígido.

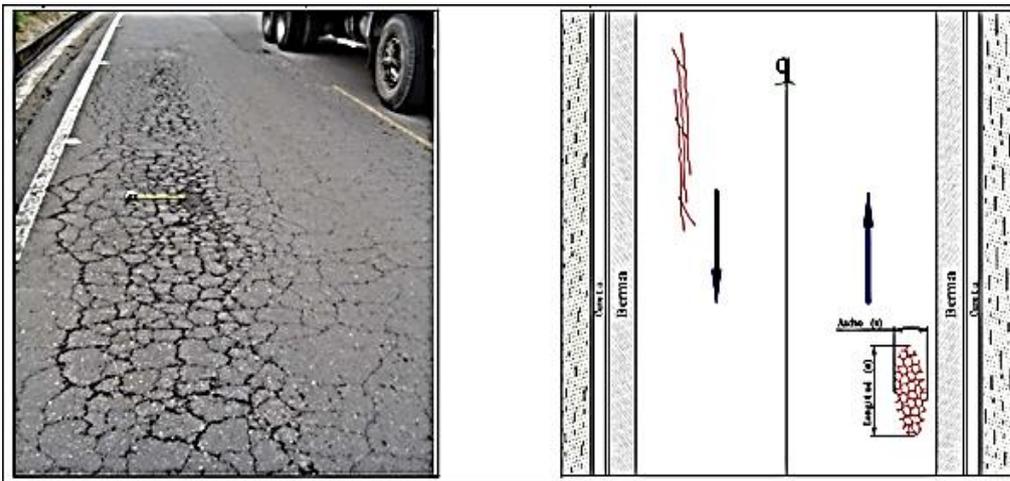


Figura 0.17: Piel de cocodrilo (PC, Unidad de medida: m²)

Fuente: Manual Para La Inspección Visual De Pavimentos Flexibles

Causas

La causa más frecuente es la falla por fatiga de la estructura o de la carpeta asfáltica principalmente debido a:

Espesor de estructura insuficiente.

Deformaciones de la subrasante.

Rigidización de la mezcla asfáltica en zonas de carga (por oxidación del asfalto o envejecimiento).

Problemas de drenaje que afectan los materiales granulares.

Compactación deficiente de las capas granulares o asfálticas.

Deficiencias en la elaboración de la mezcla asfáltica: exceso de mortero en la mezcla, uso de asfalto de alta penetración (hace deformable la mezcla), deficiencia de asfalto en la mezcla (reduce el módulo).

Reparaciones mal ejecutadas, deficiencias de compactación, juntas mal elaboradas e implementación de reparaciones que no corrigen el daño.

Todos estos factores pueden reducir la capacidad estructural o inducir esfuerzos adicionales en cada una de las capas del pavimento, haciendo que ante el paso del tránsito se generen deformaciones que no son admisibles para el pavimento que se pueden manifestar mediante fisuración.

Severidades:

Baja: Serie de fisuras longitudinales paralelas (pueden llegar a tener aberturas de 3 mm), principalmente en la huella, que no presentan desportillamiento, con pocas o ninguna conexión entre ellas y no existe evidencia de bombeo.

Media: Las fisuras han formado un patrón de polígonos pequeños y angulosos, que pueden tener un ligero desgaste en los bordes y aberturas entre 1 mm y 3 mm, sin evidencia de bombeo.

Alta: Las fisuras han evolucionado (abertura mayor que 3 mm), se presenta desgaste o desportillamiento en los bordes y los bloques se encuentran sueltos o se mueven ante el tránsito, incluso llegando a presentar descascaramientos y bombeo.

Unidad de medición

Se reporta el área afectada en metros cuadrados (m²). Cuando en un área se combinen varias severidades y no sea fácil diferenciar las áreas correspondientes a cada una, se reporta el área completa asignándole la mayor severidad que se presente.

Evolución probable

Deformaciones, descascaramientos, baches.

3.6.10.3 Ondulación (OND)

También conocida como corrugación o rizado, es un daño caracterizado por la presencia de ondas en la superficie del pavimento, generalmente perpendiculares a la dirección del tránsito, con longitudes entre crestas usualmente menores que 1,0 m.

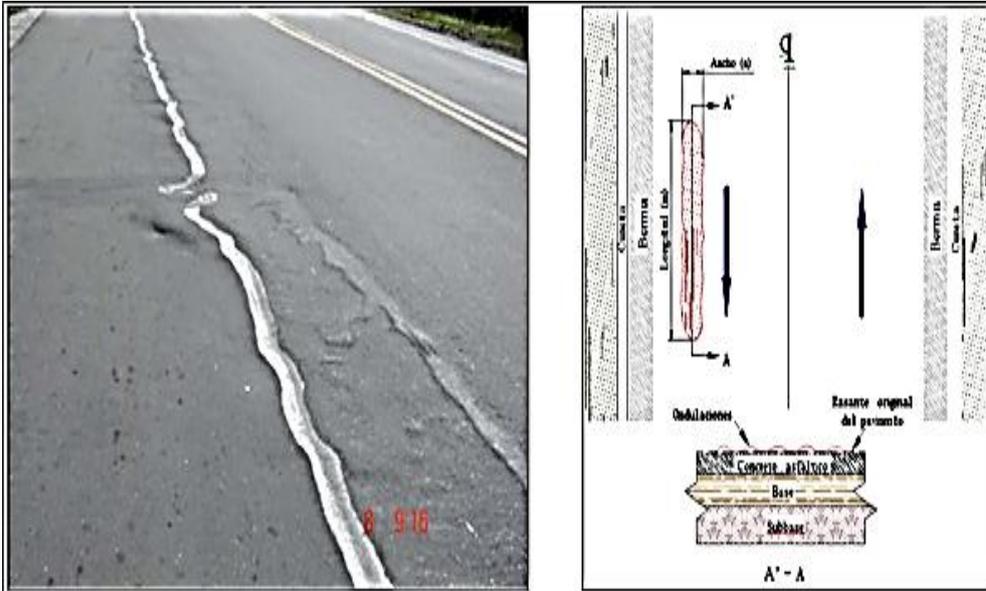


Figura 0.18: Ondulación (OND, Unidad de medida: m²)

Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles

Causas

La ondulación es una deformación plástica de la capa asfáltica, debido generalmente a una pérdida de estabilidad de la mezcla en climas cálidos por mala dosificación del asfalto, uso de ligantes blandos o agregados redondeados. Muchos de los casos suelen presentarse en las zonas de frenado o aceleración de los vehículos.

Otra causa puede estar asociada a un exceso de humedad en la subrasante, en cuyo caso el daño afecta toda la estructura del pavimento. Además también puede ocurrir debido a la contaminación de la mezcla asfáltica con finos o materia orgánica.

Bajo este contexto, las causas más probables son:

Pérdida de estabilidad de la mezcla asfáltica.

Exceso de compactación de la carpeta asfáltica.

Exceso o mala calidad del asfalto.

Insuficiencia de triturados (caras fracturadas).

Falta de curado de las mezclas en la vía.

Acción del tránsito en zonas de frenado y estacionamiento.

Deslizamiento de la capa de rodadura sobre la capa inferior por exceso de riego de liga.

Severidades:

Baja

Profundidad máxima menor que 10 mm, causa poca vibración al vehículo, la cual no genera incomodidad al conductor.

Media

Profundidad máxima entre 10 mm y 20 mm, causa una mayor vibración al vehículo generando incomodidad al conductor.

Alta

Profundidad máxima mayor que 20 mm, causa una vibración excesiva que puede generar un alto grado de incomodidad, haciendo necesario reducir la velocidad por seguridad.

Unidad de medición

La ondulación se mide en metros cuadrados (m²) de área afectada.

Evolución probable

Exudación, ahuellamiento.

3.6.10.4 Abultamiento (AB)

Este deterioro se asigna a los “abombamientos” o prominencias que se presentan en la superficie del pavimento. Pueden presentarse bruscamente ocupando pequeñas áreas o gradualmente en áreas grandes, acompañados en algunos casos por fisuras.

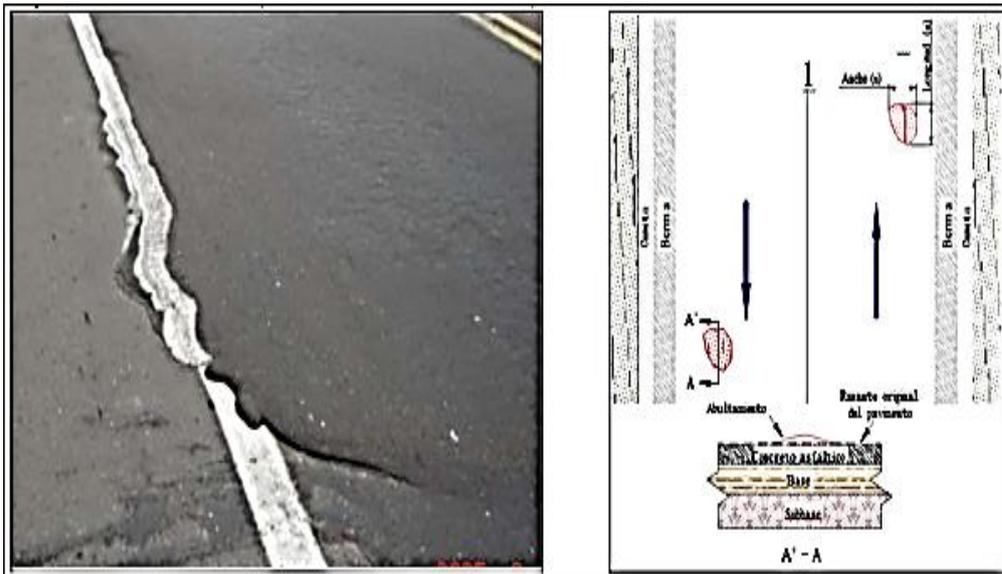


Figura 0.19: Abultamiento (AB, Unidad de medida: m²)

Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles

Causas

Se generan principalmente por la expansión de la subrasante o en capas de concreto asfáltico colocado sobre placas de concreto rígido, el cual se deforma al existir presiones bajo la capa asfáltica (como las generadas por procesos de bombeo).

También puede corresponder a una ondulación localizada, generada por las mismas causas indicadas.

Severidades y unidad de medición

Aplican los mismos criterios establecidos para la ondulación.

Evolución probable

Fisuración, desprendimientos, exudación, ahuellamiento.

3.6.10.5 Hundimiento (HUN)

Los hundimientos corresponden a depresiones localizadas en el pavimento con respecto al nivel de la rasante.

Este tipo de daño puede generar problemas de seguridad a los vehículos, especialmente cuando contienen agua pues se puede producir hidroplaneo. Los hundimientos pueden estar orientados de forma longitudinal o transversal al eje de la vía, o pueden tener forma de medialuna, en cualquier caso, el reporte del daño debe incluir en las aclaraciones, la orientación o la forma del hundimiento, si es fácilmente identificable en campo.

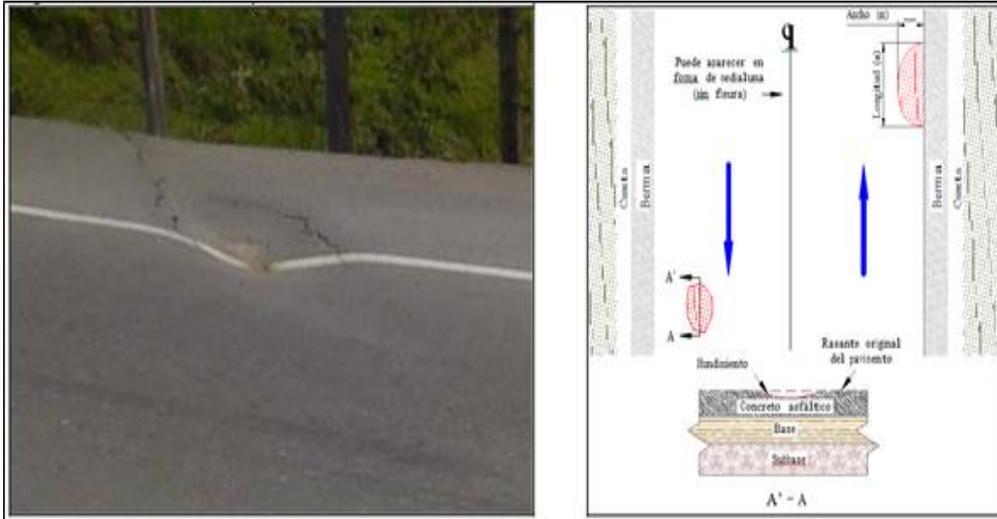


Figura 0.20: Hundimiento (HUN, Unidad de medida: m²)

Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles

Causas

Existen diversas causas que producen hundimientos las cuales están asociadas con problemas que en general afectan toda la estructura del pavimento:

Asentamientos de la subrasante.

Deficiencia de compactación de las capas inferiores del pavimento, del terraplén o en las zonas de acceso a obras de arte o puentes.

Deficiencias de drenaje que afecta a los materiales granulares.

Diferencia de rigidez de los materiales de la subrasante en los sectores de transición entre corte y terraplén.

Deficiencias de compactación de rellenos en zanjas que atraviesan la calzada.

Inestabilidad de la banca.

Circulación de tránsito muy pesado.

Severidades:

Baja

Profundidad menor que 20 mm, causa poca vibración al vehículo, sin generar incomodidad al conductor.

Media

Profundidad entre 20 mm y 40 mm, causa mayor vibración al vehículo generando incomodidad al conductor.

Alta

Profundidad mayor que 40 mm, causa vibración excesiva que puede generar un alto grado de incomodidad, haciendo necesario reducir la velocidad por seguridad.

Unidad de medición:

Se cuantifica el área afectada en metros cuadrados (m²).

Evolución probable:

Fisuración, desprendimientos, movimientos en masa.

3.6.10.6 Ahuellamiento (AHU)

El ahuellamiento es una depresión de la zona localizada sobre la trayectoria de las llantas de los vehículos. Con frecuencia se encuentra acompañado de una elevación de las áreas adyacentes a la zona deprimida y de fisuración.

Un ahuellamiento significativo puede llevar a la falla estructural del pavimento y posibilitar el hidroplaneo por almacenamiento de agua.

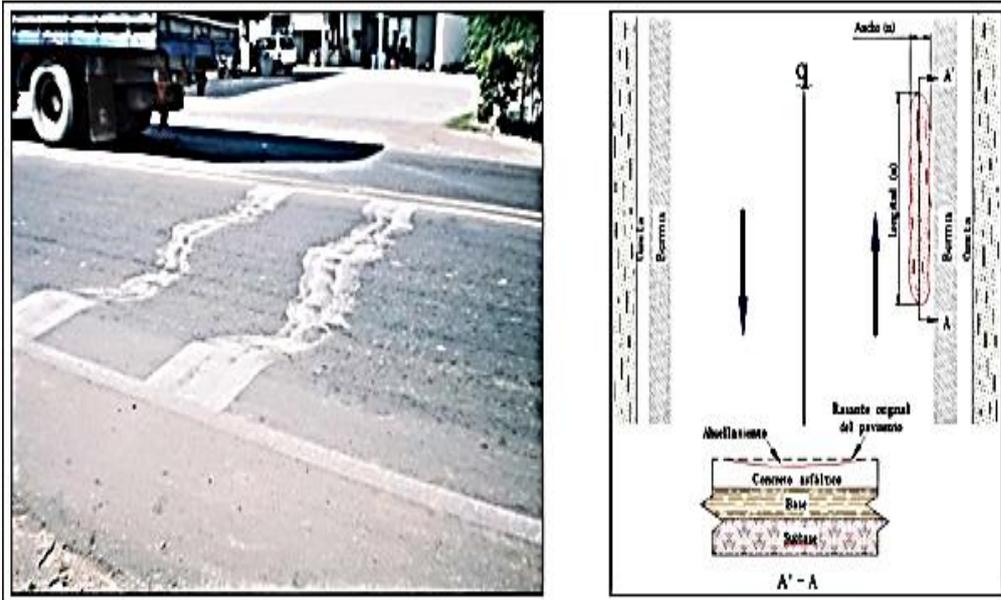


Figura 0.21: Ahuellamiento (AHU, Unidad de medida: m²)

Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles

Causas

El ahuellamiento ocurre principalmente debido a una deformación permanente de alguna de las capas del pavimento o de la subrasante, generada por deformación plástica del concreto asfáltico o por deformación de la subrasante debido a la fatiga de la estructura ante la repetición de cargas.

La deformación plástica de la mezcla asfáltica tiende a aumentar en climas cálidos, y también puede darse por una compactación inadecuada de las capas durante la construcción, por el uso de asfaltos blandos o de agregados redondeados.

Además, la falla estructural del pavimento puede manifestarse con daños de este tipo debido a una deficiencia de diseño, la cual se manifiesta cuando la vía está sometida a cargas de tránsito muy altas.

Severidades

Baja: Profundidad menor que 10 mm.

Media: Profundidad entre 10 mm y 25 mm.

Alta: Profundidad mayor que 25 mm.

Unidad de medición

Se mide en metros cuadrados (m²) de área afectada, asignando la severidad de acuerdo con la zona de mayor profundidad.

Evolución probable

Piel de cocodrilo, desprendimientos.

3.7 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL EQUIPO DE LA VIGA BENKELMAN.

Las deflexiones producidas en la superficie de un pavimento flexible, por acción de cargas vehiculares, pueden ser determinadas haciendo uso de uno de los deflectómetros utilizados en El Salvador, tal como la "Viga Benkelman". Llamado así en honor al Ing. A.C. Benkelman, quién la desarrollo en 1953, como parte del programa de ensayos viales de la WASHO (WASHO Road Test). Desde entonces su uso se ha difundido ampliamente en proyectos de evaluación estructural de pavimentos flexibles, tanto por su practicidad como por la naturaleza directa y objetiva de los resultados que proporciona.

La metodología interpretativa de la viga Benkelman consiste básicamente en comparar las curvas de deflexiones medidas con las curvas de deflexiones teóricas, obtenidas "cargando" el modelo de Hogg con la misma configuración y magnitud de carga utilizada en los ensayos de campo. La concordancia entre una curva experimental con algunas de las teóricas, corresponde generalmente a una única combinación de parámetros elásticos del modelo, que de esa manera pasan a caracterizar al pavimento evaluado. La metodología se complementa con otros conceptos de la teoría de capas elásticas y con observaciones experimentales para determinar ciertas propiedades de ingeniería de los materiales que pueden usarse para establecer las necesidades de refuerzo.

También dentro de la metodología de la viga Benkelman existen valores característicos de deflexiones en pavimentos, como las deflexiones medidas en los ensayos (Do) y la rigidez relativa (Lo) entre un pavimento y su subrasante, los cuales se pueden utilizar para

establecer relaciones cualitativas entre las características de la curva de deflexiones y el sistema pavimento-subrasante (ver Fig. 3.22).

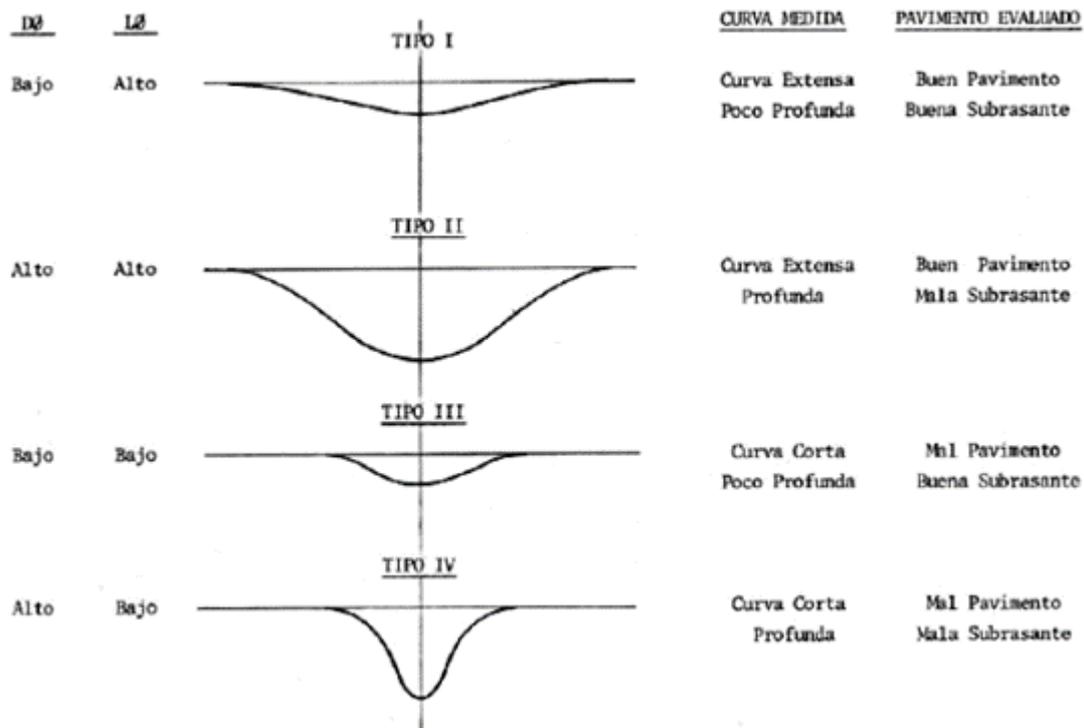
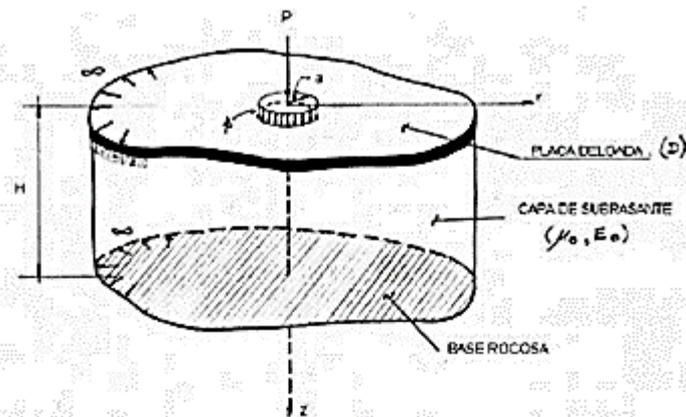


Figura 0.22: Valores característicos de deflexiones en pavimento

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

La base matemática de la viga Benkelman, lo constituye el Modelo de Hogg, en donde en el año 1944, A.H.A. Hogg presentó la solución matemática del modelo que se conoce por su nombre. Este modelo representa al pavimento como una placa delgada con una cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita, sustentada por una capa elástica homogénea e isotrópica, de espesor que puede ser infinito o limitado por una base rígida, horizontal y perfectamente rugosa. La figura 3.23 describe la geometría y los parámetros del modelo de Hogg.



PARAMETROS BASICOS DEL MODELO	$D = \frac{E_1 t^3}{12(1 - \mu_1^2)}$ (t-m)	Rigidez a la flexión de la placa
	$l_o = \left(\frac{D(1 + \mu_o)(3 - 4\mu_o)^{1/3}}{2(1 - \mu_o) E_o} \right)$ (cm)	Longitud característica
	E_o (Kg/cm ²)	Módulo de elasticidad de la Subrasante
	μ_o (Adimensional)	Módulo de Poisson de la Subrasante
	H (cm)	Profundidad del estrato rocoso.
Parámetros de Evaluación	l_o, E_o, D	Se obtienen conociendo dos valores de deflexiones medidas.

Figura 0.23: Esquema y parámetros del modelo de Hogg

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

3.7.1 Características de la Viga Benkelman

El deflectómetro Benkelman funciona según el principio de la palanca. Es un instrumento completamente mecánico y de diseño simple. Según se esquematiza en la figura 3.24, la viga consta esencialmente de dos partes: (1) Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y uno trasero regulable "B") y (2) Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote "C", uno de cuyos extremos apoya sobre el terreno (punto "D") y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago de un micrómetro de movimiento vertical (punto "E"). Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado que al ser accionado, durante la

realización de los ensayos, evita que el indicador del dial se trabe y/o que cualquier interferencia exterior afecte las lecturas.

El extremo "D" o "punta de la viga" es de espesor tal que puede ser colocado entre una de las llantas dobles del eje trasero de un camión cargado. Por el peso aplicado se produce una deformación del pavimento, consecuencia de lo cual la punta baja una cierta cantidad, con respecto al nivel descargado de la superficie. Como efecto de dicha acción el brazo DE gira en torno al punto fijo "C", con respecto al cuerpo AB, determinando que el extremo "E" produzca un movimiento vertical en el vástago del micrómetro apoyado en él, generando así una lectura en el dial indicador. Si se retiran luego las llantas cargadas, el punto "D" se recupera en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior se genera otra lectura en el dial del micrómetro.

La operación expuesta representa el "principio de medición" con la Viga Benkelman. Lo que se hace después son sólo cálculos en base a los datos recogidos. Así, con las dos lecturas obtenidas es posible determinar cuánto reflectó el pavimento en el lugar subyacente al punto "D" de la viga, durante el procedimiento descrito. Es de anotar que en realidad lo que se mide es la recuperación del punto "D" al remover la carga (rebote elástico) y no la deformación al colocar ésta. Para calcular la deflexión deberá considerarse la geometría de la viga, toda vez que los valores dados por el micrómetro (EE') no están en escala real sino que dependen de la relación de brazos existentes (Ver figura 3.24).

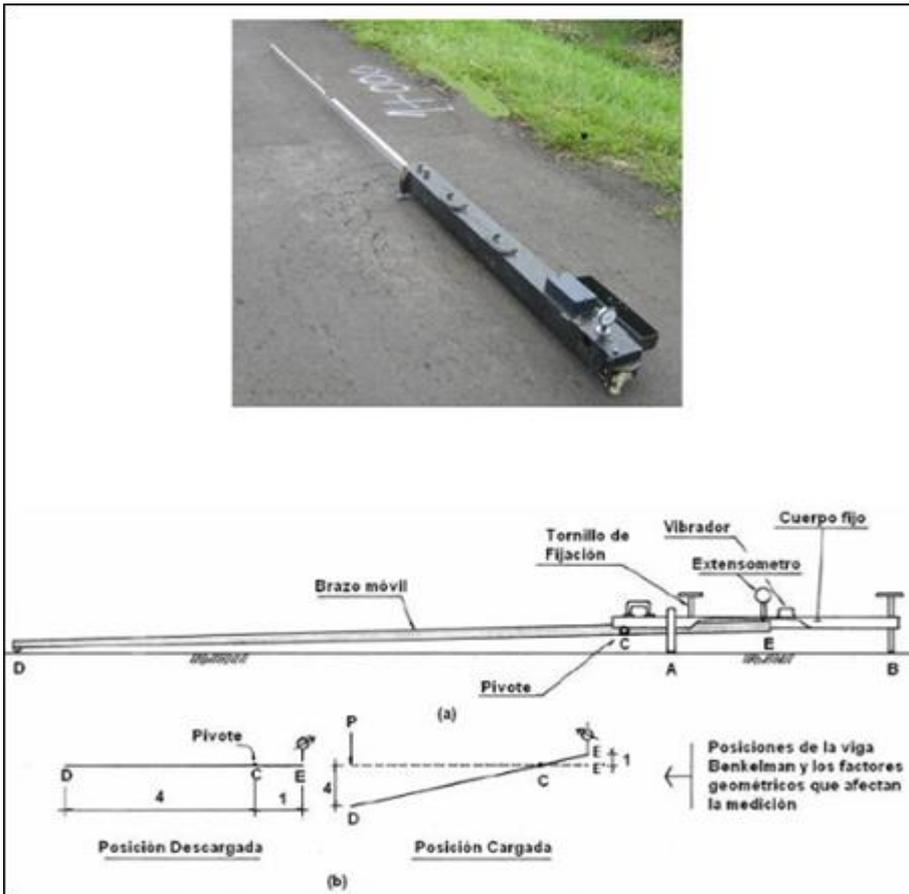


Figura 0.24: Esquema y principio de Operación de la Viga Benkelman

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

3.7.2 Procedimiento del ensayo de la Viga Benkelman

La carga aplicada al pavimento para la realización de ensayos de deflexiones ha sido estandarizada en 18,000 libras (80 kN) a través de la guía de diseño AASHTO en la normativa T256-01 Apartado 6 (Aparatos), proporcionando 9,0000 libras por cada una de las llantas duales del eje trasero de un camión tipo C2, con una presión en las llantas de 0.48 a 0.55 Mpa (70 a 80 Psi). Previamente a la realización de los ensayos deberá verificarse que se cumplan estas condiciones (por medio de basculas fijas o móviles), así como la presión de las llantas sea la requerida. Una vez localizado el lugar donde se realizará el ensayo (usualmente los puntos de medición se localizan en el lado exterior de un carril), se coloca la llanta a usarse sobre el punto de manera tal que éste coincida aproximadamente con el eje vertical del centro de gravedad del conjunto (ver figura 3.25).

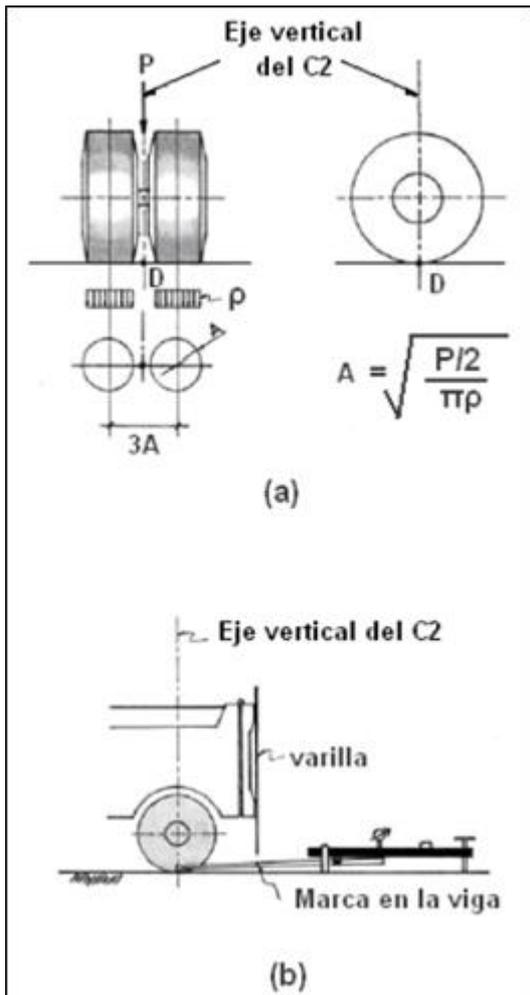


Figura 0.25: Configuración Geométrica del Sistema de Carga en la Viga Benkelman

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

Las mediciones se realizan colocando la punta de la viga entre las dos ruedas y midiendo la deflexión cuando el vehículo se aleja. Los resultados de las deflexiones se leen en un dial indicador. (Ver figura 3.26)



Figura 0.26: Colocación de la Viga Benkelman. Posición inicial y final

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

Tomando como punto de referencia una varilla vertical adosada a la parte trasera del camión (ver figura 3.25), se efectúa una marca en la viga de manera tal que, basta con hacerlas coincidir para asegurarse que el extremo de la viga coincide con el centro de gravedad del conjunto.

De igual forma se puede efectuar, a partir de la primera, sucesivas marcas a distancias elegidas a las cuales se desee medir deflexiones adicionales (puede ser a 30, 40 y 50 cm.). Para la metodología de análisis se requiere de por lo menos tres lecturas, pero se pueden obtener más con fines de verificación, lo cual es recomendable, o si es que se desea tener una idea gráfica del tipo de curvas de deflexiones que se producen.

Se realiza la primera marca adicional a una distancia tal que la deflexión que se obtenga en ese punto sea la mitad de la deflexión máxima (obtenida en la marca inicial). La segunda marca adicional se realiza al doble de la distancia de la primera marca adicional. Estas dos distancias se determinarán específicamente para cada proyecto de evaluación que se emprenda. Esto deberá hacerse por medio de ensayos previos, antes de comenzar la recolección masiva de datos. Es común que se observen variaciones durante la realización de los ensayos, no deberá hacerse modificaciones, si las deflexiones tomadas en la primera marca adicional están en el rango entre 35% y 65% de la deflexión máxima.

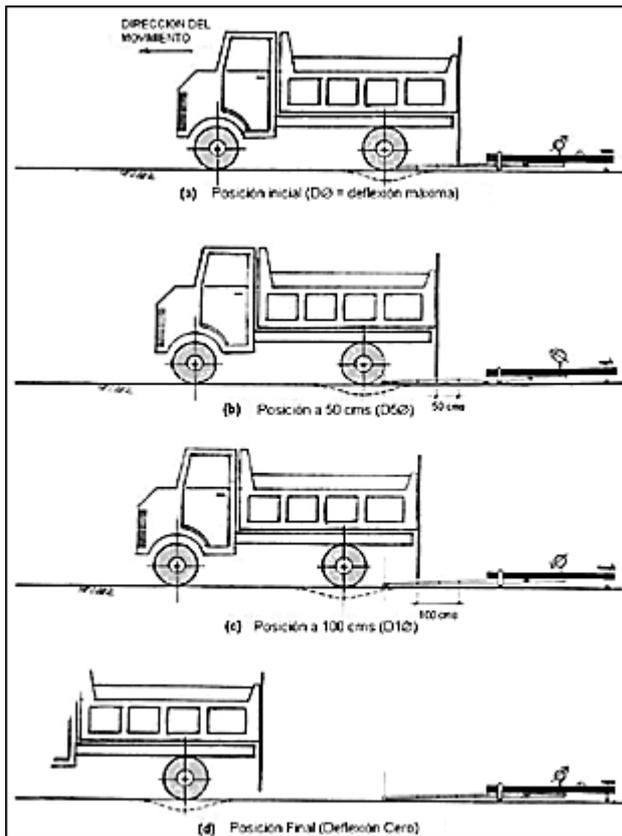


Figura 0.27: Esquematzación del Proceso de Medición con la Viga Benkelman

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

Una vez instalada la viga en el punto de medición haciendo coincidir con la cadena vertical y la marca inicial (ver figura 3.27), se verificará que ésta se encuentre alineada longitudinalmente con la dirección del movimiento del camión. Se coloca el dial del micrómetro en cero, se activará el vibrador y mientras el camión se desplaza muy lentamente se procederá a tomar lecturas conforme la varilla vertical vaya coincidiendo con la primera y segunda marcas adicionales (figuras 3.27 b, c) y una lectura final cuando el camión se haya alejado lo suficiente del punto de ensayo que el indicador del dial ya no tenga movimiento.

(Aproximadamente 8.00 m, según norma AASHTO T256-01 Apartado 8.4.2.3.), registro que corresponde al punto de referencia con deflexión cero.

Es importante tomar la temperatura del pavimento según la norma AASHTO 93 T256-01 apartado 8.1.6. de la siguiente manera: se realiza una perforación en el pavimento, se llena

este agujero con un líquido como agua, glicerina u otro producto a base de aceite, y luego se introduce el termómetro hasta el fondo del agujero para obtener la temperatura, si la prueba se extiende por un período de tiempo mayor a una hora se tomará la temperatura cada hora para establecer una correlación directa entre el aire, la superficie del pavimento y la medición de la misma temperatura. Si no es posible tomar la temperatura, algunos procedimientos (Report No. FHWA-RD-98-085, “Predicciones de temperatura y factores de ajuste para pavimentos de asfalto”) existen para estimar la temperatura de los pavimentos en función de la profundidad usando las temperaturas máximas y mínimas del día anterior.

No se requiere corrección por temperatura en estructuras de pavimentos compuestas por un tratamiento superficial o mezclas asfálticas delgadas (menor a 5 cms, según Guía de Diseño AASHTO 93, Capítulo 11 Fig. 11.4), colocadas sobre bases cuyo módulo de rigidez sea insensible a cambios de temperatura. Si las carpetas asfálticas son de gran espesor (mayores de 30 cms según Guía de Diseño AASHTO 93, Capítulo 11 Fig. 11.4), el efecto de la temperatura sobre la deflexión posee mayor importancia, por lo que se recomienda aplicar algún factor de corrección, cuando las temperaturas son menores o iguales a 49° C. según la Fig. 11.4 de la Guía de Diseño AASHTO 93. Hay que tomar en cuenta que la fig. 11.4 corresponde a base granular o estabilizada con asfalto.

3.7.3 Personal y equipo necesario para realizar ensayo con Viga Benkelman

Para la realización de esta rutina será necesario de la participación de cuatro operadores: Un técnico calificado que lea y dicte las lecturas del micrómetro, un operador que anote las mediciones, un banderillero que ayude con el tráfico vehicular, y un ayudante que coordine con el conductor del camión y a la vez de aviso al técnico que realiza las lecturas, cuando la varilla adosada al camión vaya coincidiendo con las marcas hechas en la viga. Todo el trabajo deberá ser supervisado permanentemente por un Ingeniero de campo quien verificará los valores que se obtengan así como tomar anotación de cualquier factor que a su juicio pueda explicar los resultados que se obtengan (corte, relleno, tipo de material, tipo de drenaje, nivel freático, estado del pavimento, condiciones del tiempo etc.). La figura 3.28 muestra un formato adecuado para la recopilación de los datos de campo. En la primera columna se colocan los estacionamientos de prueba, la segunda columna incluye

las lecturas de defleómeto ($R_0=0$, $R_1=$, $R_2=$ hasta R_i), donde: R_0 es la lectura inicial y sucesivamente R_1 , R_2 hasta un R_i son las lecturas a una distancia determinadas, la tercera columna corresponden a las deflexiones (D_0 , D_{r1} y D_{r2}) utilizadas para definir el cuenco de deflexiones; Calculadas así:

$$D_0 = R_1 - R_0 \quad \text{Deflexión máxima}$$

$$D_{r1} = R_2 - R_1 \quad \text{Deflexión a una distancia 1}$$

$$D_{r2} = R_1 - R_2 \quad \text{Deflexión a una distancia 2}$$

Equipo

El equipo mínimo para la realización de ensayos de medición de deflexiones es el siguiente:

Defleómeto Viga Benkelman, tal como el modelo Soiltest HT-350 (con relación de brazos 1:2).

Micrómetro con dial indicador de divisiones cada 0.001 plg. (Modelo Soiltest HT-300M).

Camión cargado, con un peso total de 18,000 libras de un eje simple con llantas duales, infladas a una presión de 70 a 80 psi.

Vehículo auxiliar para transportar al personal y equipo misceláneo.

Balanza móvil para pesaje de camión, con capacidad de 10 toneladas; en su defecto utilizar basculas estacionarias privadas o públicas (Ej. Bascula fija del MOP ubicada sobre Carretera El Litoral a la altura del desvío Costa del Sol, basculas de ingenios o empresas privadas).

Accesorios de medición y varios (Cinta métrica de 7 m, plumones, plomada, destornillador, alicates, hojas de campo, lápices, señales de seguridad, termómetro, cincel, martillo, varilla de metal o madera de 2m, alambre de amarre, pintura, etc.).

Formato para recopilación de datos de campo, similar al de la Fig. 3.28

HOJA DE DATOS DE CAMPO

PROYECTO: _____

TIPO DE PAVIMENTO: _____

CARSA DE EJE: _____

PRESION DE INFLADO: _____

FECHA: _____

REALIZADO POR: _____

TEMPERATURA: _____



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
1824 • ACOMODAR • 1983

ESTACION	LECTURAS DE DEFLECTOMETRO				DEFLEXIONES (mm)			OBSERVACIONES
	RD1	RD2	RD3	RD4	DR1	DR2	DR3	
								<div style="border: 1px dashed black; width: 100%; height: 100%;"></div>

Figura 0.28: Formato para recopilación de datos en campo

Fuente: Estudios de evaluación estructural de pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos), Mario S. Hoffman

3.7.4 Determinación del número estructural (SN) con la Viga Benkelman

La capacidad estructural de los pavimentos flexibles utilizando la viga Benkelman, puede ser obtenida a través de fórmulas, como las desarrolladas para el HDM-4 (Highway Development And Management Model); que dentro de sus aplicaciones, se puede obtener el número estructural utilizando el valor de la deflexión máxima, en la siguiente fórmula para bases no estabilizadas:

$$SN_s = 3.2(DEF_s)^{-0.63} + dSNPK^6$$

Dónde:

SNs Número estructural ajustado en la estación “s”.

DEFs Deflexión de la viga Benkelman bajo una carga de 80 kN, con una presión de llanta de 520 kPa, y una temperatura promedio del asfalto de 30° C para la estación “s”.

dSNPK Ajuste de reducción del número estructural debido al agrietamiento.

3.7.5 Parámetros para la evaluación deflectométrica del pavimento

Para el análisis estructural de esta carretera se emplearon los principios establecidos en los estudios desarrollados en nuestro medio por el MTC y el Consorcio de Rehabilitación Vial (CONREVIAL).

La deflexión medida depende del sistema pavimento-subrasante, la cual se analizará empleando parámetros como la Deflexión Característica (Dc) y el Radio de Curvatura (Rc).

Deflexión Característica (Dc)

La Deflexión Característica (Dc) es la deflexión representativa del tramo en estudio y es obtenida de un análisis estadístico que involucra el Valor Medio, la Desviación Estándar y el Grado de Confianza. Para efectos de análisis y por el tipo de tráfico se considera que tenga un 95% de confiabilidad, para el que se utiliza la siguiente expresión definida en el CONREVIAL

$$D_C = D_{MEDI A} + 1.645 \times \sigma$$

Dónde:

Dc Deflexión característica.

D_{MEDIA} Promedio de las deflexiones recuperables.

σ Desviación estándar.

Deflexión Admisible (Dadm)

La deflexión admisible está en función del número de repeticiones de ejes equivalentes acumulados de las cargas que produce el tráfico durante el periodo de diseño del pavimento y garantiza, mientras no sea superado un comportamiento satisfactorio del pavimento. El principio adoptado en este caso es que el comportamiento de un pavimento hasta alcanzar niveles críticos es inversamente proporcional a su Deflexión, lo que se representa matemáticamente en la siguiente fórmula:

$$D_{adm} = (K1/N)^{K2}$$

Donde:

N Número de ejes equivalentes de diseño (en millones).

D_{adm} Deflexión Admisible, x 10^{-2} mm.

Para nuestro medio, el estudio elaborado por el MTC – CONREVIAl define las constantes de la siguiente manera: $K1 = 1.15$ y $K2 = 0.25$.

$$D_{adm} = (1.15/N)^{0.25}$$

Radios de curvatura (R_c)

Los Radios de Curvatura (R_c) determinan la magnitud de la deformación lineal (curvatura de la línea de deflexión). Que nos permite inferir su comportamiento estructural.

Los Radios de Curvatura son grandes cuando la mayor parte de la deflexión se produce en la subrasante.

Los Radios de Curvatura son pequeños cuando la mayor parte de la deflexión se produce en las capas superiores (pavimento).

Para el cálculo del Radio de Curvatura (R_c) se emplea la expresión:

$$R_c = \frac{6250}{2 \times (D_0 - D_{25})}$$

Donde:

R_c = Radio de Curvatura (m).

D0 = Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga (0,01 mm).

D25 = Deflexión recuperable a 25 cm del eje vertical de la carga (0,01 mm).

CAPITULO IV : REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS CON EL SISTEMA BITUFOR (MESH TRACK y SLURRY SEAL)

4.1 ORÍGENES DEL SISTEMA BITUFOR

Las mallas de refuerzo de acero han sido usadas con éxito en Europa durante las dos últimas décadas con el fin de mejorar la resistencia del asfalto de mezcla caliente (HMA, por su denominación en inglés) a la reflexión de grietas. En 1999, se instaló por primera vez la nueva clase de refuerzo de acero en los Estados Unidos, en dos secciones del Virginia Smart Road. Esta instalación fue exitosa y, gracias a un cuidadoso monitoreo, las dificultades que se experimentaron anteriormente durante la instalación con el sistema de intercapas en los Estados Unidos durante la década de los 60 pudieron ser solucionadas. Este estudio tiene como objetivo presentar y recomendar los lineamientos generales que garanticen una instalación exitosa del sistema de intercapas, así como investigar los efectos de los diferentes parámetros de diseño en la efectividad de las intercapas para retardar la reflexión de grietas. Se usaron dos simples ecuaciones de regresión lineal, desarrolladas en base a los resultados de modelos de elementos finitos (EF) tridimensionales (3D), para investigar los efectos de los parámetros de diseño de las capas de recubrimiento en el porcentaje de mejoras como resultado del uso de refuerzos de acero. En base a este análisis, se encontró que el refuerzo de acero es muy efectivo en los primeros 25 mm. de la capa de recubrimiento de HMA, donde se inicia la fatiga y la reflexión de grietas de manera ascendente. Esto se explica por el hecho de que cuanto más cercana se encuentre la grieta a la intercapa, mayor es la contribución del refuerzo de acero.

La nueva malla de acero que se emplea hoy en día es recubierta para evitar posibles oxidaciones, y las técnicas de instalación han sido modificadas considerablemente. La configuración del actual producto de malla de acero consiste de una malla hexagonal con doble torsión, de variadas dimensiones, reforzada transversalmente a intervalos regulares con alambres de acero, ya sea circulares o planos torsionados, que son insertados en la doble torsión. Además, en la nueva generación de refuerzos de acero no se emplea

soldaduras. Muchos de los problemas iniciales parecían haberse resuelto y se reportaron satisfactorias experiencias con la nueva clase de refuerzos de acero.

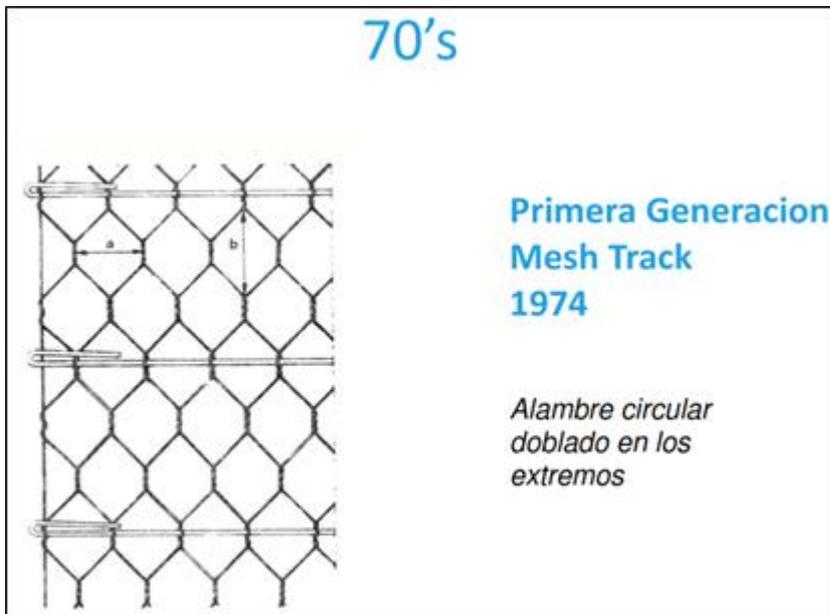


Figura 0.29: Primera generación Mesh Track. 1974

Fuente: Prodac-Peru

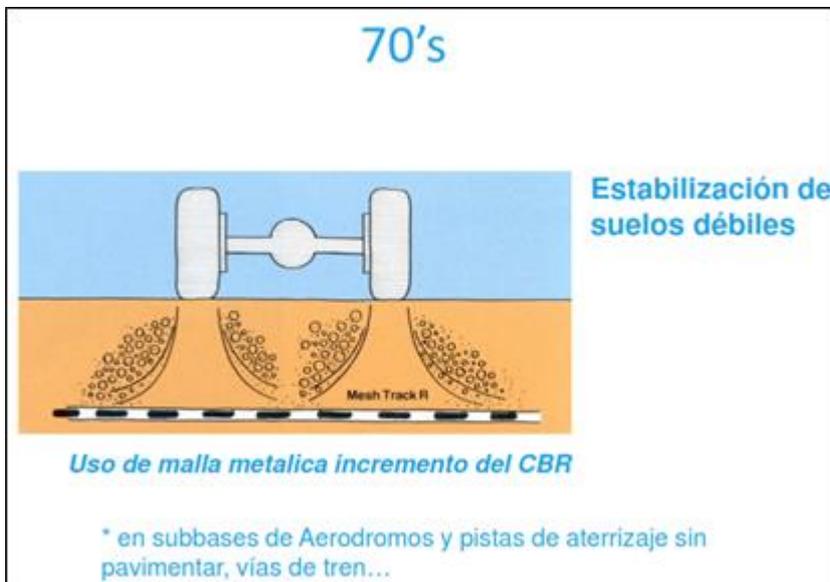


Figura 0.30: Estabilización de suelos débiles

Fuente: Prodac – Perú



Figura 0.31: Reforzado de caminos temporales y permanentes a nivel de subbase

Fuente: Prodac-Peru

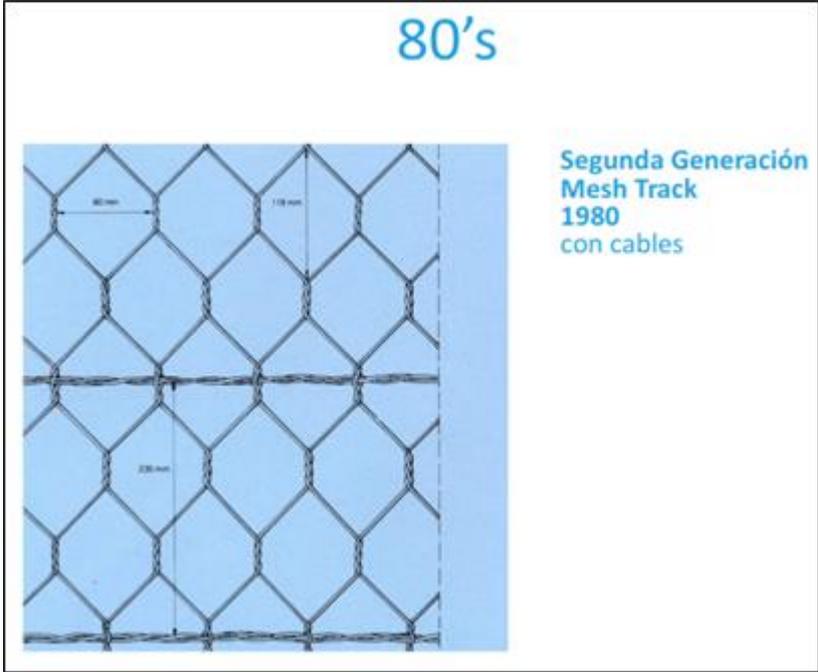


Figura 0.32: Segunda generación Mesh Track. 1980 con cables

Fuente: Prodac – Perú



Figura 0.33: Primer Proyecto con el uso de malla de acero en el reforzado de la capa de asfalto en los países bajos.

Fuente: Prodac – Perú



Figura 0.34: Primera fijación usando Slurry Seal, Sistema Bitufor (Mesh Track + Slurry Seal)

Fuente: Prodac-Peru

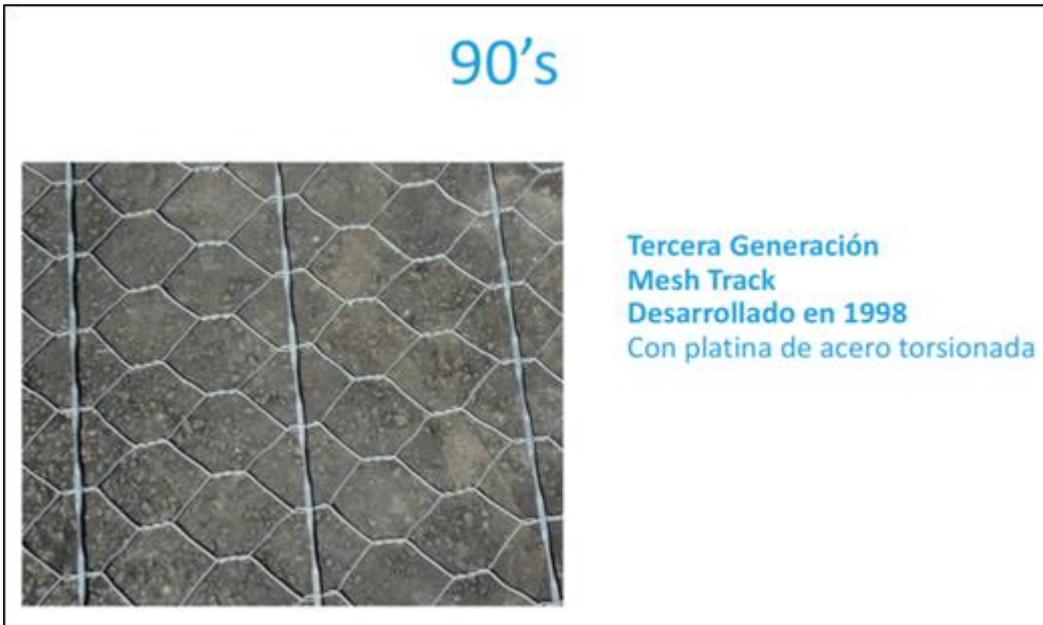


Figura 0.35: Tercera Generacion Mesh Track. Desarrollado en 1998, con platina de acero torsionada

Fuente: Prodac – Perú



Figura 0.36: Amplia investigación Proyecto BRRC – Bekaert

4.2 ANTECEDENTES DEL USO DEL SISTEMA BITUFOR EN LA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS EN EL MUNDO

La reflexión de grietas en las capas de recubrimiento de Asfalto de Mezcla Caliente (HMA) representa un serio desafío asociado a la rehabilitación de pavimentos. Desde principios de la década de los 30, se ha invertido considerables esfuerzos y recursos para encontrar nuevas, y relativamente económicas, técnicas para retardar la reflexión de grietas. Desafortunadamente, las experiencias de campo aún indican que las grietas reflejadas se propagan generalmente a la superficie del pavimento a una tasa aproximada de 25mm por año y aparecen en la superficie, en la mayoría de los casos, dentro de un período de tres años o menos.

La malla de refuerzo de acero es una de las técnicas nuevas que se han propuesto para retardar la reflexión de grietas. Sin embargo, el uso de mallas de refuerzo de acero no es nuevo. Esta técnica, que apareció a principios de los años 50, estuvo basada en el concepto general de que, si el HMA es fuerte en compresión y débil en tensión, entonces el refuerzo puede ser usado para brindar resistencia a la tracción. Probablemente, la idea fue tomada entonces del concreto Pórtland reforzado con acero (PCC, por sus siglas en inglés) que era muy exitoso. Sin embargo, parece ser que el uso de refuerzo de acero fue abandonado a principios de los años 70 luego de las tremendas dificultades experimentadas durante su instalación. Por ejemplo, la expansión y contracción de la malla causaba grietas transversales en los empalmes de la malla, lo cual requería un adecuado traslape entre los rollos. También se observó que la malla de acero se curvaba, afectando posiblemente la densidad en la capa superior de HMA, debido al movimiento del equipo de pavimentación. Igualmente se reportó que la malla se oxidaba, se estrechaba y se rompía en las grietas. No obstante, a pesar de las dificultades reportadas durante la instalación, se determinó que las mallas de acero soldadas eran efectivas para retardar la reflexión de grietas. Por ejemplo, una evaluación llevada a cabo en Toronto demostró que el refuerzo de acero había reducido significativamente la aparición de grietas por efecto de reflexión luego de cinco años de vida útil.

La tecnología resurgió a principios de los años 80 en Europa con una nueva clase de productos para reforzar el acero. La nueva malla de acero que se emplea hoy en día es recubierta para evitar posibles oxidaciones, y las técnicas de instalación han sido modificadas considerablemente. La configuración del actual producto de malla de acero consiste de una malla hexagonal con doble torsión, de variadas dimensiones, reforzada transversalmente a intervalos regulares con alambres de acero, ya sea circulares o planos torsionados, que son insertados en la doble torsión. Además, en la nueva generación de refuerzos de acero no se emplea soldaduras. Muchos de los problemas iniciales parecían haberse resuelto y se reportaron satisfactorias experiencias con la nueva clase de refuerzos de acero.

En 1999, se instaló por primera vez la nueva clase de refuerzo de acero en los Estados Unidos, en dos secciones del Virginia Smart Road. Esta instalación fue monitoreada cuidadosamente para garantizar que las dificultades que se habían registrado anteriormente durante su instalación en los Estados Unidos en los años 60 habían sido solucionadas. Desde el año 2001 a la fecha, en los Estados Unidos se ha instalado esta nueva clase de refuerzos de acero en por lo menos 15 secciones experimentales. El objetivo de este estudio es presentar la metodología adecuada para la instalación de mallas de refuerzo de acero. Adicionalmente, se presentan dos modelos desarrollados, los cuales se usan para investigar los efectos de los parámetros de diseño de la capa de recubrimiento en la efectividad de las intercapas para retardar la reflexión de grietas.

El sistema se ha utilizado, ya en los siguientes países:

Bélgica, Holanda, Luxemburgo

Gran Bretaña (sic.), Irlanda

Dinamarca, Noruega

Francia, España, Portugal, Italia

Chequia, Polonia, Hungría, Bosnia

Turquía

Japón

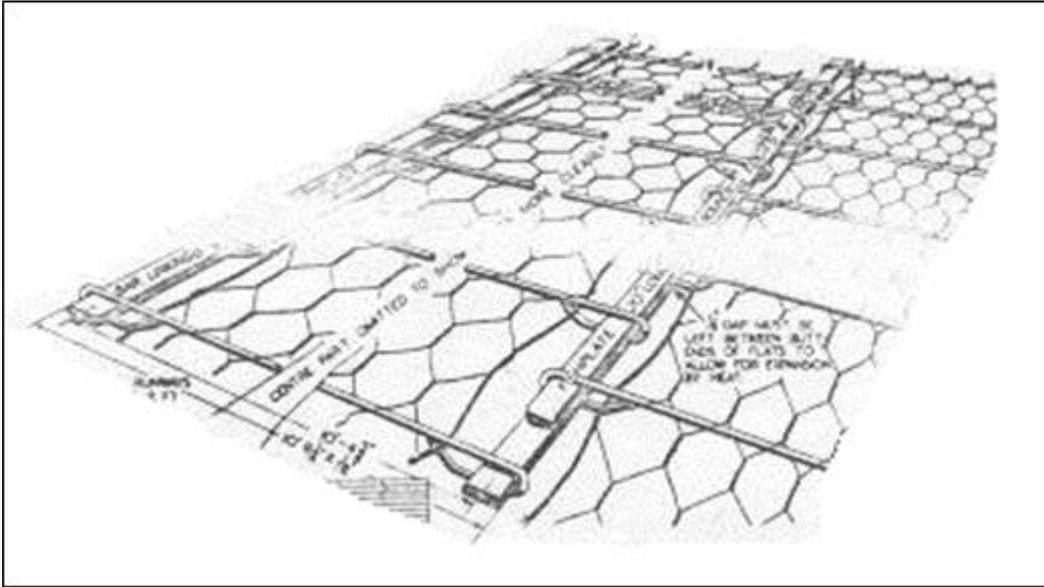


Figura 0.39: Inicios de la Malla de Acero

Fuente: Prodac – Perú

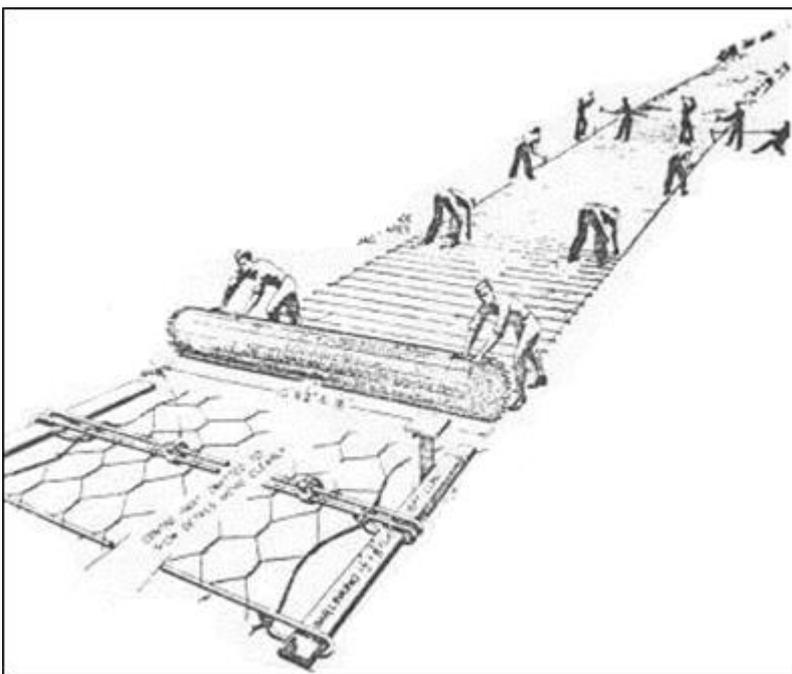


Figura 0.40: Instalación de la Malla de Acero para pistas de aterrizaje

Fuente: Prodac – Perú

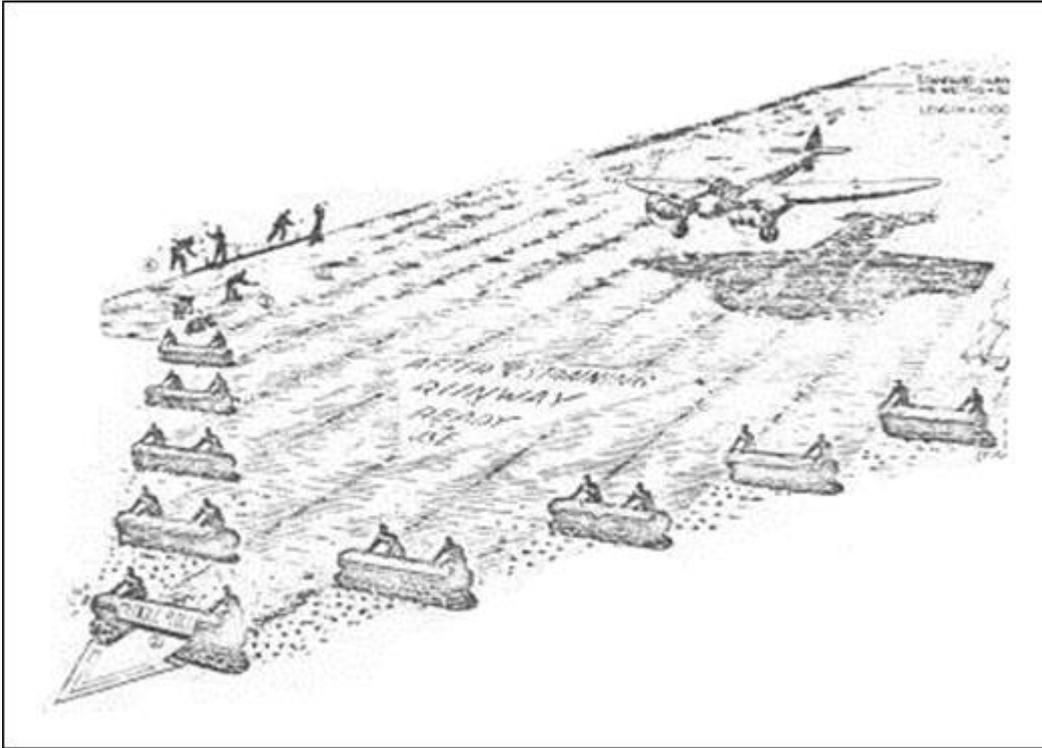


Figura 0.41: Instalación de la Malla de Acero

Fuente: Prodac-Peru



Figura 0.42: Malla de Acero, usada por la Armada de Estados Unidos

Fuente: Prodac - Perú

4.3 ASPECTO TÉCNICO DEL SISTEMA BITUFOR

La capa de 7 mm de espesor denominada BITUFOR, representada en los tipos I y II, es un sistema combinado compuesto por:

una malla de acero con cordones transversales de alta elasticidad

una o dos capas de slurry seal.

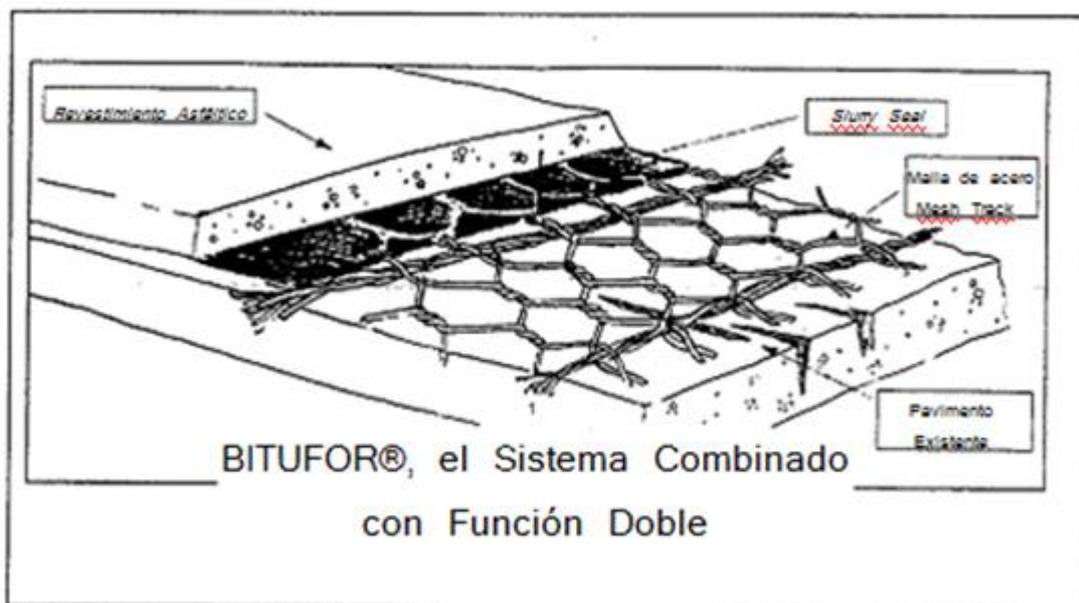


Figura 0.43: Vista del Sistema Bitufor

Fuente: Prodac - Perú

4.3.1 Tipos de Sistemas Bitufor

TIPO 1:

Mesh Track 1 + slurry seal - MT1 (Pesada):

Modelo pesado.

Malla sólida para refuerzo de pavimentos pesados.

Diseñada para:

Recrecidos flexibles sobre pavimentos de hormigón.

Problemas de deformación.

TIPO 2:

Mesh Track 2 + slurry seal - MT2(Regular):

Modelo ligero.

Malla de refuerzo flexible y fácil de manejar.

Diseñada para carreteras asfálticas fisuradas.



Figura 0.44: Vista del Sistema Bitufor

Fuente: Prodac - Perú

Ventajas:

Durabilidad a largo plazo (menos reparaciones)

Económico (ahorro en el espesor del asfalto)

Anti-deformación.

Distribución de la carga = Aumento de la capacidad portante.

Aumento de la tenacidad.

Uso fácil y económico de colocar la malla, a la vez rápido y eficiente.

Evita la penetración del agua en la sub-base.

Permite reducir el espesor de la capa superior en 1 ó 2 cm.

La capa de asfalto puede ser alisada a 1 cm de la malla.

Hace que la colocación de la capa de recubrimiento sea muy fácil.

Reciclables tanto acero como el asfalto

Principales Funciones:

Limita la deformación en un recocado asfáltico a un mínimo estricto.

Absorbe las tensiones en la parte inferior de la capa de asfalto.

Encierra los áridos de asfalto en las mallas de la red (compartimentación).

Asegura una óptima distribución de la carga.

Otorga una tenacidad extra a toda la estructura.

4.4 COMPONENTES DEL SISTEMA BITUFOR

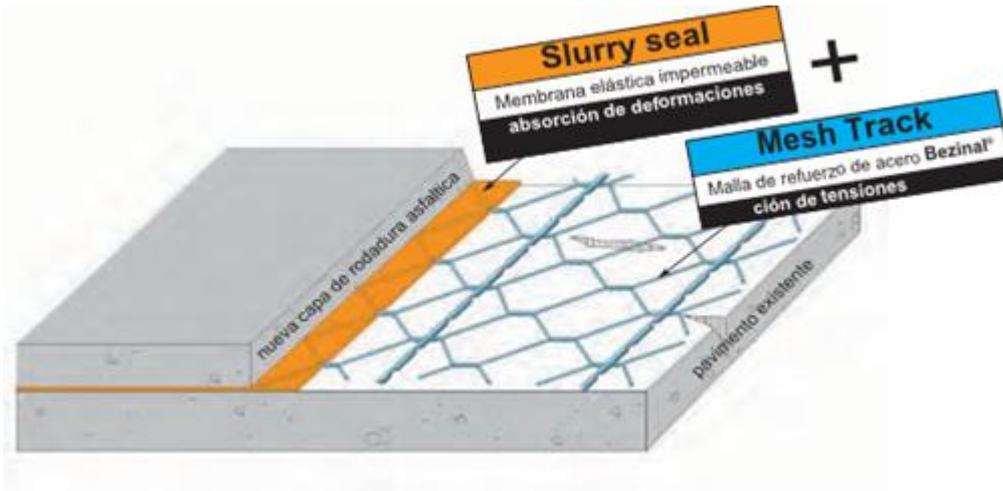


Figura 0.45: Componentes de Sistema Bitufor

Fuente: Prodac – Perú

4.4.1 Slurry Seal (Lechada Asfáltica)

4.4.1.1 Definición

Una lechada asfáltica es una mezcla de agregados de granulometría cerrada, emulsión asfáltica, aditivos y agua. La mezcla se aplica como un tratamiento de superficie. Las lechadas asfálticas pueden ser tanto una técnica de mantenimiento preventiva como correctiva. El tratamiento no aumenta la resistencia estructural de un pavimento. Cualquier pavimento que es estructuralmente débil en áreas localizadas, debiera ser reparado antes de la aplicación de lechada asfáltica. Ahuellamiento, ondulaciones, hundimientos a lo largo de los bordes, deficiencias en el abovedado, u otras irregularidades de la superficie que disminuyen la transitabilidad del camino, debieran corregirse antes de extender la lechada asfáltica

La lechada asfáltica es una técnica de mantenimiento muy efectiva para superficies de pavimentos viejos. La lechada llenará las fisuras superficiales, detendrá el desprendimiento de agregados y pérdida de matriz, mejorará la resistencia al deslizamiento y en general protegerá al pavimento y reducirá el deterioro por oxidación y agua, y así prolongará globalmente la vida útil del pavimento.

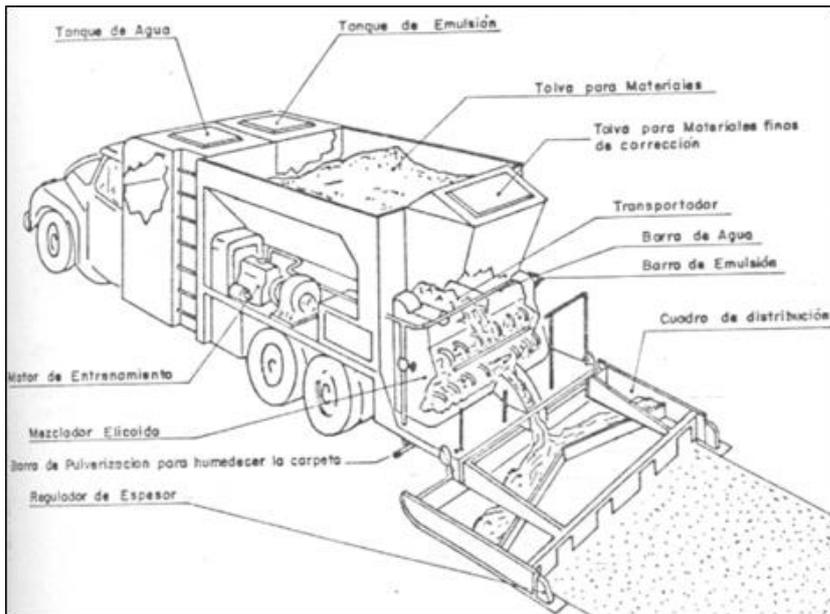


Figura 0.46: Equipo para Lechada Asfáltica (Slurry Seal)

Fuente: Prodac-Peru

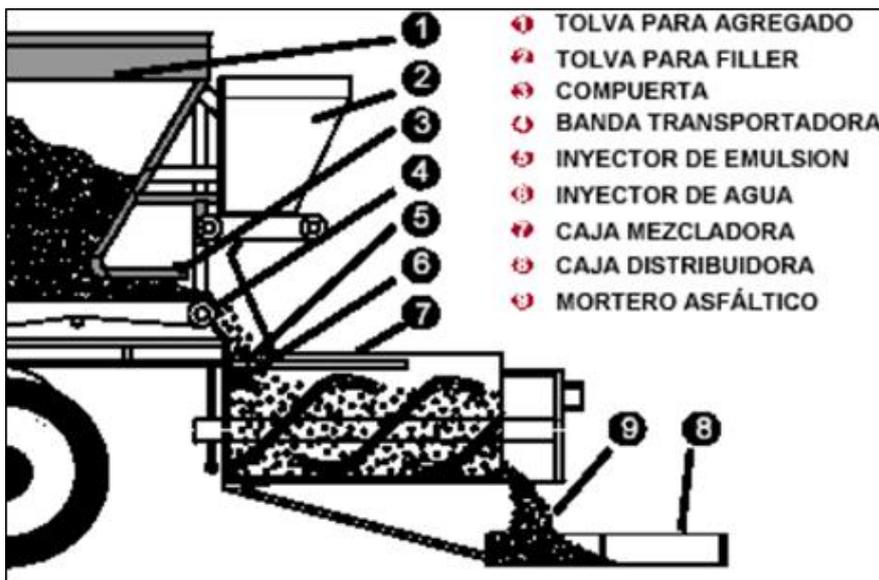


Figura 0.47: Diagrama de una típica mezcladora para Lechada Asfáltica

Fuente: Prodac – Perú

Tabla 0.3: Granulometrías para Lechada Asfáltica (Slurry Seal)

Tipo de Gradación	I	II	III
Uso General	Sellado de fisuras y sellado fino	Sellados en general, superficies de textura media	Superficies de textura muy pronunciada
Tamaño del Tamiz	Porcentaje pasante	Porcentaje pasante	Porcentaje pasante
9.5 mm (3/8 pulg.)	100	100	100
4.75 mm (Nº 4)	100	90-100	70-90
2.36 mm (Nº 8)	90-100	65-90	45-70
1.18 mm (Nº 16)	65-90	45-70	28-50
600 µm (Nº 30)	40-65	30-50	19-34
300 µm (Nº 50)	25-42	18-30	12-25
150 µm (Nº 100)	15-30	10-21	7-18
75 µm (Nº 200)	10-20	5-15	5-15
Contenido del residuo de asfalto, en% de peso de agregado seco	10-16	7.5-13.5	6.5-12
Aplicación en kg/m ² (libras/yarda ²), basada en el peso de agregado seco	3.6-5.4 (8-12)	5.4-9.1 (12-20)	8.2-13.6 (18-30)

* Recomendadas por la Asociación Internacional de Lechadas Asfálticas (International Slurry Surfacing Association)

Fuente: Prodac - Perú

4.4.1.2 Ventajas

Las lechadas asfálticas tienen varias ventajas:

Son de rápida aplicación y así permiten una pronta reapertura del pavimento al tráfico.

Impiden que el agregado esté suelto.

Proveen textura superficial y resistencia a la fricción excelentes.

Capacidad para corregir irregularidades superficiales menores

Mínima pérdida de altura del cordón

No hay necesidad de ajustes por la presencia, de bocas de inspección y otras estructuras.

Excelente tratamiento de bajo costo para calles urbanas

Utilización de materiales económicos y posibilidad de utilización durante todo el año.

Impermeabilización total del soporte y aprovechamiento total del material empleado.

Máximo automatismo de fabricación y puesta en obra y ningún peligro de desprendimiento de partículas.

4.4.1.3 Materiales

Emulsiones: Naturaleza catiónica la rotura controlada y contenido de asfalto residual de características adecuadas. Cumplimiento de calidad de las especificaciones.

Agregados: Requisitos de calidad, limpieza (E.A), granulometría, naturaleza mineral, dureza, absorción, caras trituradas, Índices de aplanamiento y alargamiento, solidez, adhesividad Riedel Weber.

Llenante Mineral: Naturaleza y contenido (llenante silíceo con emulsión catiónica) influye en la adhesividad, velocidad de rotura y características finales de la lechada. Se utiliza cenizas volantes, amianto, cal hidratada y cemento portland. Control de densidad aparente y Coeficiente de emulsibilidad.

Agua de Preenvuelta: El agua de las lechadas asfálticas provienen de: Humedad propia de los agregados, agua de la emulsión y el agua de adición como prehumectación de los agregados. Esta agua de preenvuelta ejerce un papel de lubricación, facilitando en la mezcla una correcta dispersión y recubrimiento de los agregados por la emulsión, la consistencia adecuada y controlando la rotura prematura.

Aditivos: Se utiliza cuando la emulsión no cumple el ensayo de mezcla con cemento para facilitar la envuelta de la emulsión y regular la velocidad de rotura al disminuir la tensión superficial y mejorar adhesividad agregado – emulsión.

4.4.1.4 Características, tipos y usos del Slurry Seal

La lechada asfáltica se aplica en un espesor de 3 a 9 mm (1/8 a 3/8 pulgadas). La máquina utilizada para la mezcla y la aplicación es una unidad independiente, de mezcla de flujo continuo (Figura 4.18). Ella alimenta con exactitud a la cámara de mezclado con cantidades predeterminadas de agregado, filler mineral, aditivos, agua y emulsión asfáltica.

La máquina de lechadas tiene una unidad de mezcla continua con elementos agitadores simples o dobles. La lechada asfáltica se descarga, desde la mezcladora, dentro de la caja distribuidora. La caja distribuidora está equipada con escobas de goma flexibles y tiene un ancho ajustable. Las cajas distribuidoras pueden estar equipadas con barrenos hidráulicos para distribuir el material uniformemente a lo ancho. Las cajas con barrenos son particularmente beneficiosas cuando se emplea una emulsión de rotura rápida (QS) o

cuando en el pavimento hay pendientes mayores del 8%. En la Figura 4.16 se muestra un tipo de unidad de mezcla de lechadas.

El agregado para lechadas debe ser limpio, anguloso, durable, bien graduado, y uniforme. De ser posible, debiera emplearse material de trituración en un 100%. Para un agregado individual o para una mezcla de agregados a ser empleados en una lechada, deberían cumplirse las siguientes condiciones:

Equivalente de arena (Sand equivalent), ASTM D 2419 (AASHTO T 176) = 45 como mínimo.

Durabilidad (soundness), ASTM C 88 (AASHTO T 104) = 15% como máximo (utilizando sulfato de sodio, Na_2SO_4), o 25% como máx. (utilizando sulfato de magnesio, MgSO_4)

Pérdida en el ensayo Los Angeles, ASTM C 131 (AASHTO T 96) Composición C ó D = 35% como máx.

Para lechadas asfálticas se emplean tres granulometrías de agregados (Tabla 4.1). La gradación Tipo I corresponde a una capa de sellado de poco espesor, que provee máxima penetración en las fisuras y buenas propiedades de sellado. La lechada asfáltica Tipo 1 también es un excelente pre-tratamiento para una capa de mezcla asfáltica en caliente o para un tratamiento superficial (chip seal). Tiene un buen comportamiento en áreas de baja densidad de tráfico, donde el principal objetivo es el sellado, tales como playas de estacionamiento, campos de aterrizaje de aviones livianos o banquetas.

El tipo II es la gradación para lechada más ampliamente utilizada. Las lechadas de granulometría Tipo II protegen el pavimento subyacente de la oxidación y del daño por humedad y mejoran la fricción superficial. Adicionalmente, las lechadas del Tipo II pueden corregir casos de desprendimiento severo. Se emplean en pavimentos con tráfico moderado.

La gradación Tipo III se emplea en correspondencia con aplicaciones voluminosas (8.2 – 13.6 kg/m³) y altos valores de fricción superficial. Las lechadas asfálticas Tipo III se emplean en carreteras de tráfico pesado.

Las emulsiones asfálticas utilizadas en las lechadas puedan ser SS-1 (RL-1), CSS-1 (CRL-1), SS-1h (RL 1h), QS-1h (RR QS-1h), CSS-1h (CRI-1h) ó CQS 1h (RR QS-1h). Para las emulsiones CQS-1h y QS-1h, no se exige el ensayo de mezcla con cemento. La emulsión adecuada para cualquier agregado de lechada asfáltica puede ser verificada mediante una mezcla de diseño.

A la mezcla de lechada pueden agregársele cantidades relativamente pequeñas de aditivas líquidos o en polvo. Dichos aditivos pueden usarse para mejorar las características de la mezcla, las características de rotura u otras propiedades que se ponen de manifiesto luego del curado. Estos materiales incluyen cemento Portland, cal y sulfato de aluminio en adición a algunas sustancias químicas orgánicas. La performance de cualquier aditivo debe evidenciarse en la mezcla de diseño. El agua utilizada en la lechada debe ser potable y compatible con la mezcla.

Un paso importante en la selección de los materiales adecuados y de una mezcla compatible, es realizar una mezcla de diseño en el laboratorio previamente a la aplicación. Los Boletines Técnicos de Diseño de la Asociación Internacional de Lechadas (*International slurry Surfacing Association's Design technical Bulletins*) contienen más información sobre diseño de mezclas. Una correcta combinación de materiales debería producir una lechada con una textura homogénea cremosa que fluirá suavemente como una onda por delante de la enrasadora. No debiera haber escurrimiento de la lechada.

Es esencial calibrar cada máquina de lechada con los mismos materiales del proyecto. La calibración debería respetar las proporciones de los materiales correspondientes al diseño de la mezcla. Pueden aceptarse informes sobre calibraciones previas con estos mismos materiales, si aquellos fueron realizados dentro del actual año calendario. Deberían realizarse aplicaciones de prueba como una verificación final de la consistencia y trabajabilidad de la lechada.

Es importante reparar todas las áreas de falla previamente a la aplicación de la lechada asfáltica. Selle las fisuras en la superficie del pavimento con un aceptable sellado de fisuras. Finalmente, la superficie debe ser limpiada de todos los materiales sueltos, manchas de aceite, vegetación y toda otra materia extraña. Cualquier método standard de limpieza será aceptable. Si se emplea agua, las fisuras deberán estar secas antes de la aplicación de la lechada asfáltica.

A menos que la superficie del pavimento este extremadamente “seca” y haya sufrido severos desprendimientos o se trate de un pavimento de hormigón o de ladrillo, en general no es necesario un riego de liga (*tack coat*) previamente a la aplicación de la lechada asfáltica. De ser necesario el riego de liga, éste debería consistir de una parte de asfalto emulsificado y de tres partes de agua. El distribuidor deberá ser capaz de aplicar uniformemente la dilución con un volumen unitario de 0.25 a 0.45 l/m² (0.05 a 0.10 galones /yarda²). El riego de liga debe curar antes de aplicarse la lechada asfáltica.

Cuando las condiciones locales lo requieran, la superficie será ligeramente humedecida con una muy fina aspersión de agua por delante de la caja distribuidora. La cantidad unitaria de aplicación de la fina aspersión debe ser ajustada durante el día para adaptarse a las condiciones reinantes. Para la aspersión con agua, la máquina de lechadas dispone de barras de riego. Debiera evitarse una excesiva aspersión que origina charcos delante de la caja distribuidora.

Durante la aplicación de la lechada asfáltica, no debería haber grumos, ni apelsonamientos ni haber material grueso sin mezclar en la caja distribuidora. En cada parte de la caja distribuidora debería haber suficiente material para lograr un cubrimiento completo. Debe evitarse sobrecargar la caja distribuidora. Estrías, como aquellas causadas por un agregado de tamaño excesivo, deben ser reparadas inmediatamente con una escoba de goma de mano.

Debe ponerse cuidado en evitar la excesiva acumulación de lechada asfáltica en las juntas longitudinales y transversales. En juntas longitudinales se permite un máximo traslape de 150 mm (6 pulgadas).

Las juntas transversales deben ser lo suficientemente suaves para permitir un confortable desplazamiento de los vehículos.

Para mejorar las juntas, corregir imperfecciones menores y colocar la lechada en áreas inaccesibles a la máquina, se emplean rastras y escobas manuales. El área a ser trabajada manualmente debería primero ser ligeramente humedecida con agua. Luego, la lechada asfáltica puede ser colocada e inmediatamente trabajada con las escobas de goma de mano. Debe ponerse cuidado en no dejar las áreas trabajadas a mano con una apariencia

desagradable. La aplicación manual de la lechada asfáltica debería limitarse a, y sólo debería realizarse en áreas imposibles de acceder con la máquina.

Rara vez es necesaria la compactación de una lechada asfáltica, El uso de un compactador neumático puede ayudar en proyectos de aeropuertos y playas de estacionamiento, donde el tráfico existente no alcanza a compactar suficientemente la lechada luego de su aplicación. Un compactador neumático de nueve ruedas, con un peso de entre 9 y 11 toneladas, con una presión de 350-425 kPa (50-60 libras por pulgada²), es adecuado, y en general son suficientes dos pasadas. Es importante compactar cuando el proceso de rotura de la lechada asfáltica está lo suficientemente avanzado para soportar el paso del compactador sin que haya material que quede adherido a las ruedas. Los compactadores de ruedas de acero no son adecuados para lechadas asfálticas. Estos compactadores tienden a apoyarse sobre las zonas altas del pavimento, dejando sin compactar las áreas bajas. Además, dejan marcas en la superficie y pueden triturar el agregado de mayor tamaño.

Las lechadas asfálticas no deberían colocarse cuando la temperatura del pavimento o del aire es inferior a 10°C (50°F) y está descendiendo; pero pueden ser aplicadas cuando las temperaturas del pavimento y del aire son superiores a 7°C (45°F) y en ascenso. Las lechadas asfálticas no deberían ser extendidas cuando exista la posibilidad de que el producto final hiele dentro de las 24 horas de ser colocado. Las lechadas asfálticas no deberían ser aplicadas en condiciones de niebla excesiva o en períodos de lluvia.

4.4.1.5 Clasificación del slurry seal (lechadas asfálticas)

Naturaleza de la emulsión (Catiónica o Aniónica)

Granulometría de los Áridos (LB1, LB2, LB3 Y LB4)

Tipo de rotura de la emulsión (rápido, media o lenta)

4.4.1.6 Otras aplicaciones de lechada asfáltica

Revestimiento de vías urbanas (microtextura rugosa y baja sonoridad).

Revestimiento antipolvo sobre superficies de pavimentos de hormigón en almacenes, estacionamientos y campos deportivos.

4.4.1.7 Variables que influyen en la dosificación y tipo de aditivo

Naturaleza del agregado

Temperatura ambiente y de la emulsión utilizada

Contenido de finos e influencia del cemento.

4.4.2 Malla de Acero (Mesh Track)

4.4.2.1 Definición

La malla de acero “Mesh Track” es un tejido de malla de alambre hexagonal, esta malla se encuentra reforzada transversalmente a intervalos regulares por plantillas de acero que están entrelazadas en la misma, además el alambre empleado se encuentra recubierto con Bezinal (Bekaert Zinc Aluminum, es una aleación eutéctica de 95% de zinc + 5% de aluminio (+ metal de Misch)), lo cual le garantiza mayor resistencia ante la corrosión.

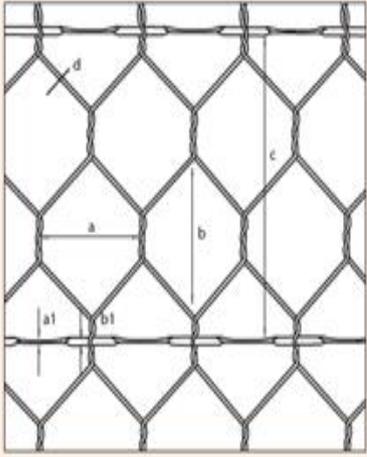
Esta malla de acero se utilizó como refuerzo para la rehabilitación de pavimentos de la Sociedad Minera Cerro Verde que se encontraba en mal estado, se planteó este sistema con la finalidad de extender su vida útil.

4.4.2.2 Medidas y Dimensiones

El tamaño nominal de la red será (80 ± 8) mm x (118 ± 14) mm y la distancia entre las líneas axiales de los alambres transversales de refuerzo es (245 ± 20) mm.

El ancho Standard de la malla de refuerzo es 200, 300, 330 y 400 ± 8 cm.

	Mesh Track Tipo MT1	Mesh Track Tipo MT2
Dimensiones del alambre:		
Alambre tejido (d)	2.45 mm	2.20 mm
Platina torsionada (b ₁ x a ₁)	7 mm x 3 mm	6.5 mm x 2 mm
Abertura de malla:		
Longitud (b) x ancho (a)	118 mm x 80 mm	118 mm x 80 mm
Espaciamiento de la platina torsionada:		
(c)	245 mm	245 mm
Recubrimiento Bezinál® (Zn-Al):		
Alambre tejido	min. 125 g/m ²	min. 125 g/m ²
Platina	min. 80 g/m ²	min. 80 g/m ²
Ancho estándar de rollo(*):	2 · 3 · 3.3 · 4 m	2 · 3 · 3.3 · 4 m
Longitud estándar de rollo:	50 m	50 m
Peso:	180 kg/m ²	153 kg/m ²



(a) Ancho de malla
(b) Abertura de malla
(c) Espaciamiento de la platina torsionada
(d) Alambre tejido
(a₁ / b₁) Platina torsionada

Figura 0.48: Medidas, dimensiones y propiedades físicas – Mesh Track

Fuente: Prodac – Perú

4.4.2.3 Propiedades Físicas del alambre

Ancho de malla

Abertura de malla

Espaciamiento de la platina torsionada

Alambre tejido

(a₁/b₁)Platina torsionada

4.4.2.4 Propiedades Mecánicas

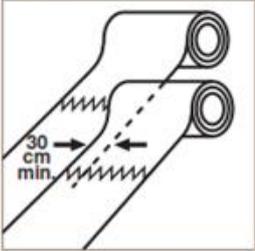
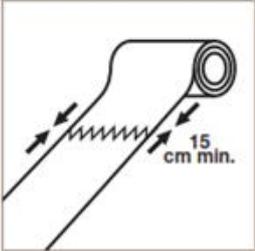
Propiedades	Mesh Track Tipo MT1	Mesh Track Tipo MT2	
Resistencia a la tracción: (2)			Traslape Longitudinal
Alambre tejido	min. 1800 N	min. 1450 N	
	min. 400 N/mm ²	min. 400 N/mm ²	
Platina torsionada	min. 12000 N	min. 7500 N	
	min. 600 N/mm ²	min. 600 N/mm ²	
Resistencia a la tracción de la malla: (3)			Traslape Transversal
Longitudinal	min. 40 kN/m	min. 32 kN/m	
Transversal	min. 50 kN/m	min. 32 kN/m	
Resistencia al corte o cizalle: (4)			
Alambre tejido			
Platina torsionada	min. 900 N	min. 725 N	
	min. 6000 N	min. 3750 N	
Resistencia al corte de la malla: (5)			
Longitudinal	min. 22 kN/m	min. 18 kN/m	
Transversal	min. 36 kN/m	min. 24 kN/m	
Módulo de Elasticidad: (6)	200 kN/mm ²	200 kN/mm ²	
Porcentaje de alargamiento: (7)	0.2%	0.2%	
Rigidez Axial EA por mm ancho: (8)			
En dirección longitudinal	min. 23600 N/mm	min. 19000 N/mm	
En dirección transversal	min. 29300 N/mm	min. 20400 N/mm	

Figura 0.49: Propiedades Mecánicas – Mesh Track

Fuente: Prodac – Perú

- (2) De conformidad con ISO 6892/1998, EN 10002
- (3) Valor calculado – ver descripción
- (4) De conformidad con la prueba ISO de doble corte
- (5) Valor calculado – ver descripción
- (6) De conformidad con ISO 6892/1998, EN 10002
- (7) De conformidad con ISO 6892/1998, EN 10002
- (8) Valor calculado – ver descripción

Valores Calculados

Resistencia a la tracción de la Malla

En dirección longitudinal:

Ancho de malla de 80 mm -> 25 alambres por metro

1: $25 \times \text{min. } 1800 \text{ N por alambre} = \text{min. } 45 \text{ kN/m}$, que es $> 40 \text{ kN/m}$

En dirección transversal:

Largo de malla de 118 mm -> 12.75 alambres por metro

Distancia entre las platinas es de 245 mm -> 4.10 platinas por metro

Solo teniendo en cuenta la contribución de la platina: $4.10 \times \text{min. } 12000 \text{ N por platina} = \text{min. } 50 \text{ kN/m}$

Resistencia al corte de la malla

En dirección longitudinal:

Ancho de malla de 80 mm -> 25 alambres por metro

1: $25 \times \text{min. } 900 \text{ N por alambre} = \text{min. } 22.5 \text{ kN/m}$

En dirección transversal:

Longitud de malla de 118 mm -> 12.75 alambres por metro

Distancia entre las platinas es de 245 mm -> 4.10 platinas por metro

1: $4.10 \times \text{min. } 6000 \text{ N por platina} + 12.75 \times \text{min. } 900 \text{ N por alambre} = \text{min. } 36 \text{ kN/m}$

Rigidez Axial EA por mm ancho

En dirección longitudinal:

Ancho de malla de 80 mm -> 25 alambres por metro

$E = 200 \text{ kN/mm}^2$

Diámetro de alambre de 2.45 mm -> sección = 4.7 mm^2

E.A por alambre = 942870 N

E.A por mm ancho = $942870 \times 25 / 1000 = 23600 \text{ N/mm}$

En dirección transversal:

Longitud de malla 118 mm -> 12.75 alambres por metro

Distancia entre platinas es 245 mm -> 4.10 platinas por metro

$E = 200 \text{ kN/mm}^2$

Diámetro de alambre de 2.45 mm -> sección = 4.7 mm^2

Dimensión de platina: 7 mm x 3 mm -> sección = 21 mm^2

E.A por alambre = 942870 N

E.A por platina = 4200000 N

E.A por mm ancho = $12.75 \times 943 + 4.1 \times 4200 = 29300 \text{ N/mm}$

4.4.2.5 Tipos de Mallas Mesh Track

a. Mesh Track 1 + slurry seal - MT1:

Modelo pesado.

Malla sólida para refuerzo de pavimentos pesados.

Diseñada para:

Recrecidos flexibles sobre pavimentos de hormigón.

Problemas de deformación.

b. Mesh Track 2 + slurry seal - MT2:

Modelo ligero.

Malla de refuerzo flexible y fácil de manejar.

Diseñada para carreteras asfálticas fisuradas.

4.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA MESH TRACK

La clave para el buen rendimiento del sistema Mesh Track es una cuidadosa instalación. El procedimiento comprende las etapas descritas a continuación.

4.5.1 Reparaciones Previas

Primero, la superficie del pavimento debe ser preparada para la instalación. En este paso, las grietas y juntas existentes son tratadas preparándolas para un recubrimiento (rellenando grietas o juntas que sean mayores a 10 mm. con un material compresible y luego cubierto con una tira de material adherente). Si la caída de la superficie es superior a 10 mm., puede requerirse una capa de enrase para nivelarla. El tratamiento del pavimento existente puede también involucrar agrietamiento y apisonamiento en el caso de pavimentos de concreto vibrado, ruptura y apisonamiento en el caso de concreto reforzado con juntas, o fresado de un pavimento HMA existente. Se reportó que romper y apisonar las losas de concreto, antes de aplicar la capa de recubrimiento y la intercapa, puede contribuir significativamente a la efectividad del refuerzo de acero para retardar la reflexión de grietas.



Figura 0.50: Levantamiento de fallas

Fuente: Prodac – Perú



Figura 0.51: Levantamiento de fallas

Fuente: Prodac – Perú

Realice los bacheos pertinentes.

Rellenar los hundimientos con una capa niveladora de asfalto en caliente, compactar bien.

No se aceptaran zonas con deformaciones superiores a 1 cm. Ni juntas, grietas ó fisuras con separaciones vacías mayores a 1.5 cm. de abertura, el objetivo de esta recomendación es con el fin de mantener la malla metálica siempre en contacto con la superficie del pavimento y no se encuentre suspendida (en el aire), ya que esto disminuiría la eficiencia en el retardo de la aparición de las fisuras.

Las juntas, fisuras y grietas menores a 1.5 cm se limpiaran con la ayuda de aire comprimido u otro medio que garantice la limpieza de la abertura, libre de polvo, partículas sueltas; la cual será sellada al ser repasado el Slurry Seal ó lechada asfáltica.

Una vez finalizadas las reparaciones previas detalladas en el punto anterior, se deberá limpiar prolijamente la superficie del pavimento existente mediante agua a presión, soplador, escobas mecánicas, escobillas, detergentes u otros medios que garanticen la limpieza de la superficie del pavimento a ser rehabilitado.

Cualquiera sea la metodología de limpieza utilizada, se deberá asegurar la eliminación completa del polvo, partículas sueltas, aceites, grasas, pinturas o cualquier tipo de

impureza que pueda afectar el proceso de adherencia del Slurry Seal ó la lechada asfáltica, afectando la instalación del sistema de refuerzo.

4.5.2 Instalación De La Malla De Acero

El Segundo paso es la instalación del refuerzo de acero. Este paso implica desenrollar el producto de intercapas, así como cualquier paso de fijación que se requiera después de la instalación. Debido a la memoria de una malla de acero enrollada, se sugiere desenrollarla desde el extremo superior del rollo (con la curvatura de la malla hacia abajo). Puede usarse un compactador neumático sobre la intercapa para aplanar la malla con la superficie existente. La malla de refuerzo puede entonces ser fijada fácilmente con clavos. Los clavos de acero se usan para enganchar solo la malla de alambre (ni la doble torsión ni las barras de refuerzo de la malla deben ser fijadas). La longitud del traslape al final del rollo es de aproximadamente 150 mm. o la longitud de una abertura. Luego se colocan clavos adicionales para asegurar la rejilla al pavimento. Además, para evitar pliegues o arrugas durante la instalación de la intercapa, es recomendable estirar la malla de alambre o someterla previamente a tensión. Esta técnica, que se usó originalmente a principios de la década de los 60, fue empleada con mucho éxito en un proyecto en Atlanta, GA (2002) pues ayuda a reducir el patrón de clavos y acelera el proceso de construcción. Adicionalmente a estos requerimientos, se puede someter la capa intermedia de malla con Slurry Seal al tráfico, a una velocidad máxima de 40 km/hr.

Desplegado de la malla de Acero

Desenrollar la malla de la parte superior del rollo, tal como se muestra en la foto 3 (siempre de esta forma) con esto garantizamos que la habrá un mejor contacto con el pavimento a rehabilitar.



Figura 0.52: Equipo desenrollador de malla

Fuente: Prodac-Peru

A.1. Posición de la malla:

Mantener un mínimo de solapamiento ó traslape longitudinal de 30 cm.

Mantener un mínimo solapamiento ó traslape de una abertura en la dirección longitudinal de 15 cm aproximadamente (menos de esto no está recomendado).

Evitar la superposición transversal de las platinas torsionadas de refuerzo.



Traslape longitudinal



Traslape transversal

Figura 0.53: Traslape longitudinal y trasnversal

Fuente: Prodac – Perú

Cada tipo de unión se realizará considerando el sentido de avance del camión colocador del Slurry Seal ó lechada asfáltica, previamente acordado, de modo que el rollo que se encuentra en el sentido de avance de este equipo quede por encima del siguiente. De esta manera se evita que la malla quede atrapada en la máquina.

Aplanar la malla con un rodillo neumático cuantas veces sea necesario, esto ayudará a que la memoria del acero se pierda y queda la malla completamente plana y al ras de la superficie del pavimento.



Figura 0.54: Aplanado de la Malla Metálica

Fuente: Prodac – Perú

Fijar la primera platina torsionada de la malla al pavimento, usando clavos auto perforantes y clips de gancho

Figura 0.55: Fijación de malla usando la platina torsionada

Fuente

A.2 F

Corte

Forma



rva. (A)

ión de la



Recortar el solapamiento.(B)

Fijar con clavos auto perforantes y clips de gancho (C).

Tener cuidado de que todas las puntas de los alambres deberán ser dobladas ó enderezadas con la finalidad que ninguna quede orientada hacia arriba.

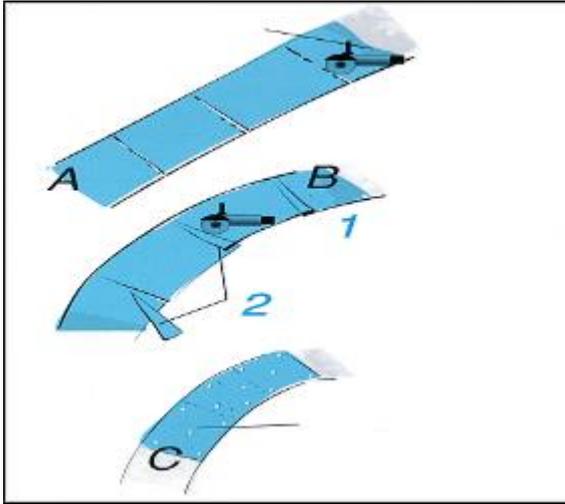


Figura 0.56: Grafico en caso de una curva

Fuente: Prodac-Peru

No debe permitirse el tránsito de vehículos sobre las mallas, mientras las mallas no hayan sido recubiertas. Los vehículos que formen parte de las operaciones en la obra deberán tener cuidado de no frenar, acelerar o voltear abruptamente sobre estos productos para evitar romper o dañar la intercapa.

4.5.3 Colocación del Slurry Seal

El tercer paso es la aplicación de la capa intermedia opcional (slurry seal). Cuando se emplea slurry seal, la impresión de la malla debe ser clara; de lo contrario, puede generarse una exudación bituminosa si se aplica una capa muy gruesa. Por lo general, se recomienda una tasa de aplicación de 17kg/m². Además de disminuir significativamente el uso de clavos, el slurry seal ofrece muchas ventajas, como evitar que el agua penetre a la capa inferior, mejorar la adherencia entre la capa intermedia y el pavimento existente, facilitar la colocación de la capa superior como capa intermedia absorbente de deformaciones.

La aplicación del slurry seal es para obtener una buena adhesión a la capa subyacente. La dosificación es bastante alta: por lo general 1.1 a 1.4 kg/m². La capa de recubrimiento deberá tener un espesor mínimo de 3cm para geotextiles y de 4 cm para geomallas y mallas de refuerzo de acero.



Figura 0.57: La aplicación del Slurry Seal es para obtener una buena adhesión a la capa subyacente

Fuente: Prodac-Peru

Fijación de la malla de acero a la superficie del pavimento con el Slurry Seal:

La malla de acero se fija a la superficie del pavimento mediante el sello del Slurry Seal ó una lechada asfáltica con la siguiente composición (o similar):

88 % Arena - clasificación 0/5 - 0/6 similar ó próxima.

<i>Tamaño del tamiz</i>	<i>% pasante (por peso)</i>
<i>6.3 mm</i>	<i>100</i>
<i>5 mm</i>	<i>85-100</i>
<i>4 mm</i>	<i>55-85</i>
<i>2 mm</i>	<i>30-60</i>
<i>1 mm</i>	<i>20-45</i>
<i>0.08mm</i>	<i>4-14</i>

1 a 1.5 % Filer (Cemento Portland)

12 % Emulsión modificada Bituminosa

Dónde:

64% Asfalto.

32% agua

4% polímeros (ejemplo: SBS / SBR / Latex / ETC), se recomienda un mínimo de 3%.

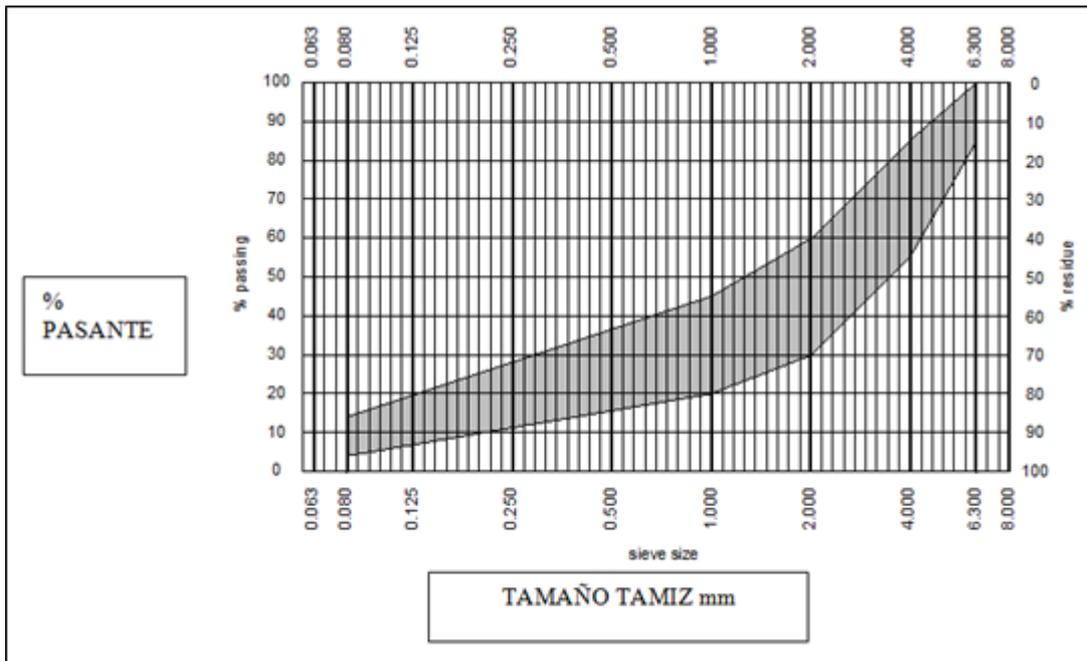


Figura 0.58: Banda granulométrica del Slurry Seal

Fuente: Prodac – Perú

El equipo mezclador móvil de tipo continuo para la preparación y aplicación del Slurry Seal deberá tener de preferencia un sistema computarizado para la alimentación de los diferentes materiales, con la finalidad de que la mezcla sea homogénea.

La caja esparcidora deberá tener como mínimo 1,5 m de ancho y deberá estar acondicionada en la parte delantera de modo de evitar que se produzca enganche, arrastre o deterioro de la malla. Es imprescindible que cuente con la banda de jebe al final de la esparcidora para homogenizar el espesor de la mezcla.

Tener en cuenta que el patrón de la malla debe verse tras el endurecimiento, fragua o rompimiento del Slurry Seal.

La dosificación será: de 17 a 24 kg/m², según sea el daño del pavimento existente (existencias de grietas, fisuras, juntas) esto es más o menos entre 0.9 cm a 1 cm de espesor.

Se deberá aplicar el Slurry Seal en longitudes tales que puedan ser cubiertas al menor tiempo posible (una o dos horas luego de aplicado el Mortero Asfáltico) por la carpeta asfáltica, lo cual deberá ser considerado en el programa de trabajo. Es recomendable realizar la pavimentación el mismo día de la puesta del Slurry Seal, para evitar la contaminación de la superficie. No se podrá aplicar la carpeta asfáltica sobre superficies contaminadas, de ser este el caso, se aplicará un riego de liga antes de la colocación de la carpeta asfáltica.

Limitaciones Meteorológicas:

No deberá colocarse el Slurry Seal ni el Riego de Liga cuando el tiempo esté lluvioso. Estas aplicaciones se efectuarán solo cuando la temperatura ambiente sea de por lo menos 10 °C y la temperatura del pavimento no sea inferior a los 10°C. Cuando se utilicen emulsiones asfálticas en zonas frías se deberá tener especial cuidado en que las condiciones climáticas sean adecuadas para permitir el tiempo de quiebre de las emulsiones, antes que se produzca el congelamiento.

Equipo de compactación

Se deberán utilizar rodillo autopropulsado de neumático. El equipo de compactación será aprobado por el inspector o supervisor de obra, según corresponda a la vista de los resultados obtenidos en la fase de experimentación, para vías de primer orden los rodillos lisos se restringen al denominado tipo tándem, no permitiéndose el uso de los que poseen dos llantas traseras neumáticas. Para otros tipos de vías se aconseja el uso de equipos tándem, mas no se restringe exclusivamente a este.

Equipo accesorio

Estará constituido por elementos para limpieza, preferiblemente barredora o sopladora mecánica. Así mismo se requieren herramientas menores para efectuar correcciones localizadas durante la extensión de la mezcla.



Figura 0.59: Equipo para la extensión de mezcla

Fuente: Prodac – Perú



Figura 0.60: Equipo para colocación de Slurry

Fuente: Prodac – Perú

4.5.4 Asfaltado

El cuarto paso es la instalación de la capa superior o capa de recubrimiento de HMA. Todos los pasos antes mencionados determinan cuan exitosa será la operación de

pavimentación. Los principales problemas que se encuentran durante la aplicación de la capa superior son el curvado de la intercapa y la pobre densidad de la capa compactada. La mayoría de estos problemas puede evitarse asegurando una buena fijación y protección de la intercapa. Por lo general, cuando se usa refuerzos de acero, se recomienda un espesor mínimo de la capa de recubrimiento de 62 mm, incluyendo el espesor del slurry seal, si fuera aplicable.

Después de la curación del Slurry Seal ó la lechada Asfáltica, el proceso de instalación de la carpeta de asfalto podrá realizarse.

Se recomienda realizar la pavimentación asfáltica el mismo día de la aplicación del Slurry Seal, esto con la finalidad de evitar la contaminación de la superficie de la capa del mortero asfáltico.

El espesor de la capa de Asfalto será de conformidad al que indica el diseño del pavimento y no será inferior a los 5 cm medidos después de su compactación.

Las juntas de la carpeta de asfalto, no deberán coincidir con las juntas de la malla de acero y de la capa del Slurry Seal.

Tener en cuenta la temperatura del asfalto debe ser superior a 120°C



Figura 0.61: Colocación de la carpeta de Concreto Asfáltico

Fuente: Prodac – Perú

La aplicación de las pautas anteriores para la instalación de refuerzos de acero debe garantizar la exitosa instalación de la intercapa. Esto ha sido validado mediante mediciones

realizadas con radares GPR y muestras de perforación extraídas del Virginia Smart Road. El estudio del sistema acoplado al suelo, si bien es afectado por el fenómeno común de reverberación originado por la naturaleza del acero de la malla indicaba una malla nivelada con algunas distorsiones menores. En este gráfico, las escalas horizontal y vertical indican la distancia y el tiempo, mientras que el código de color representa la amplitud de la señal reflejada.

4.6 ESTUDIO COMPARATIVO DE INTERCAPAS ANTIFISURAS

Hoy en día se realizan cada vez más obras viales destinadas a rehabilitar la red de carreteras ya existente.

Reparar superficies de pavimentos fisurados aplicando simplemente una capa adicional de asfalto es rara vez una solución duradera. Las grietas y quebraduras en el pavimento antiguo son, en efecto, puntos débiles que facilitan el inicio de nuevas grietas que, posteriormente, se propagarán a la superficie del pavimento como resultado de los efectos combinados de tensiones térmicas y carga de tráfico. Ello quiere decir que las deficiencias en el pavimento antiguo de alguna manera se reflejan en la superficie; de ahí el término de “agrietamiento por reflexión”.



Figura 0.62: Agrietamiento por reflexión

Fuente: Prodac - Perú

Para prolongar la vida útil de las estructuras viales, existen en el mercado sistemas de interfaz conocidos como intercapas “antifisuras”. Estas pueden aplicarse y fijarse a superficies fisuradas, después de haber realizado reparaciones previas, para luego ser recubiertas con asfalto.

4.6.1 Tipos de Refuerzos

Membranas Sami

Las intercapas de membranas para absorción de tensiones (Stress- Absorbing Membrane Interlayers-SAMI) están conformadas por una capa gruesa de material aglutinante (de preferencia modificado con polímero). Esta capa se riega, por lo general, con gravilla fina, la cual es apisonada en el aglutinante con un rodillo compactador.



Figura 0.63: Membrana Sami con Gravilla

Fuente: Prodac – Perú

Geotextiles no tejidos

Se trata de materiales geotextiles no tejidos fabricados con polipropileno o poliéster, con un espesor máximo de unos cuantos milímetros. Para tener un adecuado desempeño, el geotextil debe ser abundantemente saturado con aglutinante. Por lo tanto, antes de instalar el geotextil, la superficie del pavimento existente se riega con una capa gruesa de aglutinante (de preferencia modificado con polímero). Esto sirve también como capa ligante que adhiere el material geotextil a la subrasante y a la capa de recubrimiento.

Algunos geotextiles no tejidos son fabricados en la obra, utilizando para ello una máquina especial que riega el aglutinante y va aplicando simultáneamente hilos sobre éste, siguiendo un patrón de entretejido.



Figura 0.64: Aplicación de geotextil no tejido sobre el aglutinante previamente regado

Fuente: Prodac – Perú

Geotextiles Tejidos

Estas intercapas están hechas de fibras de poliéster o de vidrio, y se adhieren a la superficie del pavimento existente con una emulsión.



Figura 0.65: Geotextil tejido

Fuente: Prodac – Perú

Geomallas

Estas mallas regulares de fibras interconectadas están hechas de polipropileno, poliéster o fibra de vidrio, y se adhieren a la subrasante con una emulsión. Algunas mallas son autoadhesivas.



Figura 0.66: Geomalla de polipropileno

Fuente: Prodac - Perú

Malla de refuerzo de acero

Se trata de estructuras de alambre de acero galvanizado reforzadas a intervalos regulares con filamentos transversales de alambre de acero torsionados. Las mallas se colocan impregnándolas en una lechada bituminosa, clavándolas luego a la subrasante para fijarlas.



Figura 0.67: Malla de Acero de Refuerzo

4.6.2 Funciones del Refuerzo según tipo

La función de una intercapa varía ampliamente dependiendo del tipo de producto de interfaz. Las membranas SAMI y los geotextiles no tejidos son capaces de resistir las deformaciones severas que ocurren en las grietas. A diferencia del recubrimiento con asfalto, que se vuelve quebradizo y se cuartea sobre todo a bajas temperaturas, estos materiales forman una capa flexible y elástica. Los geotextiles no tejidos se caracterizan, por lo tanto, por sus altos valores de alargamiento a la ruptura, excediendo normalmente el 35%. Además, estos sistemas son impermeabilizantes, lo cual ayuda a prevenir filtraciones y el consecuente deterioro de las capas subyacentes.

Las geomallas y las mallas de refuerzo de acero cumplen una función de reforzamiento. Reducen las deformaciones en la capa de recubrimiento de asfalto sobre las grietas en las superficies subyacentes, retardando así la reflexión de dichas grietas.

El efecto de refuerzo que tienen depende de la naturaleza del material del que están compuestos y de la cantidad de material usado en la malla o enmallado. Dicha cantidad constituye una función de la malla y de las dimensiones de las fibras, sin dejar de lado los posibles revestimientos. Así, por ejemplo, una geomalla de polipropileno puede ofrecer el mismo refuerzo que una de fibra de vidrio, a pesar de las características tan disímiles de los materiales que las componen.

El efecto de refuerzo, o la falta del mismo, también depende de la estación. Dada la mayor flexibilidad de las superficies de asfalto en verano y su mayor rigidez en invierno, es posible que un sistema de interfaz determinado tenga una función de reforzamiento en verano pero no en invierno.

4.6.3 Ensayos en Laboratorio comparativos entre intercapas antifisuras

El Centro de Investigación Vial de Bélgica (Belgian Road Research Centre, BRRC) ha desarrollado un dispositivo de ensayo para evaluar la efectividad de las intercapas antifisuras, en particular cuando se usan en losas de concreto sujetas a expansión y contracción térmica. El gráfico mostrado a continuación representa el desarrollo de la longitud de grietas observado en una capa de recubrimiento bituminoso durante la realización de ensayos con diversos sistemas de interfaz.

BRRC también califica los productos de interfaz mediante pruebas de tracción.



Figura 0.68: Prueba de Agrietamiento Térmico en Intercapa antifisuras, realizada por BRRC

Fuente: Prodac - Perú

Cuando estas pruebas se realizan independientemente en cada producto, se puede determinar, entre otras características, su resistencia a la tracción y alargamiento a la ruptura, lo cual permitirá definir sus funciones con mayor precisión.

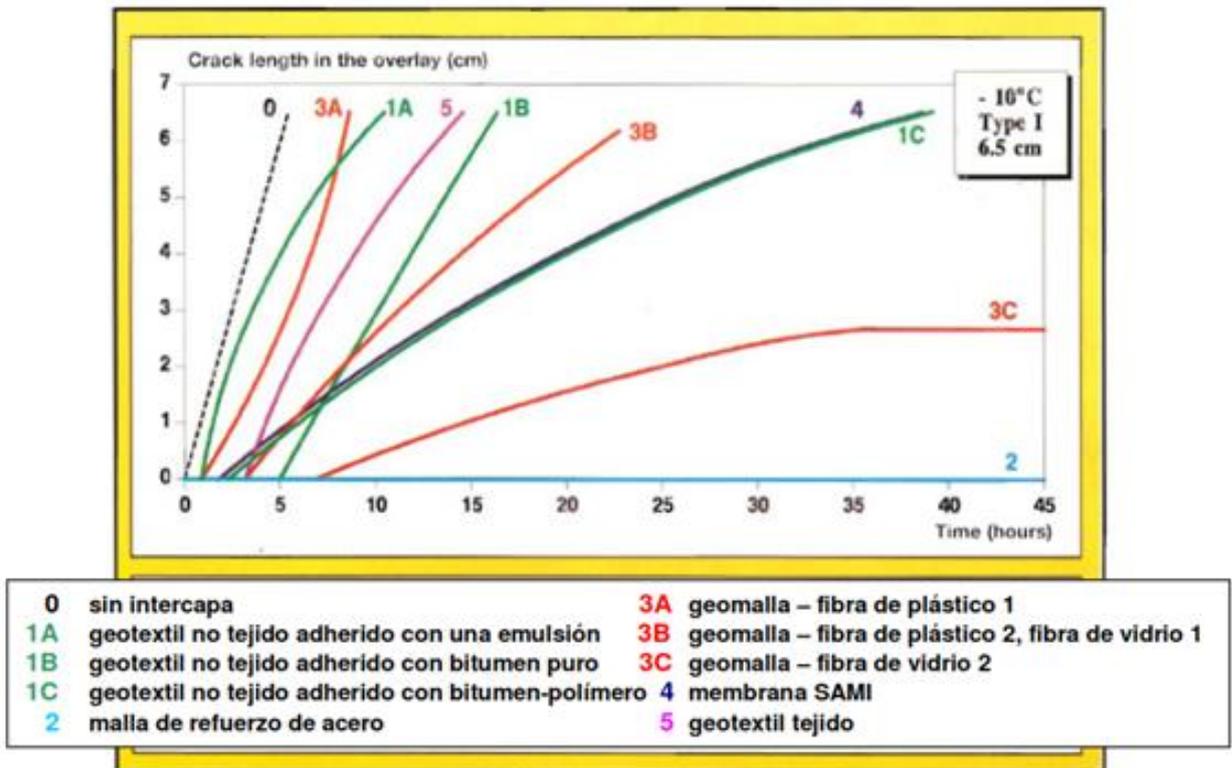


Figura 0.69: Resultados de las pruebas de agrietamiento térmico con diversos tipos de intercapas

Fuente: Prodac – Perú

Otra prueba de tracción realizada en especímenes fabricados en laboratorio permite verificar la resistencia de la adhesión de un producto de interfaz a la superficie subyacente y a la capa de recubrimiento.



Figura 0.70: Producto de interfaz en una prueba de tracción

Fuente: Prodac - Perú

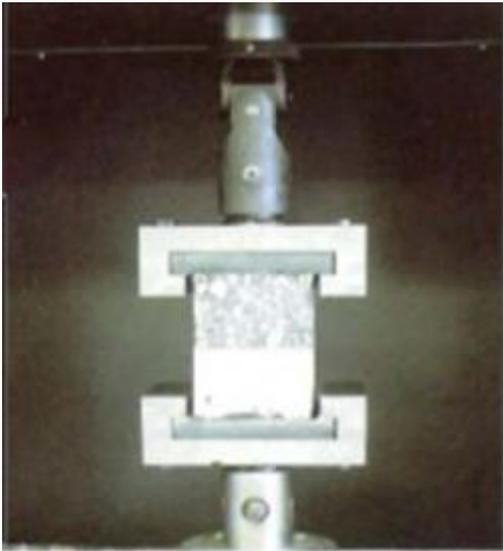


Figura 0.71: Espécimen fabricado en laboratorio durante una prueba de tracción

Fuente: Prodac - Perú

Tabla 0.4: Funciones de las Intercapas antifisuras con relación al tipo de producto de interfaz

Funciones de las intercapas antifisuras con relación al tipo de producto de interfaz						
Características	Geotextiles no tejidos		Geomallas			Mallas de refuerzo de acero
	Polipropileno	Poliéster	Polipropileno	Poliéster	Fibra de vidrio	Acero
Resistencia al calor	- (1)	+	-(1)	+	+	+
Alargamiento a la ruptura	++ (2)	++ (2)	-/+	-/+	-	+ / ++ (2)(3)
Resistencia a tracción	-	-	+	+	+ / ++ (4)	++ (4)
Refuerzo	-	-	- / + (5)	- / + (5)	+ / ++ (6)	++ (6)

(1) - : no aconsejable usar bajo mezclas que requieran colocarse a más de 160° C.
 (2) ++ : capaz de resistir deformaciones severas en grietas, actuando como capas flexibles.
 (3) Por el diseño de la malla, no por las propiedades intrínsecas del acero.
 (4) Depende del producto: entramado; dimensiones de las fibras, consideración de los revestimientos (si los hubiera).
 (5) - / + : no ofrece refuerzo en temperaturas de invierno; ofrece refuerzo en temperaturas de verano; depende de la velocidad del tráfico en temperaturas intermedias.
 (6) + y ++ : reducen deformaciones en recubrimientos aplicados sobre grietas, cumpliendo una función de refuerzo.

Fuente: Prodac - Perú

4.7 ÁMBITO DE APLICACIÓN

El Sistema BITUFOR fue usado para rehabilitar los pavimentos de asfalto y de concreto:

Superposición de pavimentos de concreto con capas asfálticas;

Medidas preventivas para evitar la formación de grietas en los pavimentos de asfalto;

Pavimentos de asfalto en tierras cenagosas (subsuelo con escasa capacidad portante);

Pavimentos de asfalto en tramos en pendiente;

Medidas preventivas para evitar la formación de fisuras en los pavimentos de asfalto como consecuencia de los daños causados por las heladas y ensanches de pavimentos;

Refuerzo de la estructura superior de pavimentos subdimensionados.

En 1992, se llevó a cabo en Holanda un análisis comparativo del modo de acción de diversos sistemas de intercapas, teniendo en cuenta los ámbitos de aplicación señalados.

En el Tabla 4.3 se resume el resultado.

Tabla 0.5: Análisis comparativo del modo de acción de diversos sistemas de intercapas

Ámbito de aplicación	Malla de acero	Rejilla plástica	Revestimiento asfáltico	Malla metálica	Geotextil	Capa SAMI	Fibras
Fisuras por reflexión	++	++	+	+	++	++	++
tensión de flexión							
tensión de cizallamiento	++	+	-	-	-	-	+
Ensanche	++	++	-	+	-	-	-
Fisuras longitudinales							
inclusión de bordes	++	++	-	+	-	-	-
fatiga	++	++	+	+	+	+	++
Fisuras transversales	++	++	+	+	+	+	+
Grietas primarias	++	+	++	-	-	-	-
secundarias	+	-	+	-	-	-	-
Planitud longitudinal	+	-	+	-	-	-	-
Capacidad portante	++	+	++	-	-	-	+

Evaluación: ++ buena solución + posible solución - ninguna solución

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

En comparación con otros sistemas, el Sistema BITUFOR con malla de acero es evaluado de la siguiente manera:

En vista de su rigidez y resistencia a la tracción, el Sistema BITUFOR ofrece una mejor solución para evitar fisuramiento por reflexión debido a la tensión de cizallamiento (en el caso de ensanche de pavimentos y movimientos verticales de la placa de concreto en la zona de las juntas);

el Sistema BITUFOR ofrece una mejor solución para evitar la aparición de fisuras por efecto del esfuerzo de flexión, inclusión de bordes y fatiga;

el sistema proporciona alta rigidez al asfalto reforzado, evitándose así la formación primaria de grietas, así como desigualdades longitudinales.

En el año 1994, el Belgian Road Research Centre (BRRC) evaluó 10 medidas constructivas en las que se empleó el Sistema BITFOR. El sistema se ha utilizado ya en los siguientes países, Bélgica, Holanda, Luxemburgo, Gran Bretaña (sic.), Irlanda, Dinamarca, Noruega, Francia, España, Portugal Italia, Chequia, Polonia, Hungría, Bosnia, Turquía y Japón.

4.8 ANÁLISIS DE LA EFECTIVIDAD DEL REFUERZO DE ACERO PARA RETARDAR REFLEXIÓN DE GRIETAS

Si bien el desempeño en campo es el único indicador real para saber si el refuerzo de acero es efectivo para retardar la reflexión de grietas, las técnicas analíticas pueden ayudar a predecir el desempeño en campo, permitiendo una mejor planificación y uso de los fondos disponibles. En este estudio, se usaron técnicas de elementos finitos (FE) tridimensionales con el fin de validar la efectividad del refuerzo de acero para retardar la reflexión de grietas. Este análisis consideró tanto la fase de inicio como la fase de propagación de grietas. Las siguientes secciones resumen el marco general de esta investigación; sin embargo, se han incluido más detalles sobre la investigación teórica en otras secciones.

4.8.1 Antecedentes

Omitiendo la etapa final de fallas, la reflexión de una grieta hacia la superficie se divide en dos fases diferentes: inicio de grieta y propagación de grieta. Asumiendo que la inestabilidad global se alcanza cuando el frente de la grieta mide 12.7mm desde la superficie del pavimento, el número total de ciclos antes de que una grieta se refleje en la superficie se define de la siguiente manera:

$$N_{total} = N_{inicio} + N_{propagación} \quad (1)$$

N_{total} es el número total de ciclos antes de que la grieta alcance 12.7mm desde la superficie de la capa de recubrimiento; N_{inicio} es el número de ciclos para el inicio de una grieta en la parte inferior de la capa de recubrimiento; y $N_{propagación}$ es el número de ciclos para que la grieta se propague desde la parte inferior de la capa de recubrimiento hasta una dimensión de 12.7mm, tomada desde la superficie de la capa de recubrimiento.

Luego de colocar la capa de recubrimiento, la grieta continúa desplazándose como resultado del tráfico y de las presiones térmicas hasta que irrumpe en la parte inferior de la capa de revestimiento. El número de ciclos de una carga específica que puede soportar un pavimento antes de agrietarse puede estar relacionado con la tensión crítica que usa una ley de fatiga.

En el caso de una grieta reflejada inducida por una carga de Modalidad II, el número de ciclos para el inicio de una grieta puede determinarse de la siguiente manera:

$$N_{inicio} = 4.856 \times 10^{-14} \epsilon_{zx}^{-4.76} \quad (2)$$

N_{inicio} es el número de ciclos antes del inicio de la grieta, y ϵ_{zx} es la tensión al corte 10mm sobre la grieta existente. El uso de esta ecuación requiere el cálculo de la máxima tensión al corte 10mm sobre el punto de inicio de la grieta. Cuando se considera la reflexión de grietas, la vida útil del pavimento con relación al inicio de una grieta puede ser más corta que con tensiones regulares (como el agrietamiento por fatiga) debido a que la grieta ya está bien establecida en el pavimento existente. Una descripción de la fase de propagación de grietas en pavimentos flexibles puede basarse en la ley empírica de Paris-Erdogan:

$$\frac{dc}{dN_{propagación}} = A(\Delta K)^n \quad (3)$$

c es la longitud de la grieta; $N_{propagación}$ es el número de ciclos de carga; A y n son los parámetros de fractura del material, y ΔK es la amplitud del factor de intensidad de tensión. El uso de esta ecuación empírica es aceptado generalmente entre los investigadores de pavimentos para describir la tasa de crecimiento de la grieta en la capa de recubrimiento de HMA, asumiendo un continuo crecimiento de la grieta en HMA y dado la pequeña dimensión de la zona plástica desarrollada con respecto a la dimensión del problema. Ya que el factor de intensidad de tensión es una medida del entorno de tensión y deformación alrededor del punto de inicio de una grieta (un factor de intensidad mayor indica una tasa más rápida de propagación), la tasa de propagación de una grieta por ciclo (dc/dN) depende de la amplitud del factor de intensidad de tensión durante el ciclo (ΔK).

4.8.2 Formulación del Modelos Tridimensionales

Se desarrollaron varios modelos FE tridimensionales para simular una variedad de sistemas de cuatro capas que se encuentran regularmente en las típicas aplicaciones de capas de recubrimiento de pavimentos flexibles. En este diseño factorial parcial, se consideraron siete variables diferentes: módulo y espesor de la capa de recubrimiento, modulo y espesor de la capa existente de HMA, módulo y espesor de la capa de base, y módulo del subgrado. Se analizaron un total de 432 diseños de pavimentos diferentes. Las estructuras simuladas de pavimentos están formadas por una capa existente de HMA con grietas, una capa base, sobre un subgrado. Se aplica una capa de recubrimiento de HMA con espesor variable sobre la capa HMA agrietada.

Para investigar las fases de inicio y propagación de las grietas, se desarrollaron modelos tridimensionales (3D) para diferentes ubicaciones de grietas. Se indujo una grieta 3D en la capa existente HMA, como se puede apreciar en el figura 4.4. Se consideró una singularidad de raíz cuadrada ($r^{1/2}$). Este tipo de singularidad es adecuado para problemas elásticos lineales.

El refuerzo de acero fue simulado como una capa no homogénea con aberturas. Las geometrías de las aberturas fueron simuladas con precisión. Se usaron elementos de viga tridimensionales (B31 y B32) para simular la malla metálica con muestras representativas

circulares para el tipo de malla considerado, como se puede apreciar en el figura 4.44. La exacta geometría de las muestras representativas fue simulada asumiendo la continuidad de los nudos entre los diferentes segmentos de la intercapa. Ya que no se realizó ninguna aproximación en la simulación de la malla de acero, se le asignó a todas las vigas una rigidez de acero regular ($E = 200\text{kN/mm}^2$).

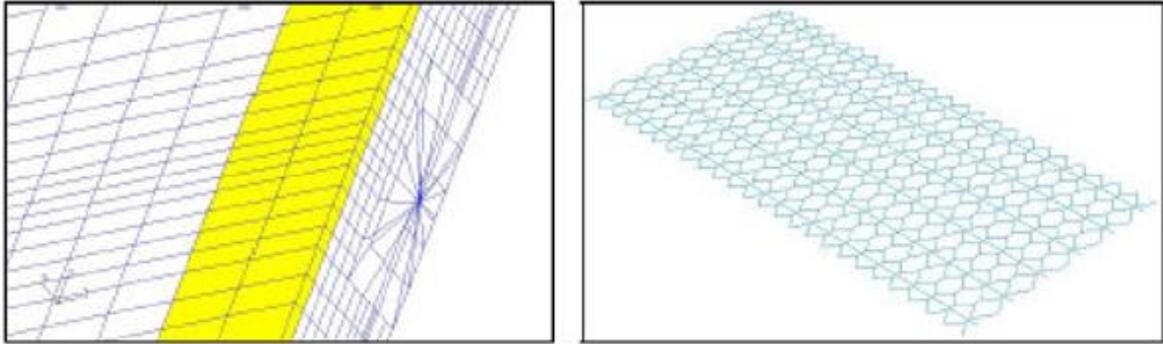


Figura 0.72: Presentación General del Modelo FE

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

4.8.3 Modelos de Diseño

Para cada diseño de pavimento investigado en este estudio, se calculó el número de ciclos de inicio y propagación de grietas, tal como se define en las ecuaciones (2) y (3), de los cuales se determinó el número total de ciclos de inicio y propagación de una grieta hacia la superficie del pavimento en base a la ecuación (1). Basados en todos los resultados analíticos, se desarrollaron luego dos modelos de regresión para predecir el número de ciclos como una función de las variables importantes para los casos de pavimentos reforzados y no reforzados. El número total de ciclos, que varía en varios órdenes de magnitud, genera con frecuencia una excesiva acumulación de componentes de error y un exceso en los cálculos. Para evitar estos problemas, la elaboración del modelo se realizó en el dominio de logaritmos. Con el propósito de ajustar el número de ciclos a la diferencia entre las condiciones teórica y de campo (e.g. distribución de carga en el área de tránsito, estado de tensiones, y períodos de descanso), se usó un factor de cambio nueve en todos los cálculos. Se desarrolló el siguiente modelo de diseño para predecir el tiempo de vida útil de la capa de recubrimiento frente a las grietas reflejadas ($R^2 = 0.99$; error cuadrático medio = 0.03):

$$\text{Log } W_{t80} = \frac{1}{10^4} [255H_{\text{recubrm}} + 2.08E_{\text{recubrm}} + 45.3H_{\text{HMA}} + 8.73E_{\text{HMA}} + 1.34H_{\text{base}} + 6.93E_{\text{base}} + 1.49E_{\text{subgrado}}] \quad (4)$$

Wt80 es el número total de aplicaciones de carga de eje simple de 80-kN, Hrecubrimiento es el espesor de la capa HMA (mm), la Erecubrimiento es el módulo de resiliencia de la capa de recubrimiento HMA (MPa), HHMA es el espesor de la capa de HMA existente (mm), EHMA es el módulo de resiliencia de la capa de recubrimiento HMA existente (MPa), Hbase es el espesor de la capa base (mm), Ebase es el módulo de resiliencia de la capa base (MPa), y Esubgrado es el módulo de elasticidad de la explanada (MPa). De igual manera, el modelo de diseño adecuado para una estructura de pavimento reforzado con acero es el siguiente (R2 = 0.99; error cuadrático medio = 0.06):

$$\text{Log } W_{t80} = \frac{1}{10^4} [250H_{\text{recubr}} + 1.88E_{\text{recubr}} + 50.6H_{\text{HMA}} + 9.86E_{\text{HMA}} + 1.64H + 1.64H_{\text{base}} + 7.46E_{\text{base}} + 2.85E_{\text{sub}}] \quad (5)$$

4.8.4 Análisis de Sensibilidad

Las ecuaciones (4) y (5) se usaron para investigar los efectos de los parámetros de diseño de la capa de recubrimiento (espesor y módulo) en la mejora del porcentaje debido al refuerzo de acero. Esto se logró variando el módulo y el espesor de la capa de recubrimiento, a la vez que se mantenía constantes los otros factores. Los resultados de este análisis se presentan en el Figura 4.45, que muestra el efecto del espesor y módulo de la capa de recubrimiento sobre la mejora del porcentaje debido al refuerzo de acero. La mejora del porcentaje se calcula de la siguiente manera:

$$I(\%) = \frac{N_r - N_u}{N_u} \times 100$$

Nr es el número total de ciclos para el caso de pavimento reforzado, y Nu es el número de ciclos para el caso no reforzado.

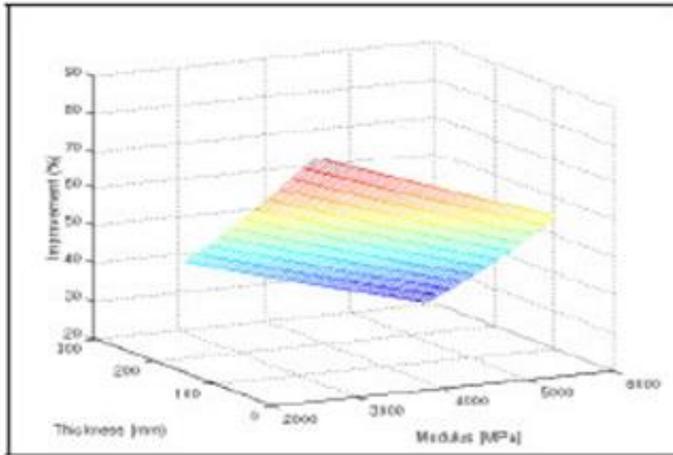


Figura 0.73: Variación de la mejora del porcentaje debido al refuerzo de acero con el espesor y módulo de la capa de recubrimiento

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

Basados en los resultados de este análisis, se puede concluir que el incremento en el módulo de la capa de recubrimiento generaría un incremento en la mejora del porcentaje debido al refuerzo de acero.

Sin embargo, la mejora del porcentaje debido al refuerzo de acero es más pronunciada para capas de recubrimiento más finas. Esto se explica por el hecho de que mientras más cerca se encuentre la grieta a la intercapa, más pronunciada será la contribución del refuerzo de acero.

4.9 ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL SISTEMA BITUFOR SOBRE LA CAPACIDAD PORTANTE Y ESFUERZO, DE LOS REFUERZOS DE SUPERFICIES VIALES.

El tiempo de vida útil del pavimento de una superficie vial realizado según el Reglamento de Normas Técnicas y dimensionado de acuerdo con el tráfico puede subdividirse según su comportamiento elástico y plástico de deformación en diferentes “fases operacionales” que se encuentran descritas minuciosamente. Los puntos de vista sustanciales de estas fases operacionales son:

I. Fase de construcción:

I.1 Colocación y compactación del material (estado cero para el material)

I.2 Colocación y compactación de la/s siguiente/s capa(s) de afirmado

I.3 Período sin uso hasta la apertura al tráfico (estado cero para todo el pavimento)

A partir de la fase operacional I.3, el tráfico ejerce carga sobre el pavimento. El comportamiento de deformación del pavimento que se produce se subdivide en:

II. Fase de consolidación:

En esta fase tiene lugar la mayor parte de la postcompactación, el desplazamiento y la refinación granulométrica, así como la deformación en las capas.

III. Fase de inercia:

Esta fase se caracteriza, principalmente, por un comportamiento elástico de deformación y condiciones de rigidez bastante constantes en el promedio anual; la fase de inercia ocupa el período más largo de la vida útil de un pavimento.

IV. Fase de fatiga:

Esta última fase anuncia el final de la vida útil de un pavimento, de una de sus capas o del subsuelo. La fatiga del material se manifiesta en la aparición progresiva de grietas y/o fisuras.

El comportamiento de deformación de la superficie de un pavimento de áreas reservadas al tráfico en las diferentes fases operacionales, dependiendo del tiempo, está representado cualitativamente en la Figura 4.46.

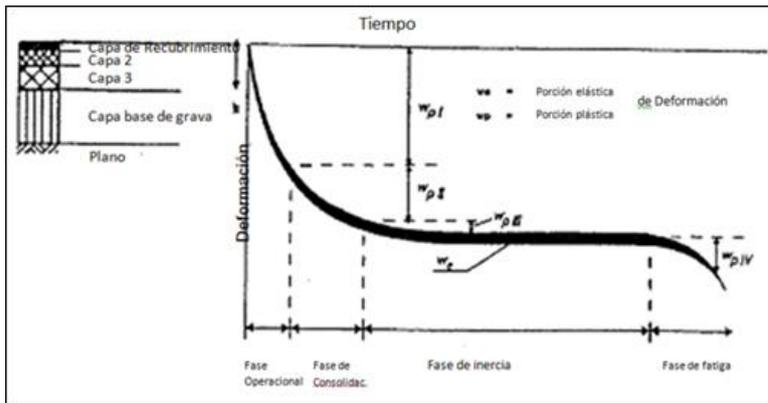


Figura 0.74: Comportamiento de deformación de la superficie de un Pavimento de superficies viales

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

Las deformaciones que sufren el pavimento de las superficies viales o sus capas, producto de la carga, presentan, por consiguiente, porciones plásticas y viscosas. Las tensiones y deformaciones generadas por el tráfico, en tanto características mecánicas, influyen principalmente en la capacidad portante, la relación carga-aplastamiento y, por ende, en el tiempo de vida útil de una superficie reservada al tráfico. La relación tensión-deformación del pavimento y sus capas está bajo la influencia de las características mecánicas de las capas, tales como módulo de elasticidad E y cifra de dilatación transversal ν , así como sus espesores h .

4.9.1 Fundamentos teóricos

Para el cálculo de las tensiones y deformaciones en el pavimento de las superficies viales debido a la carga estática y dinámica se tiene a disposición diversos procedimientos. Estos procedimientos requieren como valor de entrada, además de la carga.

Los módulos de elasticidad E y las cifras de dilatación transversal ν de las capas del pavimento,

Los espesores h de las capas,

La unión de capas en los límites entre las capas.

El estado completo de tensión-deformación de una estructura de pavimento multicapas, sometidas a cargas por rueda distribuidas en forma axialmente simétrica, puede ser calculado mediante la teoría multicapas, si estos valores existen. La Figura 4.47 presenta el modelo de pavimento de varias capas.

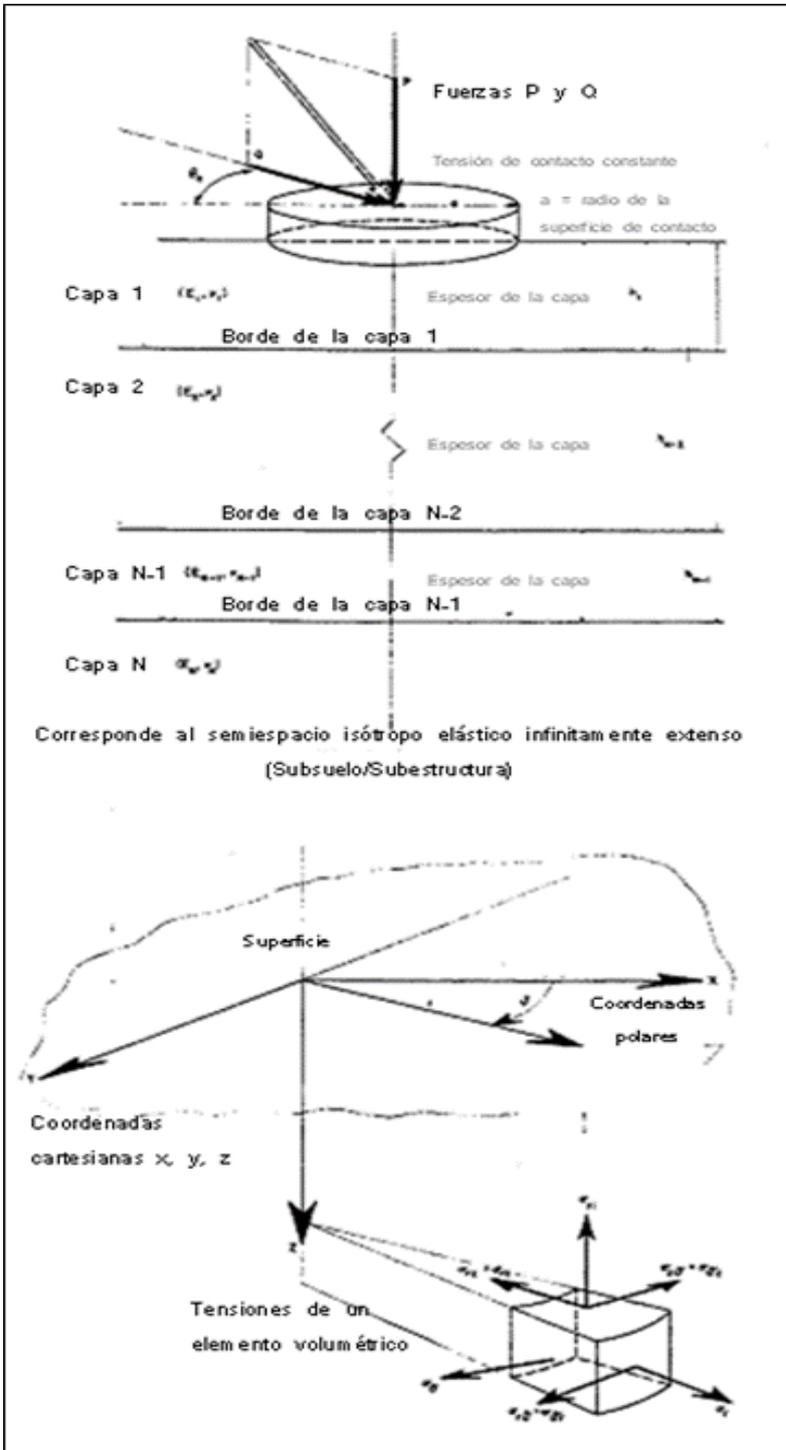


Figura 0.75: Modelo de Pavimento de varias capas

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

Para el cálculo de sistemas elásticos de varias capas, se cuenta con el programa BISAR de la firma Deutsche Shell AG, técnicamente sofisticado. Este programa parte de un sistema de varias capas que se halla sobre un semiespacio elástico, homogéneo, y reúne los siguientes requisitos:

las capas, así como el subsuelo, son infinitamente extensos en sentido horizontal;

el material de cada una de las capas, así como del subsuelo, es homogéneo, isótropo y linealmente elástico; las magnitudes descriptivas son los módulos de elasticidad, los espesores de capa y los coeficientes de alargamiento transversal;

las cargas se aplican en forma circular y floja; es decir, con presión superficial constante;

la unión entre las diferentes capas puede darse en forma variable: desde la unión total (UC = 100%) hasta la completa ausencia de fricción (UC = 0%).

El análisis basado en la teoría del dimensionamiento, de las tres variantes de la estructura superior de la pista de despegue y aterrizaje señaladas en el Apartado 1

variante A: estructura propuesta para la ejecución.

variante B: propuesta alternativa I según Tabla 4.4

variante C: propuesta alternativa II según Tabla 4.4.

Fue efectuado para determinar

la capacidad portante

el esfuerzo

Empleando los valores característicos de capa que figuran en el Tabla 4.4

Tabla 0.6: Valores característicos de capa de los Sistemas

Sistema	Capa	Módulo de elasticidad N/mm ² 1)	Coefficiente de alargamiento transversal 2)	Espesor de capa mm	Unión de capas %
Variante A	Carpeta asfáltica nueva	4000	0.5	450	100
	concreto aflojado	2500	0.3	250	0
	Capa de base de grava	500	0.4	300	50
	Subsuelo	150	0.4	---	---
Variante B	Carpeta asfáltica nueva	4000	0.5	350	100
	Mésh Track	28000	0.3	4	100
	Concreto aflojado	2500	0.3	250	0
	Capa de base de grava	500	0.4	300	50
	Subsuelo	150	0.4	---	---
Variante C	Carpeta asfáltica nueva	4000	0.5	250	100
	Mésh Track	28000	0.3	4	100
	Carpeta asfáltica antigua	4000	0.5	100	100
	Concreto sin aflojar	7500	0.3	250	0
	Capa de base de grava	500	0.4	300	50
	Subsuelo	150	0.4	---	---

1) según datos del cliente
2) de acuerdo a la bibliografía

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

La carga de los sistemas se efectuó mediante una carga de rueda individual:

fuerza vertical $P = 150,000 \text{ N}$

radio de la superficie de contacto $a = 150 \text{ mm}$

Empleando el programa BISAR, se calcularon las tensiones, deformaciones, alargamientos y deslizamientos de los ítems indicados en el Tabla 4.5

Tabla 0.7: Ítems para los cuales se calcularon las tensiones, deformaciones, alargamientos y deslizamientos

Variante A	Capa	x en mm	y en mm	z en mm
	Carpeta asfáltica nueva	0	0	0
	Carpeta asfáltica nueva	0	0	450
	Concreto aflojado	0	0	450
	Concreto aflojado	0	0	700
Variante B	Capa	x en mm	y en mm	z en mm
	Carpeta asfáltica nueva	0	0	0
	Carpeta asfáltica nueva	0	0	350
	Concreto aflojado	0	0	354
	Concreto aflojado	0	0	604
Variante C	Capa	x en mm	y en mm	z en mm
	Carpeta asfáltica nueva	0	0	0
	Carpeta asfáltica nueva	0	0	250
	Carpeta asfáltica antigua	0	0	254
	Carpeta asfáltica antigua	0	0	354
	Concreto sin aflojar	0	0	354
	Concreto sin aflojar	0	0	604

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

4.9.2 Cálculo de la capacidad portante

La capacidad portante E_0 se determina a partir de la deformación vertical calculada con las coordenadas $x = y = z = 0$ en el punto medio de la superficie de carga, utilizando la siguiente fórmula:

$$E_0 = 472.5/w \quad \text{en N/mm}^2$$

En el Tabla 4.6 se aprecia las capacidades portantes calculadas, y en la Figura 4.48, su representación gráfica.

Tabla 0.8: Capacidades portantes de las variantes A hasta C

Sistema	Capacidad portante en N/mm ²
Variante A	1193
Variante B	1079
Variante C	1302

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

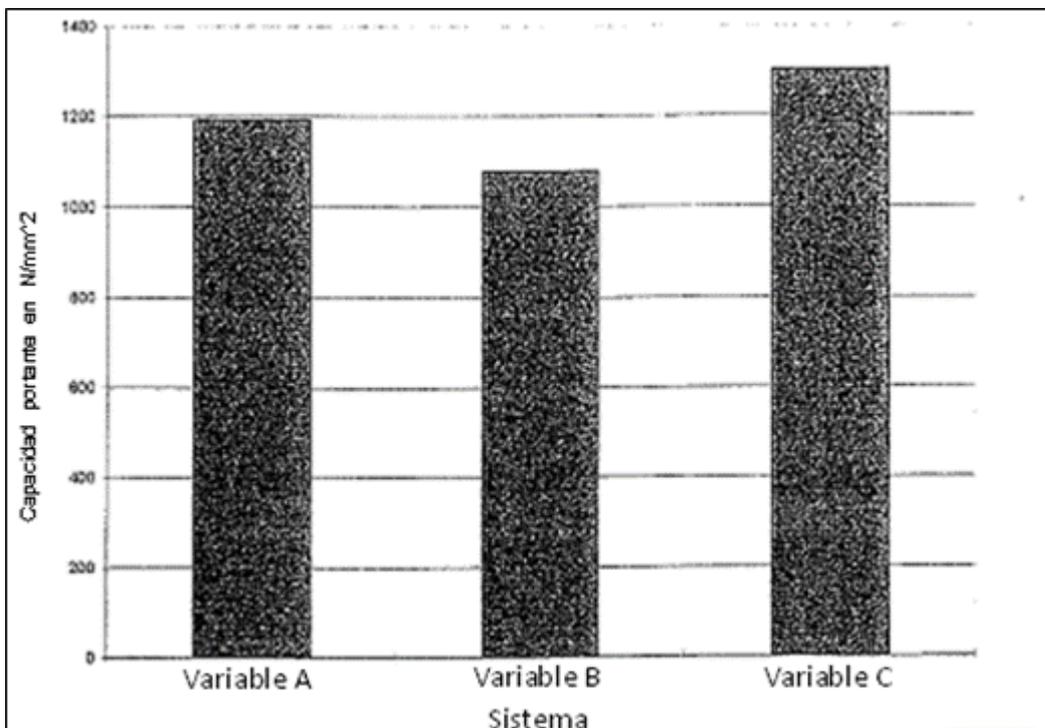


Figura 0.76: Capacidad portante de las variantes A hasta C

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

Conforme se aprecia en esta figura, es evidente que la estructura de la variante C según la propuesta alternativa II representada, presenta una mayor capacidad portante, en comparación con la estructura de las variantes A y B.

4.9.3 Cálculo del esfuerzo

La evaluación del esfuerzo se realizó según con la hipótesis de la energía de deformación, cuya ecuación de determinación figura en el Tabla 4.7

Tabla 0.9: Ecuación para el cálculo de la tensión de comparación σ_v a partir de la hipótesis de la energía de deformación

<p>Hipótesis de la energía de deformación</p> $\sigma_v = \left\{ (1/2) [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \right\}^{1/2}$ $= \left[\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{1/2}$
--

Fuente: Prodac-Perú

Las tensiones de comparación calculadas se encuentran en la Tabla 4.8.

Tabla 0.10: Tensiones de comparación calculada de las Variables A hasta C

Sistema	Capa	Tensión de comparación en N/mm ²
Variante A	Cara superior de la nueva carpeta asfáltica	0.310
	Cara inferior de la nueva carpeta asfáltica	0.451
	Cara superior del concreto aflojado	0.309
	Cara inferior del concreto aflojado	0.313
Variante B	Cara superior de la nueva carpeta asfáltica	0.410
	Cara inferior de la nueva carpeta asfáltica	0.517
	Cara superior del concreto aflojado	0.416
	Cara inferior del concreto aflojado	0.416
Variante C	Cara superior de la nueva carpeta asfáltica	0.180
	Cara inferior de la nueva carpeta asfáltica	0.481
	Cara superior de la carpeta asfáltica antigua	0.511
	Cara inferior de la carpeta asfáltica antigua	0.190
	Cara superior del concreto sin aflojar	0.520
	Cara inferior del concreto sin aflojar	0.682

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

En la Figura 4.49 están representadas las tensiones de comparación que se producen en la cara superior e inferior de la nueva carpeta asfáltica.

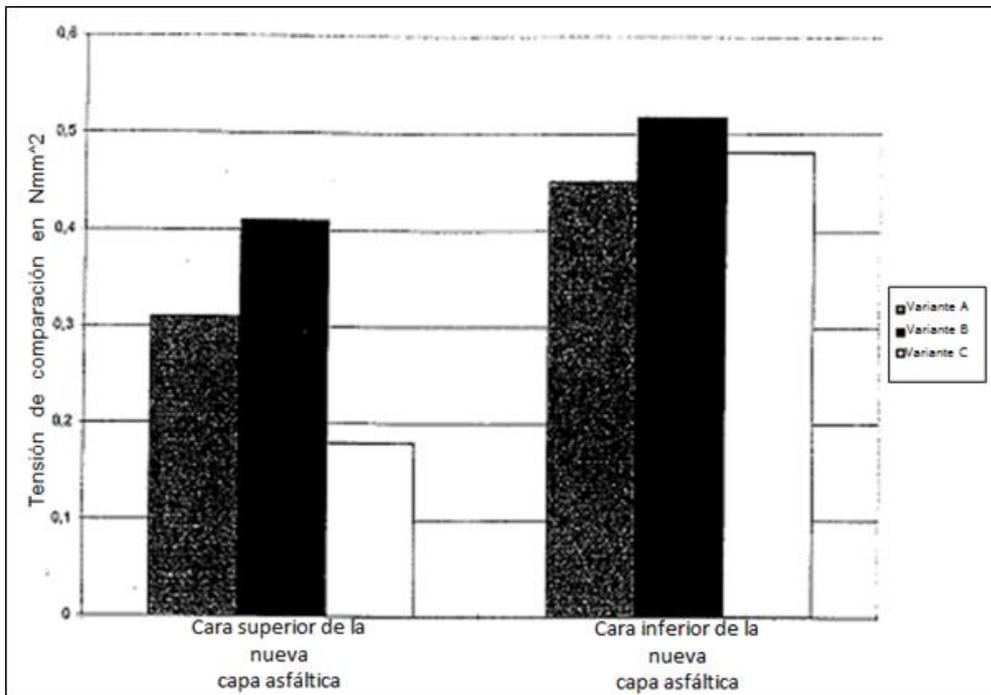


Figura 0.77: Tensiones de comparación que se producen en la cara superior e inferior de la nueva carpeta asfáltica de las variantes A hasta C

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

En esta figura se evidencia que

las tensiones de comparación que se producen en la cara superior de la carpeta asfáltica de la variante C son menores, en comparación con aquellas que se producen en la cara superior de las variantes A y B y, por consiguiente, también hay un menor esfuerzo;

las tensiones de comparación que se producen en la cara inferior de la carpeta asfáltica de la variante C son mayores, en comparación con aquellas que se producen en la cara inferior de la variante A.

Para ilustrar el esfuerzo distinto de los tres sistemas, se relacionaron las tensiones de comparación calculadas para los sistemas B y C con la tensión de comparación calculada para el sistema A y se la representó como “esfuerzo porcentual” en la Figura 4.50.

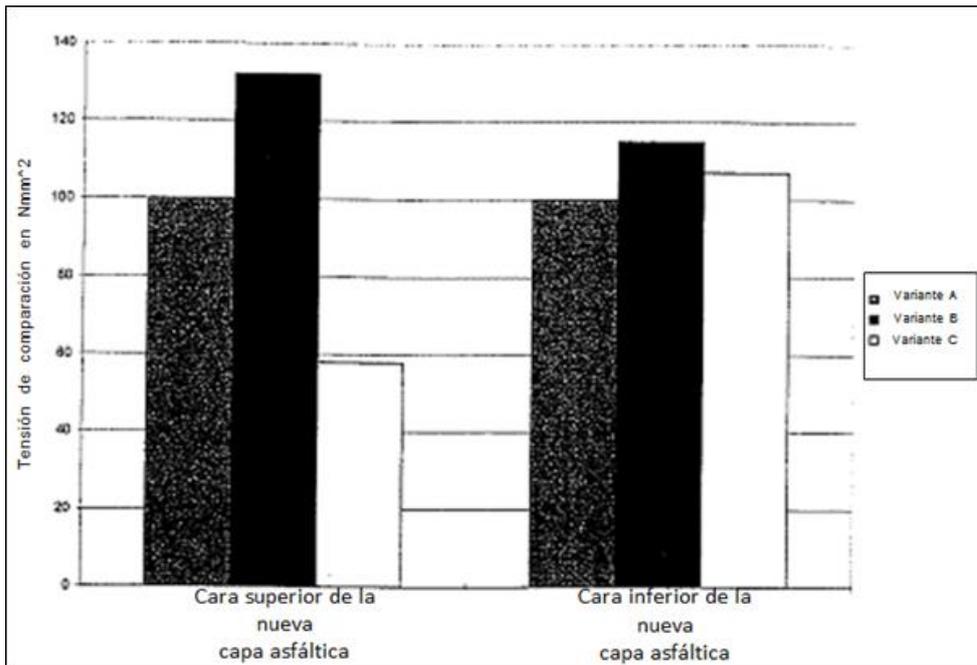


Figura 0.78: Esfuerzo porcentual

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

A partir de esta figura es obvio que el esfuerzo en la cara superior de la carpeta asfáltica de la variante C asciende aproximadamente al 60% del respectivo esfuerzo de la variante A.

De acuerdo con las explicaciones del Apartado 3.7, el Sistema BITUFOR previene la formación de fisuras en las capas asfálticas. Las fisuras aparecen por esfuerzos de tracción. En la Figura 4.51 están representadas las tensiones normales que se generan la cara superior e inferior de la carpeta asfáltica.

Sistema	Capa	Tensión normal en N/mm ²
Variante A	Cara superior de la nueva carpeta asfáltica	+0.243
	Cara inferior de la nueva carpeta asfáltica	+0.263
Variante B	Cara superior de la nueva carpeta asfáltica	-0.253
	Cara inferior de la nueva carpeta asfáltica	+0.205
Variante C	Cara superior de la nueva carpeta asfáltica	-0.230
	Cara inferior de la nueva carpeta asfáltica	-0.325

- tensión de compresión + esfuerzo debido a tracción

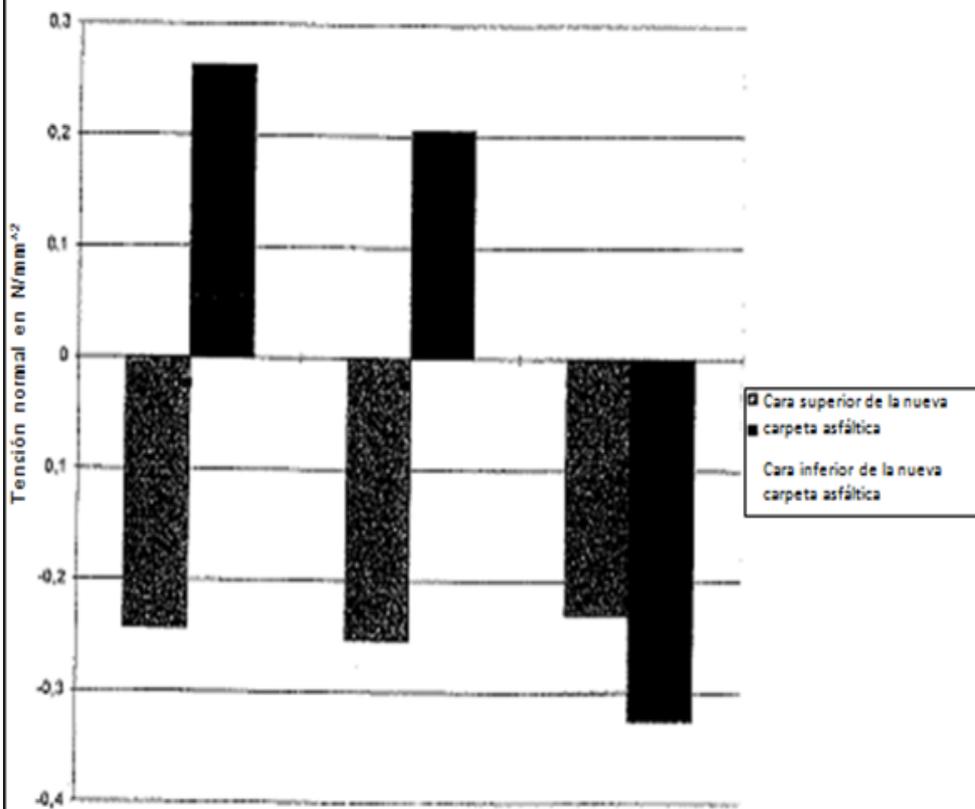


Figura 0.79: Tensiones normales en las caras superior e inferior de la carpeta asfáltica

Fuente: Análisis de la influencia BITUFOR sobre la capacidad portante de los refuerzos de superficies viales, Aeropuerto de Erfurt, Dr. Ing. Bernd Grätz

A partir de esta figura es evidente que, comparada con las variantes A y B, en la variante C no se presentan esfuerzos de tracción; esto quiere decir que en la variante C se da una resistencia mayor al fisuramiento que en las otras dos variantes.

4.9.4 Análisis

Los análisis realizados, basados en la teoría del dimensionamiento, en cuanto a la influencia de una intercapa BITUFOR sobre la capacidad portante y el esfuerzo de pavimentos de áreas reservadas al tráfico han demostrado que la intercapa eleva la resistencia al fisuramiento. Estos resultados basados en la teoría del dimensionamiento deberían, sin embargo, ser complementados con mediciones de la capacidad portante y análisis de la resistencia.

CAPÍTULO V : INVESTIGACIÓN ACERCA DEL USO DE LA MALLA DE ACERO MESH TRACK

5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES QUE USAN MALLA DE ACERO COMO REFUERZO DE BASES

Este estudio trata sobre el diseño estructural de los pavimentos flexibles reforzados con mallas de acero. El propósito es calcular la ganancia de material de base obtenida al emplear dichos sistemas. La mayoría de los métodos actuales de diseño de pavimentos modelan el sistema de refuerzo como una capa continua, enfoque que conduce a soluciones poco rentables. Para superar estas limitaciones actuales, se sugiere un enfoque de modelado de elementos finitos tridimensionales (3d-fem). La aplicación del 3d-fem permite la simulación de la verdadera configuración de las mallas reforzadas con acero.

Para cubrir tantos casos prácticos como sea posible, se consideran varios pavimentos definidos por los diversos espesores de las bases y las capacidades de carga del suelo. Se comparan estructuras con y sin sistema de refuerzo de bases en términos de fatiga de asfalto, rodadura y desempeño de deflexión. Estas comparaciones permiten elaborar varias tablas de diseño para diversos espesores de asfalto y capacidades de carga del suelo. Dichas tablas de diseño evitarán cálculos que consumen tiempo, mediante aplicaciones 3d-fem, y brindarán a los ingenieros del proyecto soluciones más rentables.

Palabras clave: Pavimento flexible, mallas de refuerzo de acero, simulación 3d-fem, tablas de diseño, diseño rentable.

5.1.1 Introducción

En las dos últimas décadas se han usado en los pavimentos muchos tipos de sistemas de refuerzo. Algunos de estos sistemas de interfase están destinados a retardar o prevenir el agrietamiento por reflexión a través de un nuevo recubrimiento que se coloca sobre el antiguo pavimento agrietado, mientras que otros sirven como refuerzo de la base. Se ha

realizado grandes esfuerzos por investigar sobre el desarrollo de nuevas teorías para comprender mejor los parámetros principales y predecir mejor el desempeño de los pavimentos reforzados.

En el pasado, el centro de investigación de caminos de Bélgica trató de comprender mejor el efecto de muchos tipos de sistemas de interfaz, ya sea mediante pruebas de laboratorio, a través de secciones de pruebas en la obra o mediante modelos numéricos. En este contexto, se ha estudiado recientemente la efectividad del uso de mallas reforzadas de acero embebidas en una mezcla de elastómero-bitumen (llamado bitufor) para controlar el agrietamiento por reflexión y el rol de las mallas de acero (llamadas Mesh Track) como refuerzo de bases.

En cuanto al efecto del Mesh Track en la base de caminos, la actual filosofía se basa principalmente en estudios empíricos y programas de multicapas (por ejemplo ELSYM5 o BISAR). En estos estudios, el camino es modelado con capas homogéneas y uniformes que no pueden simular las geometrías exactas de los refuerzos. El uso de estas metodologías de diseño ofrece soluciones demasiado conservadoras que no son rentables.

De allí la necesidad de desarrollar un nuevo modelo mejorado capaz de evaluar el comportamiento real de un camino reforzado con Mesh Track.

Este estudio presentará los resultados de dicho estudio desarrollado con Mesh Track en la base de los caminos.

5.1.2 Descripción de la metodología de diseño

El trabajo de investigación descrito en este estudio se enfoca en la evaluación de la ganancia, en términos de espesor de la base, que brinda el uso de Mesh Track para reforzar la base de un pavimento flexible (asfalto en material suelto). En esta investigación se asume que las estructuras están sujetas sólo a la carga del tráfico.

La originalidad de este trabajo consiste en usar una simulación de elementos finitos 3d para explicar la particular configuración del Mesh Track.

Los cálculos de elementos finitos se desarrollan en estructuras con diferentes geometrías. El objetivo es cubrir tantos casos prácticos como sea posible. Además, se modelan pavimentos con Mesh Track y sin refuerzo para poder realizar comparaciones. A partir de

los resultados de estos cálculos se construyen las tablas de diseño. El objetivo de estas tablas de diseño es evitar cálculos que consumen tiempo, usando simulaciones de elementos finitos 3d, y brindar a los potenciales usuarios una eficiente herramienta para cuantificar el espesor de la base que puede ahorrarse usando Mesh Track.

Se estudian dos tipos de Mesh Track, que difieren en rigidez. El más rígido es llamado Mesh Track 1; el otro, Mesh Track 2. Sus geometrías se encuentran resumidas en la Tabla 5.1.

Tabla 0.1: Principales características de Mesh Track 1 y 2

Malla	Sección (mm ²)		Inercia (mm ⁴)	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Alambre simple	4.71	3.8	1.8	1.2
Alambre doble retorcido	9.42	7.6	3.6	2.3
Alambre plano torsionado	21	13	35.1	13.4

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Geometrías de estructuras de pavimento

Los pavimentos de camino considerados consisten de una superficie de asfalto, una base de piedra molida y una subbase arenosa de 200-mm. El sistema de refuerzo mesh track es colocado entre la base y la subbase. En la figura 5.1 se representa una sección transversal.

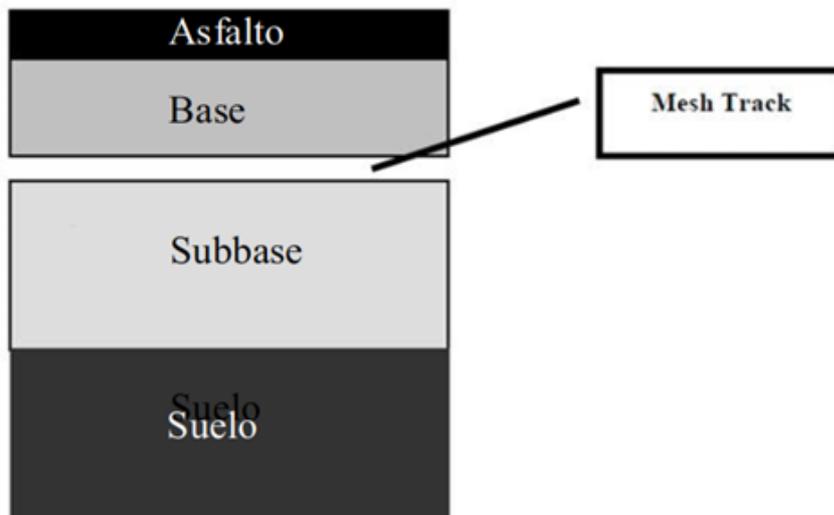


Figura 0.1: Corte Transversal Esquemático de las Estructuras Modeladas

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Las diferentes geometrías del pavimento simuladas con el método de elementos finitos se encuentran resumidas en la tabla 5.2.

Tabla 0.2: Geometrías de las diferentes estructuras

Nombre de la estructura	Espesor de asfalto (mm)	Espesor de la base del camino (mm)	Espesor de Subbase (mm)	Módulo del suelo de subgrado (MPa)
A100-B150-E10	100	150	200	10
A100-B250-E10	100	250	200	10
A100-B400-E10	100	400	200	10
A100-B600-E10	100	600	200	10
A200-B150-E10	200	150	200	10
A200-B250-E10	200	250	200	10
A200-B400-E10	200	400	200	10
A200-B600-E10	200	600	200	10
A100-B150-E80	100	150	200	80
A100-B250-E80	100	250	200	80
A100-B400-E80	100	400	200	80
A100-B600-E80	100	600	200	80
A200-B150-E80	200	150	200	80
A200-B250-E80	200	250	200	80
A200-B400-E80	200	400	200	80
A200-B600-E80	200	600	200	80

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Nota: AX-BY-EZ denota una estructura con una superficie de asfalto de X mm de espesor, una base de camino de Y mm de espesor y un suelo de subgrado que tiene un módulo de Young de Z MPa.

No se realizaron simulaciones con Mesh Track cuando la base tiene 600 mm de espesor. Igualmente, no se realizaron cálculos sin Mesh Track cuando el espesor de la base tiene una dimensión mínima de 150 mm.

Modelado de estructura

Las diferentes estructuras de camino que se incluyen en la Tabla 5.2 fueron simuladas por el programa SYSTUS+ de FRAMASOFT de elementos finitos 3D. SYSTUS es un software de elementos finitos que fue inicialmente desarrollado para la industria de construcción de plantas de energía nuclear. Ahora, este sistema interactivo de gráficos diseñado en computadora es ampliamente usado en muchas industrias: simulación de soldadura, simulación de pruebas de choques, mecánica de fracturas, etc.

Para simular el comportamiento de la malla de acero dentro de la estructura, se hicieron los siguientes supuestos:

1. Todos los materiales en las estructuras tienen un comportamiento elástico lineal caracterizado por un módulo de Young constante y un ratio de Poisson.
2. Todas las capas son continuas: no se consideran ni las grietas ni las juntas.
3. La carga responde a una fuerza de 50-kN aplicada sobre la superficie de asfalto, con una presión constante de 0.7MPa (100-KN carga de eje).
4. La Tabla 5.3 estudia las propiedades mecánicas de los materiales.

Tabla 0.3: Propiedades mecánicas de los materiales

Material	E (MPa)	M
Asfalto	15000	0.35
Base	500	0.5
Subbase	200	0.5
Suelo	10 ó 80	0.5
Acero	210000	0.3

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Lo nuevo en estas simulaciones de elementos finitos 3D es que la malla de refuerzo de acero Mesh Track está modelada con su configuración real formada por alambres de acero simples, alambres de acero retorcidos y alambres planos torsionados a intervalos regulares (figura 5.2).

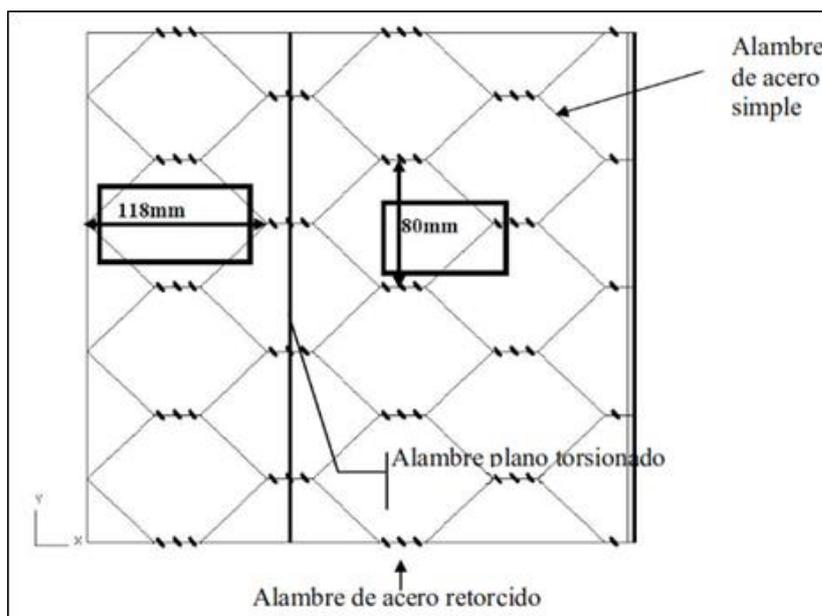


Figura 0.2: Geometría de Mesh Track

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Todos los alambres de la malla (alambres simples, retorcidos y planos torsionados) se encuentran modelados con elementos de viga 1-D. Estos diferentes tipos de alambres se encuentran definidos de la misma manera. Esto significa que, dentro de la simulación de la geometría, no existe distinción entre estos tres tipos de alambres. Sin embargo, los valores

del área del corte transversal y de la inercia para cada viga dependen del tipo de alambres (tabla 5.1).

En cuanto a la condición de adherencia entre el Mesh Track y el material granular circundante, se presume una total adherencia. Efectivamente, gracias al alto nivel de interlock agregado provisto por la alta rigidez de cada tramado de la malla, se puede considerar que no se produce ningún desplazamiento relativo entre la malla y el material suelto.

La Figura 5.3 muestra el modelo de elementos finitos de estructuras A100-B400-E10 como ejemplo. Se puede observar que se está considerando la configuración real del Mesh Track. Igualmente se indica la carga de rueda.

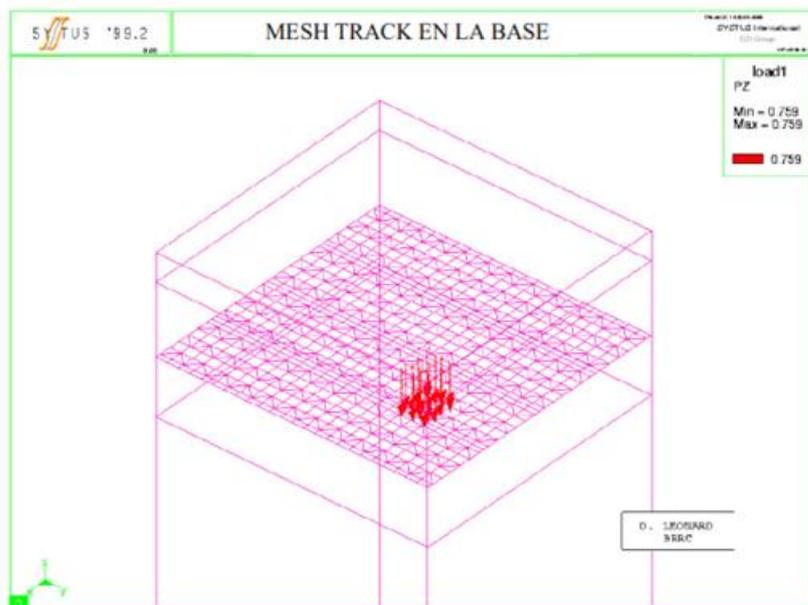


Figura 0.3: Representación de la Malla de Acero Mesh Track y su posición en la estructura

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

5.1.3 Análisis de los resultados

Los cálculos de elementos finitos fueron realizados en todas las estructuras descritas en (a. Geometrías de estructuras de pavimento). Se calcularon los desplazamientos y los campos de tensión en los puntos Gaussian y, posteriormente, se extrapolaron los nodos en la malla. Para traducir estos resultados en el desempeño final de las diversas estructuras de caminos,

se consideraron varios parámetros que se describen en los siguientes párrafos. Basados en la predicción final del desempeño, se puede estimar la ganancia provista por la malla de refuerzo de acero Mesh Track en términos de espesor de la base y se puede desarrollar la tabla de diseño.

Criterios de evaluación

Se usan tres criterios de desempeño para comparar las estructuras reforzadas con Mesh Track y los pavimentos sin refuerzo: la fatiga en la parte inferior de la capa de asfalto, la rodadura estructural y el desplazamiento vertical en la parte superior de la superficie de asfalto.

Los primeros dos criterios se usan comúnmente en el método actual de diseño de pavimentos, mientras que el tercer criterio es el parámetro que se mide con frecuencia para describir la capacidad de carga de los pavimentos (medición de viga de benkelman, deflectómetro de cada de peso, etc.). En el diagrama de la Figura 5.4 se representan los resultados de elementos finales que se usan para predecir el desempeño final descrito a continuación.

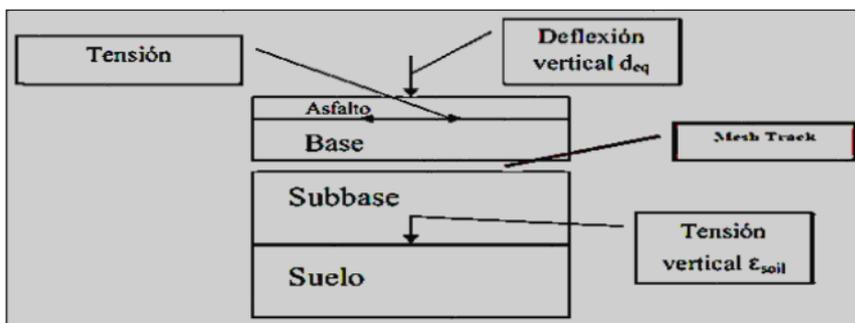


Figura 0.4: Representación diagramática de los resultados de elementos usados para la predicción de desempeño

Fuente: Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

a.1 Fatiga Del Asfalto

Para investigar la fatiga en la parte inferior de las capas de asfalto, los métodos actuales de diseño de pavimentos con frecuencia relacionan la tensión elástica en la parte inferior de la

capa de asfalto (ϵ_{asp}) con el número de ciclos de carga (n) que pueden soportar según la ley de fatiga [5]:

$$N = \left(\frac{\epsilon_{asp}}{C} \right)^{\frac{1}{A}} \quad (1)$$

Donde:

A es la pendiente de la ley de fatiga (del orden de 0.2);

C es la intercepción de la línea de fatiga (del orden de 10-3).

ϵ_{asp} es la tensión en la parte inferior de la capa de asfalto

N es el correspondiente número permisible de pasadas de rueda

El tipo de carga implica que ϵ_{asp} (figura 5.5) corresponde a la tensión de curvatura calculada en la simulación de elementos finitos 3D.

Con esta ley y de acuerdo con los parámetros evaluados con las pruebas de laboratorio BRRC, es posible definir un factor de equivalencia, $C_{r,fat}$, que expresa el ratio entre la resistencia a la fatiga de cualquier estructura dada y una estructura de referencia:

$$C_{r,fat} = \frac{N}{N_{ref}} = \left[\frac{\epsilon_{ref}}{\epsilon_{asp}} \right]^{4.76} \quad (2)$$

donde:

N es el número de ciclos permisible para cualquier estructura dada, que corresponde a ϵ_{asp} .

ref es un subíndice que denota las cantidades calculadas para una estructura de referencia elegida aleatoriamente.

ϵ_{ref} es la tensión elástica horizontal en la parte inferior de la capa de asfalto de la estructura de referencia.

N_{ref} es el número permisible de ciclos de carga para la estructura de referencia que corresponde a ϵ_{ref} .

Usando este factor, entonces es posible comparar el comportamiento de la fatiga de los diferentes pavimentos investigados.

a.2 Rodadura Estructural

La rodadura estructural corresponde a la deformación plástica que ocurre dentro de las subcapas granulares. En los métodos actuales de diseño, se admite que la rodadura estructural se debe principalmente al desarrollo de una deformación irreversible en el suelo del subgrado. Esa es la razón por la cual la tensión elástica vertical en la parte superior del suelo se limita a reducir la rodadura estructural. En cuanto a la predicción de la fatiga, existen leyes de evaluación para determinar el número (N) de aplicaciones de carga que puede ser permitido para producir una tensión elástica dada (figura 5.5) en la parte superior del subgrado. La ley usada por brcc se puede escribir de la siguiente manera [6]:

$$N = \left[\frac{0.011}{\epsilon_{soil}} \right]^{4.23} \quad (3)$$

donde:

N es el número permisible de pasadas de rueda;

ϵ_{soil} es la tensión elástica vertical en la parte superior del suelo.

Usando la ley BRRC, es posible definir el factor de equivalencia, $C_{r,mt}$, que permite la comparación de las diferentes estructuras:

$$C_{r,rut} = \frac{N}{N_{ref}} = \left[\frac{\epsilon_{ref}}{\epsilon_{soil}} \right]^{4.23} \quad (4)$$

donde:

N es el número permisible de ciclos para cualquier estructura dada, que corresponde a ϵ_{soil} .

ref denota las cantidades calculadas para una estructura de referencia elegida aleatoriamente.

ϵ_{ref} es la tensión elástica vertical en la parte superior del suelo para la estructura de referencia elegida

N_{ref} es el número permisible de ciclos de carga que corresponde a ϵ_{ref} .

Para los primeros dos criterios de desempeño, se tomó como referencia la estructura A200-B600-E80 (pavimento con 200 mm de superficie de asfalto y una base de 600-mm colocada sin ningún refuerzo sobre un subgrado de alta calidad que tiene un módulo de 80 MPa).

a.3 Deflexiones Verticales

El tercer criterio usado para investigar el efecto de Mesh Track en las deflexiones verticales es la deflexión máxima bajo la carga de rueda (d_{eq}) (Figura 5.4).

Asumiendo que dos estructuras son equivalentes si sus deflexiones máximas son iguales, es posible comparar varios pavimentos.

Resultados Con Mesh Track 1

A continuación se discuten algunos de los resultados obtenidos por la aplicación de estos criterios para destacar los principales hallazgos a partir de la simulación de elementos finitos.

b.1 Fatiga De Las Capas De Asfalto

Usando el criterio para comparar el desempeño de la fatiga, puede calcularse el factor de equivalencia, $C_{r,fat}$, para las diversas estructuras de caminos. Por ejemplo, en la Figura 5.5 se muestra la tendencia de $C_{r,fat}$ con el espesor de la base del camino, en el caso de un subgrado de baja resistencia de carga (módulo $E = 10$ MPa).

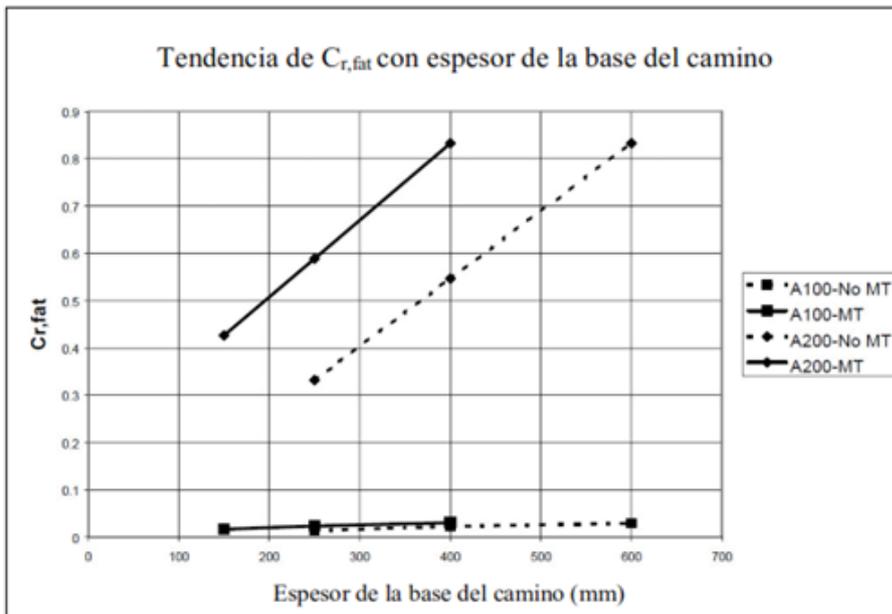


Figura 0.5: Tendencia del factor $C_{r,fat}$ con el espesor de la base del camino (criterio de fatiga) en el caso de un suelo subgrado de pobre calidad

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Tal como se define anteriormente, dos estructuras son equivalentes en desempeño de fatiga cuando sus respectivos factores $C_{r,fat}$ son iguales.

De la figura 5.6, se puede concluir que ninguna estructura con una superficie de asfalto de 100-mm puede competir en desempeño de fatiga con un pavimento construido con 200 mm de asfalto, al margen de si contiene Mesh Track 1 o no, y cualquiera sea el espesor de la base del camino en el rango considerado en este estudio.

De la figura 5.6 se puede también evaluar cuánto se puede ahorrar en espesor de la base usando Mesh Track 1, sabiendo que dos estructuras son equivalentes si tienen el mismo factor equivalente, $C_{r,fat}$. Con este supuesto, se pueden derivar varias tablas de diseño de acuerdo con la calidad del suelo del subgrado (módulo e) y el espesor del asfalto.

En la figura 5.6 se presenta la tabla de diseño correspondiente a una superficie de asfalto de 100-mm y un subgrado de pobre calidad.

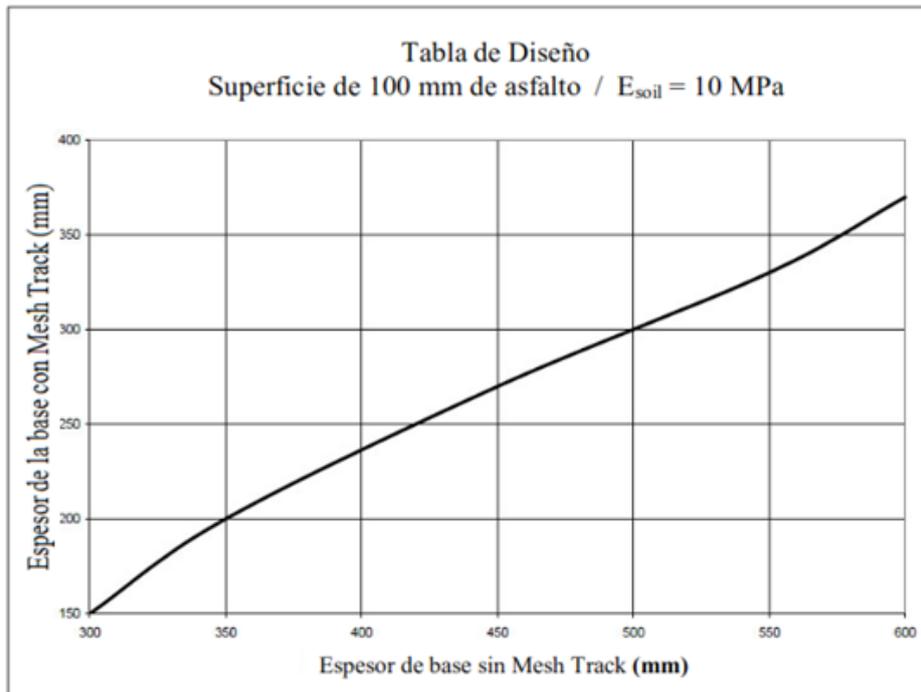


Figura 0.6: Tabla de diseño del espesor de la base del camino (criterio de fatiga) para Pavimentos con una superficie de asfalto de 100 mm construida sobre subgrados de pobre calidad (modulo $E= 10 \text{ MPa}$).

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

Se obtuvieron diversas tablas de diseño establecidas para el desempeño de fatiga. Ellas muestran que la ganancia relativa en el espesor de la base obtenida al usar Mesh Track 1 varía entre 18 y 57 %.

b.2 Rodadura Estructural

De manera similar se puede estimar el factor de equivalencia para rodadura estructural, $C_{r,rit}$, a partir de la tensión vertical en la parte superior del suelo del subgrado.

Sabiendo que dos estructuras son equivalentes en desempeño de rodadura estructural si sus factores $C_{r,rit}$ son iguales, se pueden trazar las tablas de diseño dependiendo del suelo del subgrado y del espesor del asfalto. A manera de ejemplo, en la figura 5.7 se muestra la tabla de diseño que corresponde a un pavimento colocado sobre un subgrado de pobre calidad e instalado con una superficie de asfalto de 100-mm.

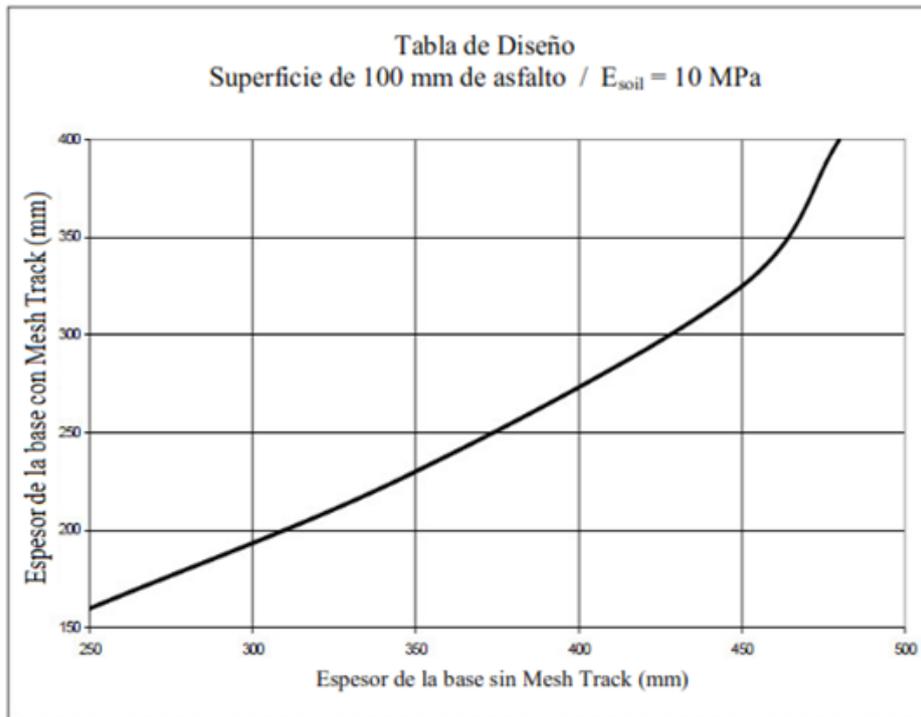


Figura 0.7: Tabla de diseño del espesor de la base del camino (rodadura estructural) para Pavimentos con una superficie de Asfalto de 100 mm construidos sobre subgrados de baja resistencia de carga (modulo $E = 10 \text{ MPa}$)

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

De otras tablas de diseño analizadas, se puede concluir que la ganancia relativa en el espesor de la base del camino obtenida al usar Mesh Track 1 varía entre 25 y 57 % y que la ganancia relativa promedio alcanza un 42%.

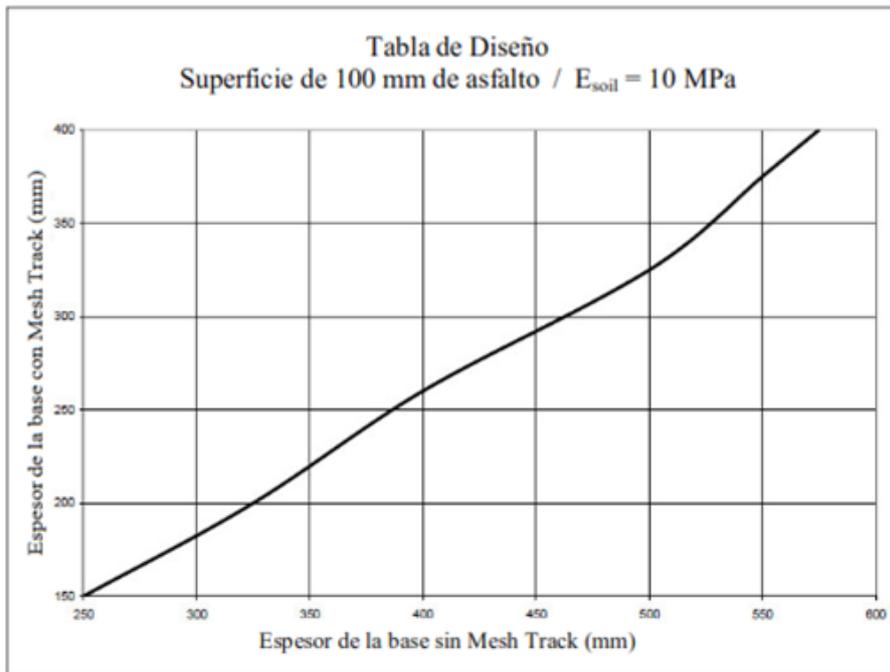


Figura 0.8: Tabla de diseño del espesor de la base del camino (criterio de deflexión) para Pavimentos con una superficie de Asfalto de 100 mm construidos sobre subgrados de baja resistencia de carga (modulo $E = 10 \text{ MPa}$)

Fuente: “Diseño estructural de pavimentos flexibles que usan malla de acero como refuerzo de bases”, Centro de investigación de caminos de Bélgica, D. Leonard et al.

b.3 Deflexión Vertical

Con el propósito de estimar la ganancia en el espesor de la base del camino al usar Mesh Track 1, se calculó la deflexión debajo de la superficie de contacto de una llanta. Para ser equivalentes desde el punto de vista de la deflexión, dos estructuras deben tener la misma deflexión máxima. Basados en este principio, las tablas de diseño se pueden desarrollar tal como se muestra en la figura 5.8 para el caso de un pavimento con una superficie de asfalto de 100-mm construida sobre un subgrado de baja resistencia de carga (módulo $e = 10 \text{ mpa}$).

Finalmente, al analizar las tablas de diseño para fatiga, rodadura y deflexiones, se puede concluir que la ganancia relativa en el espesor de la base del camino al usar Mesh Track 1 varía entre 25 y 60 % y que la ganancia relativa promedio llega a 40 %.

Resultados Con Mesh Track 2

De los resultados obtenidos de la simulación de estructuras con una base del camino reforzada con Mesh Track 2. La principal conclusión es que también es posible obtener considerables ahorros en el espesor de la base usando Mesh Tack 2. Dado que no es tan rígida como el Mesh Track 1, los ahorros en el espesor de la base son aproximadamente 10 % menos que con Mesh Track 1.

5.1.4 Análisis

Se ha desarrollado un método de diseño estructural con el fin de cuantificar el efecto de Mesh Track 1 y Mesh Track 2 como sistemas de refuerzo de la base. Se usaron cálculos de elementos finitos de las estructuras del camino en las cuales se simularon mallas de acero con las geometrías y configuraciones reales. El propósito fue estimar la ganancia en términos de espesor de la base del camino con el uso de Mesh Track 1 y 2.

Para cubrir una amplia variedad de situaciones, la elección de estructuras definidas en la tabla 2 de este informe estuvo guiada por los siguientes principios:

dos valores extremos de espesor de la superficie de asfalto,

cuatro espesores de la base de caminos, en el rango de 150 mm a 600 mm,

dos calidades de suelos de subgrados caracterizados por dos valores de módulo ampliamente diferentes.

La efectividad de Mesh Track 1 y 2 para reducir la fatiga, rodadura y deflexión quedó claramente demostrada. Se desarrolló un juego de tablas de diseño que pueda ayudar a los ingenieros de proyecto para diseñar pavimentos con una base del camino reforzada con Mesh Track 1.

Según estos resultados, se observa que, en muchos casos, la malla de refuerzo de acero permite una ganancia en el espesor de la base de caminos que asciende a 40 % del valor original.

Finalmente, se investigó la influencia del tipo de Mesh Track. Según los resultados obtenidos con algunas estructuras, se observa que las tablas de diseño antes referidas siguen siendo válidas para pavimentos reforzados con Mesh Track 2 siempre y cuando los espesores de la base del camino diseñados con estas tablas sean incrementados en 10%.

Sin embargo, aún se requiere mayor trabajo para mejorar los modelos de elementos finitos y para verificar también los resultados contra las mediciones de campo.

Finalmente, el método desarrollado anteriormente utiliza la flexibilidad del método de elementos finitos 3D y, además, ha producido tablas de diseño que pueden usarse directamente en la práctica.

5.2 PRUEBAS DE ADHERENCIA EN MUESTRAS BITUMINOSAS CON MALLAS DE REFUERZO DE ACERO

En la investigación se describe la preparación de seis muestras, haciendo uso de mallas de refuerzo de acero como sistema de interfaz. Tres muestras fueron preparadas con Mesh Track las otras tres fueron preparadas con Road Mesh. Y se realizó la interpretación de la Prueba de Adherencia realizada en estas muestras por Bekaert.

5.2.1 Parte a preparación de las muestras con mallas de refuerzo de acero para la prueba de asfalto

Las mallas de refuerzo de acero fueron entregadas por Bekaert a BRRC.

5.2.1.1 Preparación de las Muestras para la Prueba

Las muestras fueron preparadas en moldes de 400 mm. x 600 mm. Posteriormente fueron cortadas para obtener dos muestras de 200 mm. x 600 mm.

Tipo de asfalto: concreto denso tipo AB-1, con la siguiente composición:

Pórfido 10/14	(20%)
Pórfido 7/10	(14%)
Pórfido 4/7	(11%)
Pórfido 2/4	(14%)
Arena de ruptura	(21.3%)
Arena de río	(3.3%)
Arena fina	(8.2%)

Material de Relleno Duras II (8.2%)

Bitumen 50/70 (6% sobre 100% de masa de agregado)

Se regó una capa de ligante antes de colocar el sistema de interfaz COLMAT 065.

Cada molde fue relleno parcialmente tal como se describe a continuación y se muestra en las fotografías:

Una capa bituminosa (asfalto tipo AB-1) de aprox. 45 mm. de espesor.

Una primera capa de material ligante COLMAT 065, cantidad 65gr. (corresponde a una dosificación de 250 g/m²)

El sistema de interfaz, Mesh Track o Road Mesh, sin clavos.

Ya que fue necesario cortar posteriormente las muestras, el sistema de interfaz fue separado en dos partes con el fin de prevenir daños durante el corte. La barra de acero de refuerzo más gruesa es colocada al centro de la muestra, y sobresale de la muestra unos 250 mm.

Una segunda capa de material ligante COLMAT 065, cantidad 63 gr. (dosificación 250 gr/m²).

La capa superior /asfalto tipo AB-1) con un espesor aproximado de 45 mm.

La compactación se realizó un compactador de plancha francés (ver gráfico 1), de acuerdo con pr EN 12697-33 (ver referencia).

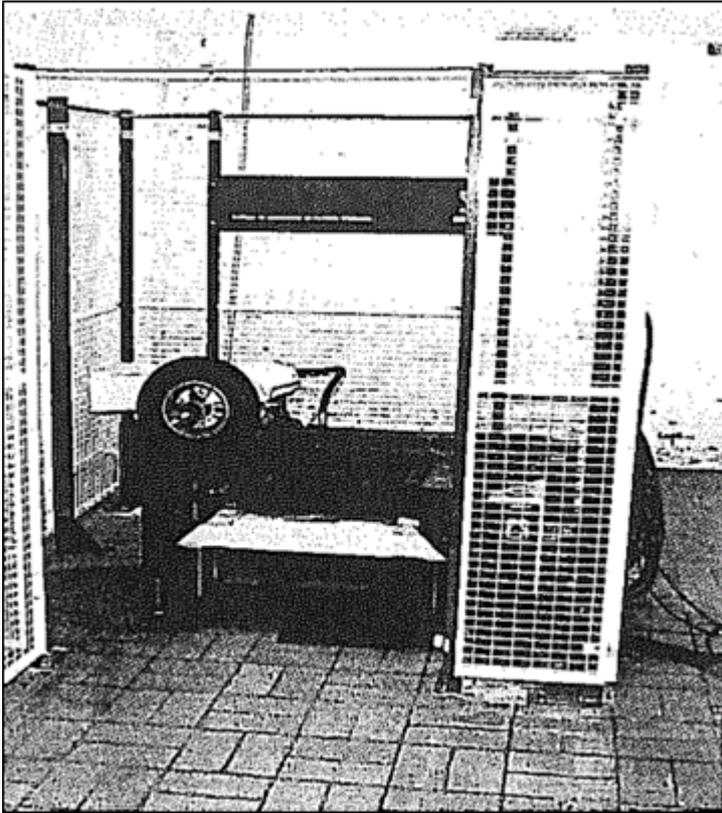


Figura 0.9: vista del compactador de plancha

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

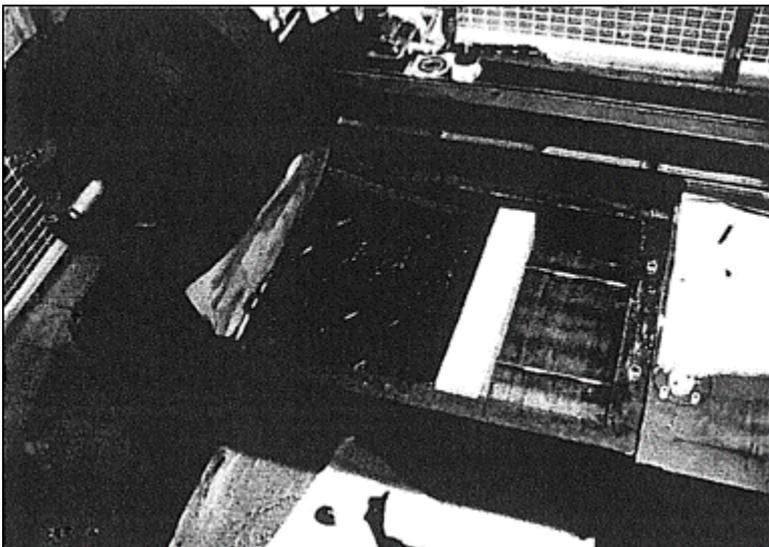


Figura 0.10: Vista de la plancha N° 1, con Mesh Track como sistema de interfaz antes de colocar la capa superior

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

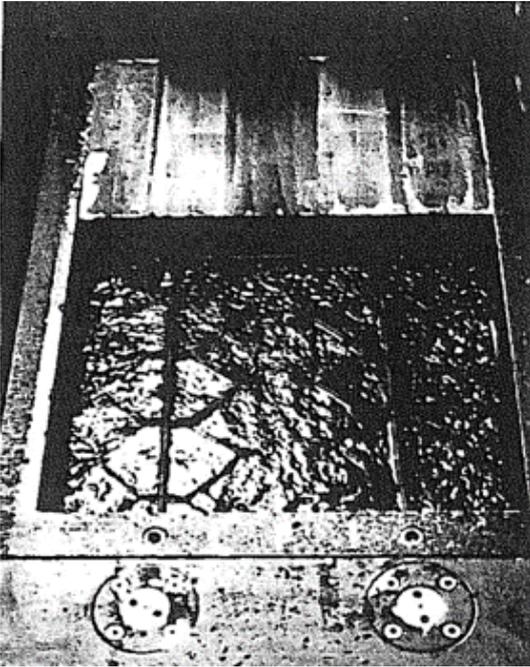


Figura 0.11: Vista de la plancha N° 2, con Road Mesh como sistema de interfaz (BRRC 4086-113 A) antes de colocar la capa superior

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

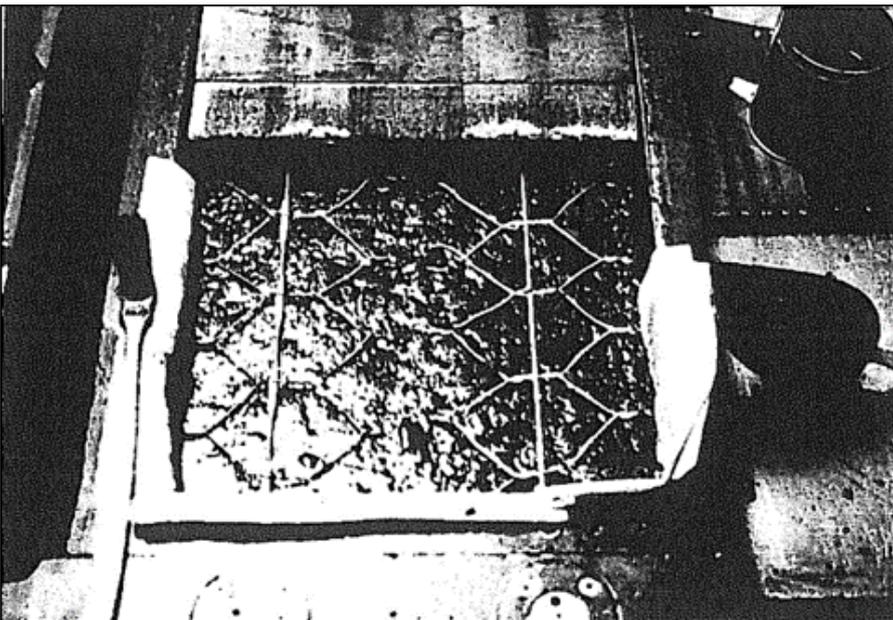


Figura 0.12: Vista de la plancha N° 2, con Mesh Track y road Mesh como sistema de interfaz, antes de colocar la capa superior.

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

5.2.2 PARTE B PRUEBAS DE ADHERENCIA

Las pruebas fueron realizadas por Bekaert. Los análisis de los resultados en bruto y la interpretación fueron realizadas por Belgian Road Research Centre.

Las pruebas de adherencia fueron realizadas en un aparato para pruebas de tracción Zwick, tipo CRE. Las pruebas se realizaron a temperatura ambiente y a dos velocidades de elongación: 1 y 10 mm/min hasta una elongación máxima de 30 mm. Para realizar las pruebas, las muestras fueron suspendidas en una cámara aislada. Las pruebas se realizaron en dirección vertical.

5.2.2.1 Identificación de las Muestras

Las pruebas de adherencia fueron realizadas en seis muestras; tres de ellas contenían Mesh Track y tres contenían Road Mesh. Las muestras fueron identificadas como Bekaert 1, 2 y 3; e Ital 1, 2 y 3 respectivamente. De cada serie, una muestra fue probada a 10 mm/min. En cada serie, dos muestras fueron probadas a una velocidad de 1 mm/min.

La Tabla 5.4 nos muestra una visión general de las velocidades de elongación para cada muestra.

Tabla 0.4: Identificación de las Muestras y sus Condiciones Experimentales

Identificación de la Muestra	Tipo de malla de refuerzo	Velocidad (mm/min)
Bekaert-1	Mesh Track	10
Bekaert-2		1
Bekaert-3		1
Ital-1	Road Mesh	10
Ital-2		1
Ital-3		1

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

5.2.2.2 Resultados de la Prueba e Interpretación

La Figura 5.13 muestra los diagramas de la Fuerza vs. Desplazamiento de las pruebas de adherencia para cada una de las muestras sometidas a prueba.

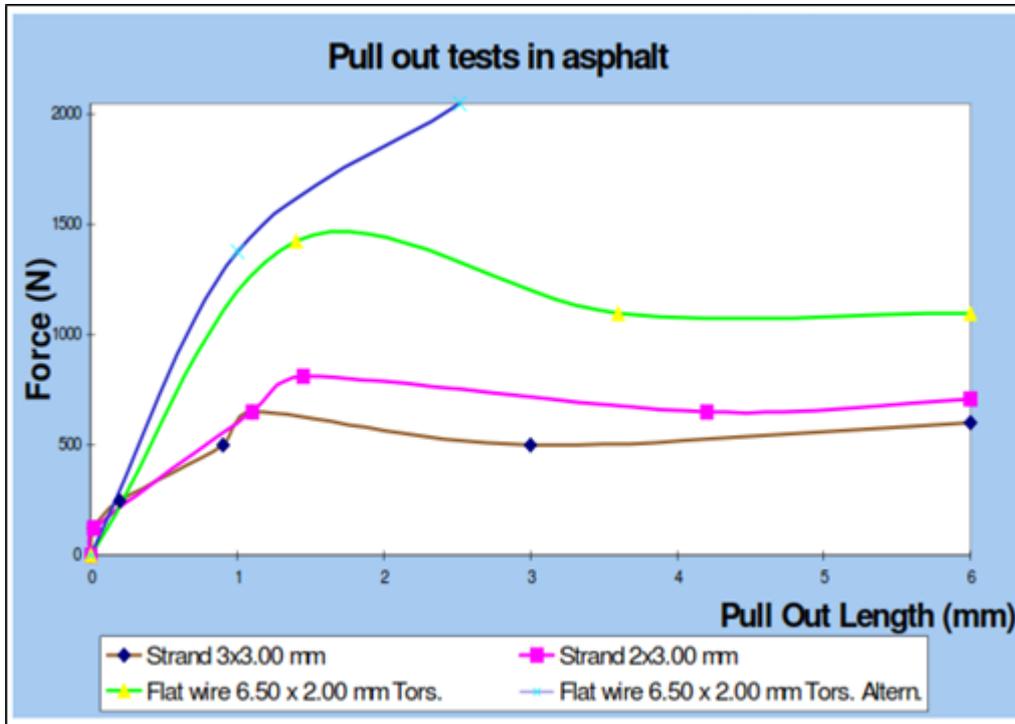


Figura 0.13: Pruebas de Adherencia: Diagramas de Fuerza y Desplazamiento

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

La Tabla 5.5 nos muestra la fuerza máxima y el desplazamiento a una fuerza máxima para cada muestra.

Tabla 0.5: Fuerza a Rupturas y Desplazamiento a Velocidad Máxima

Muestra	Velocidad (mm/min)	Fuerza máxima (N)		Desplazamiento a Fuerza máxima (mm)
Bekaert-1	10	6100		12.4
Bekaert-2	1	2790	2420 ± 370	18.9*
Bekaert-3	1	2050		28.5*
Ital-1	10	2560		2.4
Ital-2	1	1070	840 ± 230	2.2
Ital-3	1	610		11.5**

* Se encontró un nivel de fuerza casi constante, de 8 mm. hasta 20 – 30 mm.

** Se encontró un nivel de fuerza casi constante, de 1.5 mm. hasta 20 mm.

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

La Tabla 5.6 nos muestra una visión general de las fuerzas para diferentes niveles de desplazamiento.

Tabla 0.6: Comparación de la Fuerza para Diferentes Niveles de Desplazamiento

Muestra	Velocidad (mm/min)	Fuerza (N) a un desplazamiento determinado				
		0.5 mm	1.0 mm	5.0 mm	15 mm	30 mm
Bekaert-1	10	1050	1200	3500	5700	3600
Bekaert-2	1	410	540	1950	2480	2080
Bekaert-3	1	300	470	1170	1870	1990
Ital-1	10	1000	1750	1510	1000	720
Ital-2	1	370	750	630	510	-
Ital-3	1	270	410	530	460	-

Fuente: “Pruebas de adherencia en muestras bituminosas con mallas de refuerzo de acero”, Belgian Road Reserch Centre.

En base a estos resultados, se puede declarar lo siguiente:

Las muestras con Mesh Track y Road Mesh se comportan de manera diferente en estas pruebas de adherencia.

Las fuerzas máximas son mayores con Mesh Track que con Road Mesh Para cada velocidad empleada en la prueba, existe una diferencia de un factor de aproximadamente tres entre ambos tipos de muestras. Por consiguiente, podemos concluir que existe una mejor adherencia/anclaje de la malla de acero con el asfalto en el caso de Mesh Track.

Los desplazamientos a una fuerza máxima son menores con Road Mesh que con Mesh Track. Por lo tanto, Mesh Track puede soportar mayores desplazamientos antes de perder (parcialmente) la adherencia que Road Mesh.

Como puede observarse en el Figura 5.13, el comportamiento inicial de ambos productos es muy similar. Las curvas obtenidas bajo iguales condiciones de prueba casi coinciden hasta desplazamientos de 0.5 mm. aprox. Para desplazamientos superiores a 0.5 mm., las curvas para ambos tipos de productos comienzan a divergir unas de otras. Las curvas con Road Mesh son más pronunciadas, lo cual indica que el producto adquiere mayor consistencia y es menos susceptible a deformarse que Mesh Track. Esto se puede atribuir

al concepto de las mallas de acero (alambres torsionados para el caso de Mesh Track y juntas fijas para el caso de Road Mesh), lo que permite mayor flexibilidad en el caso de Mesh Track. Como resultado del comportamiento que muestra menos tendencia a deformarse, el caso de Road Mesh registra fallas parciales mucho antes que el otro producto.

Aún no queda claro si la falla se debe a una falla en las juntas de la malla de acero o si puede atribuirse a una pérdida de adherencia de la malla de acero a la capa de asfalto, o a ambas causas.

Para grandes desplazamientos (después de alcanzar el primer valor máximo), las fuerzas permanecen relativamente altas, lo cual quiere decir que no se registra una falla total. Aquí también las fuerzas son mayores con Mesh Track que con Road Mesh; igualmente, la relativa caída de la fuerza luego del primer valor máximo es menor en el caso de Mesh Track. Por lo tanto, Mesh Track registra una mayor ductilidad que Road Mesh. Particularmente en los casos de Bekaert-2 y Bekaert-3 casi no se registra caídas. Todas estas observaciones brindan evidencia de un mejor anclaje/adherencia de la malla de acero al asfalto en el caso de Mesh Track, en comparación con Road Mesh.

Las fuerzas máximas dependen en gran medida de la velocidad de elongación. Mientras mayor sea la velocidad de elongación, mayor será la fuerza máxima.

5.2.3 Análisis

Se prepararon en el laboratorio seis muestras con idénticas composiciones: tres con Mesh Track con una malla de refuerzo de acero, y tres con Road Mesh. Ambas mallas de refuerzo de acero fueron incorporadas a la capa de asfalto de manera similar. Las pruebas de adherencia fueron realizadas en estas muestras a dos niveles de velocidad diferentes.

Los resultados de estas pruebas de adherencia muestran una gran diferencia en el comportamiento de los productos. Con el Mesh Track se observaron mayores fuerzas de adherencia que con el Road Mesh, observándose mayores desplazamientos a una fuerza de adherencia máxima. Esto demuestra que Mesh Track tiene una mejor adherencia/anclaje al asfalto que Road Mesh.

Si bien ambos productos muestran un comportamiento casi idéntico al inicio de la prueba (para desplazamientos inferiores a 0.5 mm. aproximadamente), éstos se comportan de manera diferente para desplazamientos mayores. Road Mesh tiene más consistencia y tiene menos tendencia a deformarse que Mesh Track para desplazamientos superiores a 0.5 mm. Las muestras con Mesh Track muestran un comportamiento más dúctil que las muestras con Road Mesh, con grandes fuerzas remanentes después de alcanzar el primer valor máximo de la muestra. Ello demuestra que no existe una falla real o una pérdida total de adherencia de la malla de acero con la muestra de asfalto durante la prueba.

5.3 REFUERZO DE ACERO EN LA SUPERFICIE PARA PAVIMENTOS DE ASFALTO.

En esta investigación los autores estudian el efecto de refuerzo acerado en pavimento de asfalto según tres simulaciones de elementos finitos dimensionales. En particular, el pavimento de asfalto con y sin refuerzo acerado fue estudiado en una condición estática de carga. El modelado simula la geometría exacta de interstrato acerado del refuerzo y el asfalto caliente de la mezcla como un material del viscoelástico que cambia sus actuaciones mecánicas según la temperatura y la sensibilidad térmica en la mezcla del concreto asfáltico usado en las pruebas del laboratorio. La comparación entre los modeladores y los resultados de prueba del laboratorio confirmó la tres consistencia finita dimensional de modelo del elemento (3D-FEM). Las funciones de análisis de las que el efecto en el pavimento acoda aceran refuerzo en términos de la variación del campo de tensión comparado con pavimentos no reforzados. Esta simulación numérica permite identificar la ventaja que ésta reforzó posición puede inducir en la actuación de pavimento de asfalto.

Las palabras claves: Los pavimentos reforzados, la malla de acero, el análisis de 3D-FEM.

5.3.1 La introducción

Uno de las recientes sugerencias en la tecnología de pavimento de asfalto es insertar un sistema de refuerzo entre las capas de pavimento. En un principio, la idea de insertar una malla en la interfaz de las capas del pavimento fue ideado como sistema de craqueo antirreflectante. En un segundo tiempo, algunos autores, Brown (2001), Al-Qadi et al. (2003, a), tuvo en cuenta la contribución de las redes de mecánica y comenzó a investigar

sus efectos estructurales. Siguiendo este concepto, algunas compañías comenzaron a producir diferentes redes de refuerzo del pavimento: rejillas de fibra de vidrio, rejillas de polipropileno, red de acero, etc.

En general, las redes que se utilizan para mejorar el comportamiento del pavimento se insertan entre la capa base y la capa de sub-base. (Montepara et al 2005, a) Recientemente, algunos investigadores de la Universidad de Parma propusieron utilizar una red de acero de refuerzo en una posición más superficial como método de mantenimiento: la idea es colocar el refuerzo entre la capa de aglutinante y la capa de base durante un trabajo de rehabilitación, sin necesidad de demoler todo el pavimento.

Este artículo presenta un 3D-FEM para investigar el comportamiento de los pavimentos reforzados con malla de acero superficie haciendo una comparación entre pavimentos reforzados y no reforzados. El modelo se ha realizado pensando al pavimento como una estructura tridimensional, por lo que la capa se ha modelado sin tener en cuenta su macroestructura, pero teniendo en cuenta su comportamiento mecánico general.

5.3.2 Metodología

El objetivo principal de este trabajo de investigación fue evaluar el estrés y la tensión en un pavimento flexible con y sin refuerzo de acero. Siguiendo experiencias experimentales previas (Montepara et al. 2005, b), se tiene en cuenta una prueba de laboratorio (tres puntos ensayo de flexión) se realiza en placas rectangulares de 50x50 cm. El tamaño y las características de las muestras utilizadas en las pruebas de flexión de tres puntos de prueba considerados (Prueba 3-Pb) están diseñados para evitar que el tamaño de la malla de compensación de la generación de efectos de escala (Fig. 5.14). Al mismo tiempo, también están destinados a ayudar haciendo hincapié en el comportamiento inducido por la placa de refuerzo. La decisión de hacer una de dos capas de muestra se ha tomado con el fin de que sea lo más representativo posible de las capas superficiales del pavimento real.

En el ejemplo de la simplificación de material viscoelástico, llevamos a cabo algunas pruebas de laboratorio para detectar el rango de temperatura que valida la hipótesis subyacente.

Los materiales utilizados en las etapas experimentales (la carpeta y capa de rodadura) se han sometido a pruebas de módulo complejo siguiendo la metodología AASHTO 2002.

Se consideran los tipos de mezcla bituminosa utilizados, las pruebas mostraron un comportamiento viscoelástico a una temperatura que oscila entre 5 ° C a 25 ° C. A la luz de estas evidencias, los módulos complejos se han modelado la implementación de los elementos finitos en Abaqus bajo la hipótesis de material viscoelástico.

La comparación entre los datos registrados en las pruebas de laboratorio y los resultados del modelo en términos de deformaciones muestran una buena consistencia.

A modo de ejemplo, aquí sigue la comparación entre la onda de deformación registrada en las pruebas de laboratorio sobre la capa de aglutinante en el $T = 21 \text{ ° C}$ y en la frecuencia de 0,1 Hz y la deformación calculada por el análisis numérico en lo que respecta material viscoelástico (figura 5.15).

Definida la gama de temperaturas en la prueba, las pruebas de laboratorio se podrían llevar más adelante. Tres pruebas con punto de aplicación de carga de 5,04 mm/min flexión se han llevado a cabo sobre placas de mezcla bituminosa con y sin refuerzo a las temperaturas de 5 ° C y 25 ° C. Las placas formadas por una capa de aglutinante a 5 cm de espesor y 3 cm de espesor, capa de rodadura representan las capas superficiales reales de un pavimento de la carretera.

Los resultados de las pruebas de fallo en la superficie, el uso y las capas de aglutinante muestran que la malla es capaz de proporcionar una alta resistencia post-fractura en el pavimento de asfalto en todas las temperaturas. Independientemente de la resistencia máxima, se observó que la armadura de acero es capaz de aumentar y que la más evidente el crecimiento, la más alta es la temperatura de ensayo.

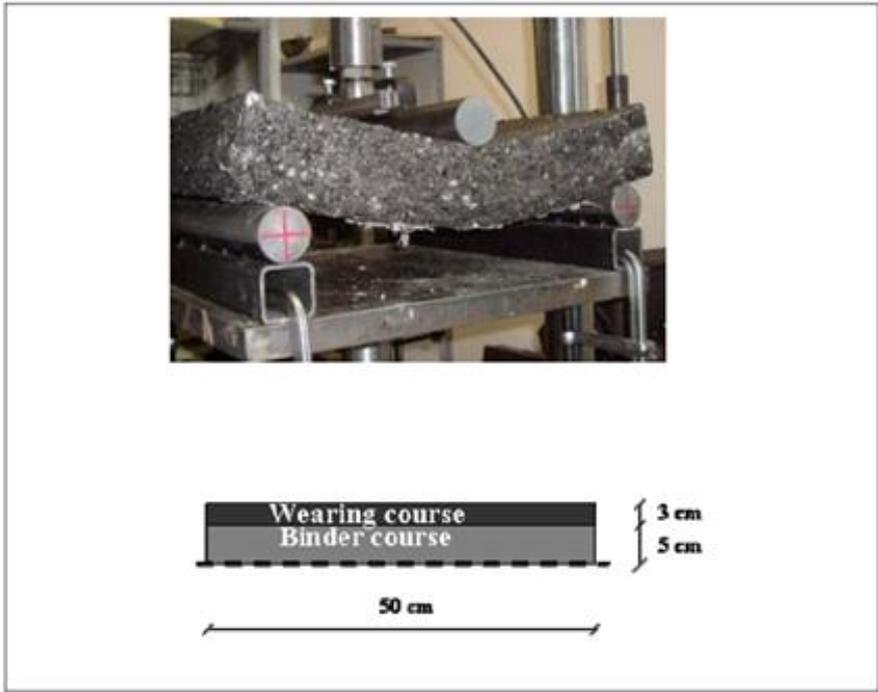


Figura 0.14: 3-PB Test

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

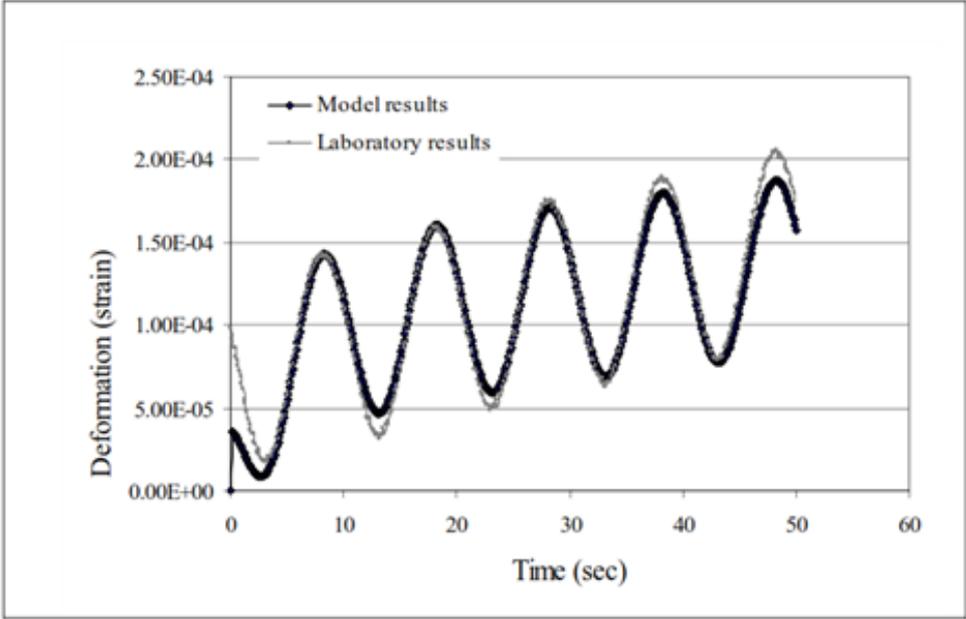


Figura 0.15: AASHTO 202 Test

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

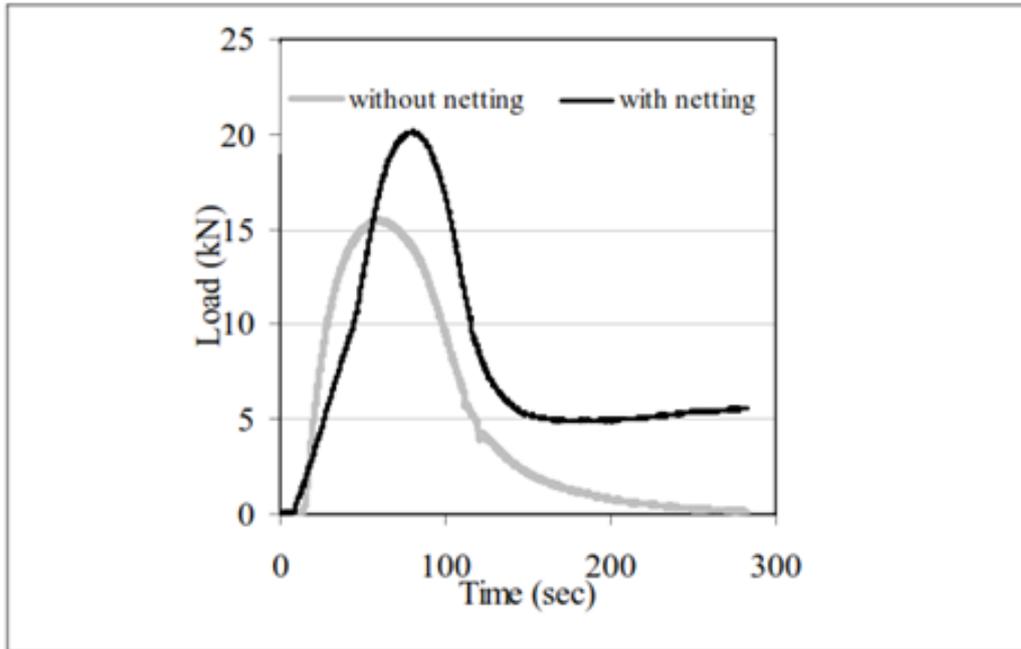


Figura 0.16: 3-PB Test results at 5° C

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

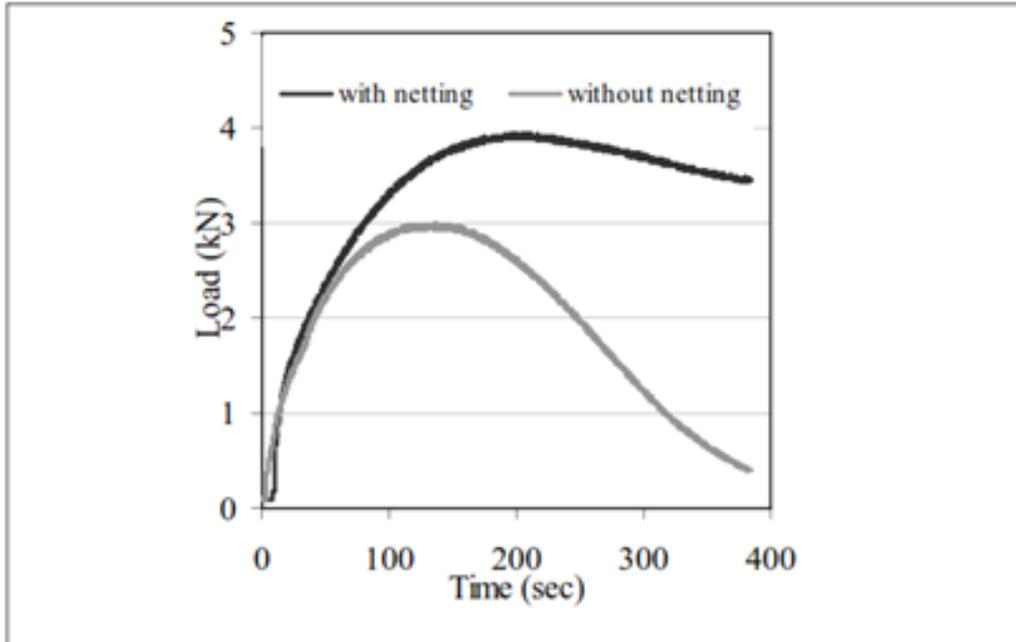


Figura 0.17: 4-PB Test results at 5° C

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

5.3.3 El modelaje numérico

La Geometría del modelo

Después de algunos análisis importantes tomados de la literatura (Thom 2000), (Elseifi et al. 2003, b), (Uddin et al. 1995), (Uddin et al. 2000), el modelado se ha desarrollado utilizando el programa ABAQUS 6.4.

Con el fin de simular las dos capas de asfalto diferentes, elementos de ladrillo de 8 nodos tridimensionales C3D8 se han utilizado (Fig. 5.18). Para modelar un espécimen de 50cm x 50cm x 8 cm, la malla es 2cm x 2cm x h, donde h es el espesor de las capas. Por otra parte, para aumentar la precisión, la malla se había espesado en el área de aplicación de la carga.

El refuerzo de acero ha sido modelada utilizando tridimensionales de dos nodos elementos de viga B33, caracterizados por 6 grados de libertad (DOF) para cada nodo, de los cuales tres de traslación y tres de rotación. Cada elemento está relacionado con una propiedad de sección de la viga, que define el material asociado al elemento y el perfil de la sección del propio elemento. Para definir el comportamiento de la sección transversal, la sección transversal maciza y ha sido elegido. En consecuencia, la geometría de la viga ha sido la elección modela secciones circulares con el mismo tamaño que la red de refuerzo de bienes (2,4 mm para el diámetro de compensación y 4,4 mm para el diámetro de la barra).

Todas las vigas se han creado en una única superficie con el fin de simular la interacción con la mezcla bituminosa y el comportamiento tridimensional de la malla.

La decisión de utilizar vigas se produce por el hecho de que la transmisión de esfuerzo axial sólo no ha sido calificado suficiente para modelar la red: de hecho, el refuerzo puede ser puesto bajo una gran esfuerzos de flexión, especialmente cuando el ensayo de flexión alcanza grandes curvaturas (Uddin et al. 2000).

Se procedió el modelado de los contactos entre las superficies ordenando las mismas deformaciones de la superficie sobre la capa de aglutinante, que se establece como la superficie principal, como en la superficie por debajo de la esclava. De hecho, el primer análisis de las pruebas de laboratorio mostró un comportamiento totalmente de delimitación entre las capas.

Después del modelado FEM de la muestra, se procedió a la simulación de prueba.

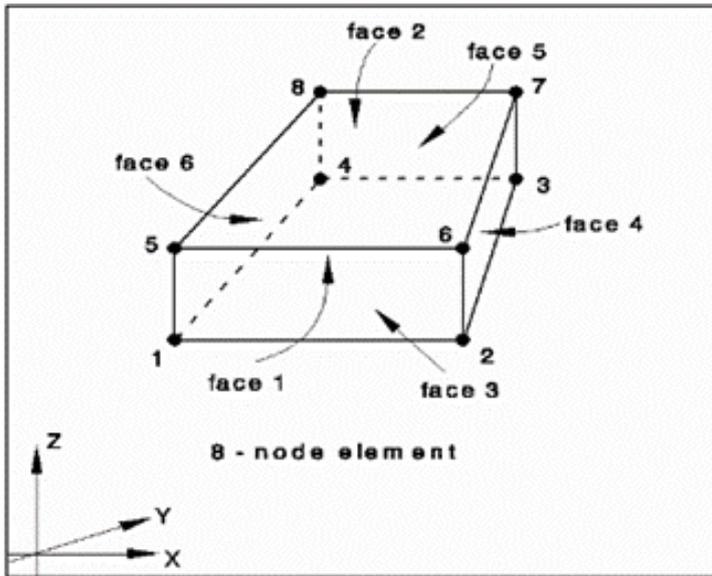


Figura 0.18: 8-Nobre brick element C3D8

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

Tipos de análisis

Los parámetros requeridos por el programa (ABAQUS 6.4) para este tipo de análisis son g^*_{real} , g^*_{imm} , k^*_{real} e k^*_{imm} . Para cada frecuencia, usamos los valores del módulo dinámico y del ángulo de retraso para obtener estos parámetros usando las siguientes ecuaciones:

$$g^*_{real} = \frac{G_{0real}}{G_0} \quad (1)$$

$$g^*_{imm} = 1 - \frac{G_{0imm}}{G_0} \quad (2)$$

$$k^*_{real} = \frac{k_{0real}}{k_0} \quad (3)$$

$$k^*_{imm} = 1 - \frac{k_{0imm}}{k_0} \quad (4)$$

El valor del módulo de esfuerzo al corte G_0 guardó relación con el módulo elástico a E_0 está dado:

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu)} \quad (5)$$

Donde ν es el coeficiente Poisson (el valor de literatura) igual para 0.35. Desde que es una relación complicada, eso puede ser factorizada adentro parte verdadera e imaginaria, obteniendo a G_{0real} y G_{0imm} de los componente $E_{real} = E \cdot \cos\delta$ y $E_{imm} = E \cdot \sin\delta$ del módulo complicado (δ es el ángulo de retraso). El valor G_0 es el módulo de esfuerzo al corte de largo plazo.

Mientras que G es la resistencia al corte, k da una indicación de la compresibilidad del material. Cuanto más alto sea el valor, más compresible del material. El procedimiento para obtener k_{0real} , k_{0imm} y k_0 es similar a lo que siguió para el módulo de corte. La única diferencia es que, en este caso, el punto de partida es el enlace entre el módulo elástico y a granel, obtenida a partir de la relación:

$$k_0 = \frac{E_0}{3(1 - 2\nu)} \quad (6)$$

5.3.4 La Evaluación de Contribución de la Malla

El efecto de la contribución de la malla ha sido evaluado comparando el esfuerzo de flexión del material obtenido por las simulaciones 3-PB Test en especímenes reforzados y no reforzados en las temperaturas remisivas de 5 ° C y 25 ° C.

5.3.4.1 Prueba 3-PB

Para simular la prueba de flexión de tres puntos, se modelaron también un cilindro de acero, la cual se aplica la carga. También la ley estática se ha fijado directamente en el cilindro (fig. 5.19).

La comparación entre reforzado y no reforzado muestra destaca una reorganización del estado de flexión inducida por la red (Fig. 5.20) de malla de acero. En particular, la zona cerca del eje donde se aplica la carga muestra un efecto de distribución, cuya primera consecuencia es una reducción consistente de la zona interesada por la flexión máxima. Todo esto es aún más evidente en la temperatura de 25 ° C.

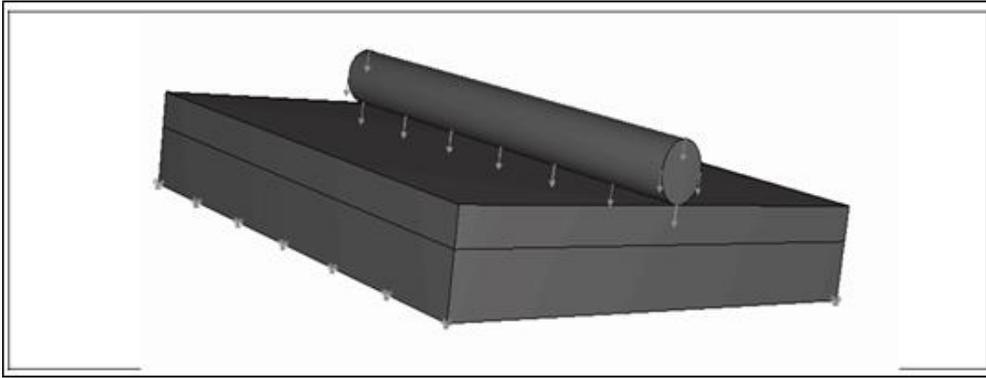


Figura 0.19: Tres puntos de flexión simulación de prueba

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

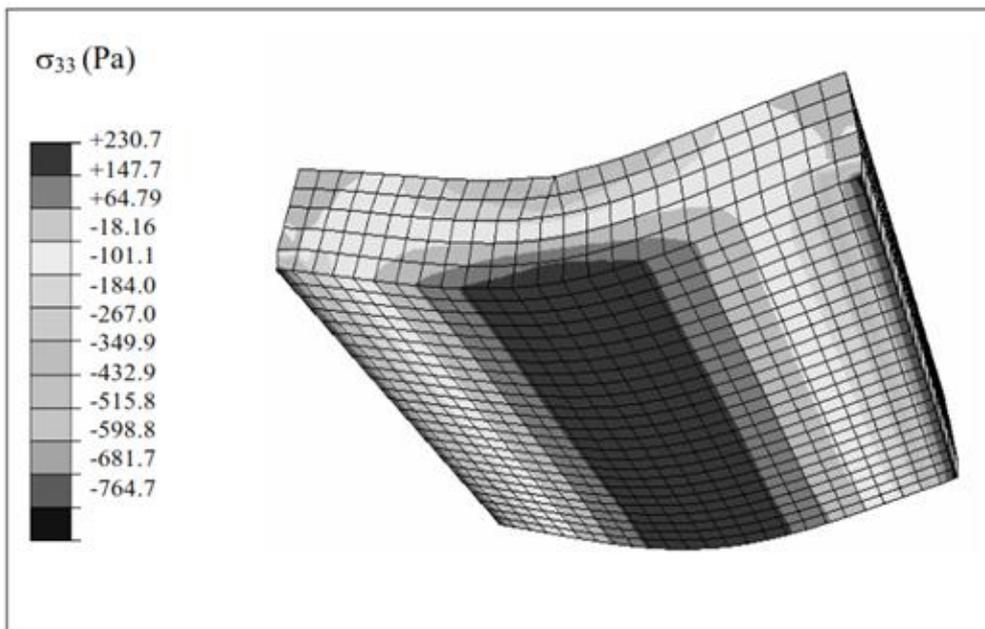


Figura 0.20: Modelo sin compensación a 5° C (campo viscoelástico): tensión vertical

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

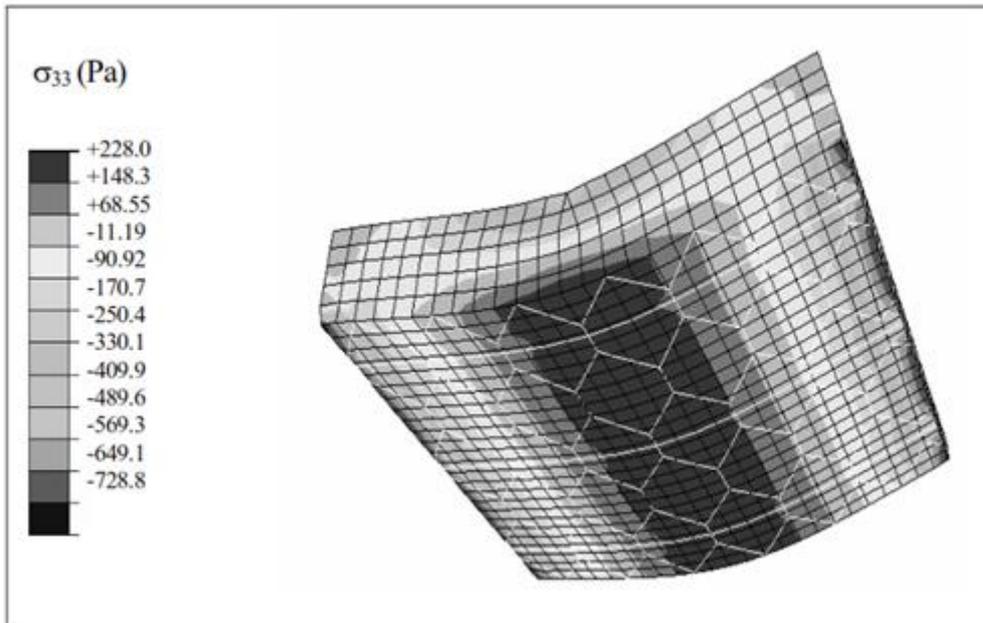


Figura 0.21: Modelo con malla en 5° C (campo viscoelástico) tensión vertical

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University of Parma, Montepara, A

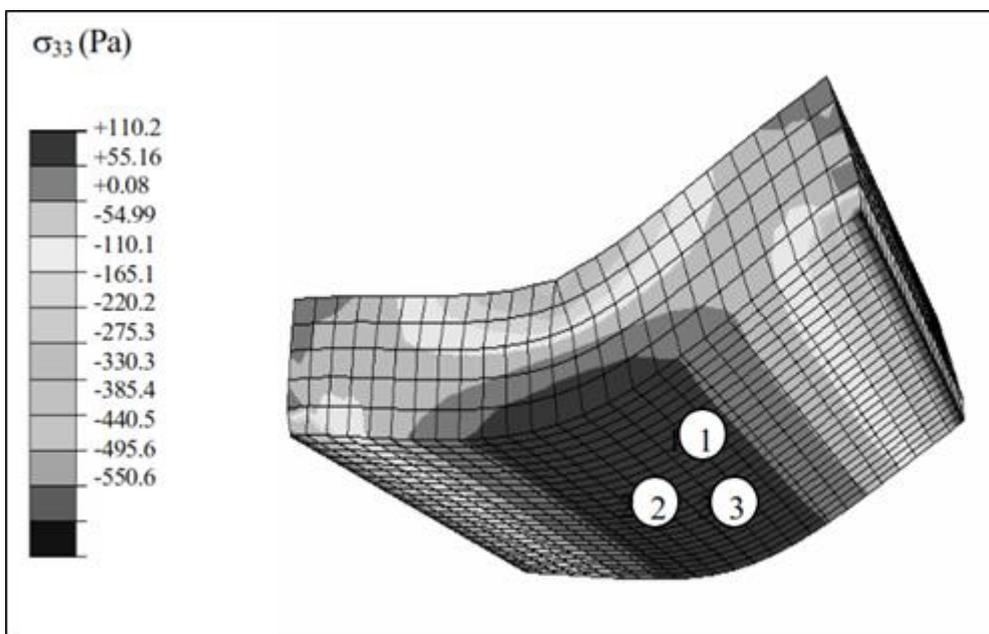


Figura 0.22: Modelo sin compensación a 25° C (campo viscoelástico) tensión vertical

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University of Parma, Montepara, A

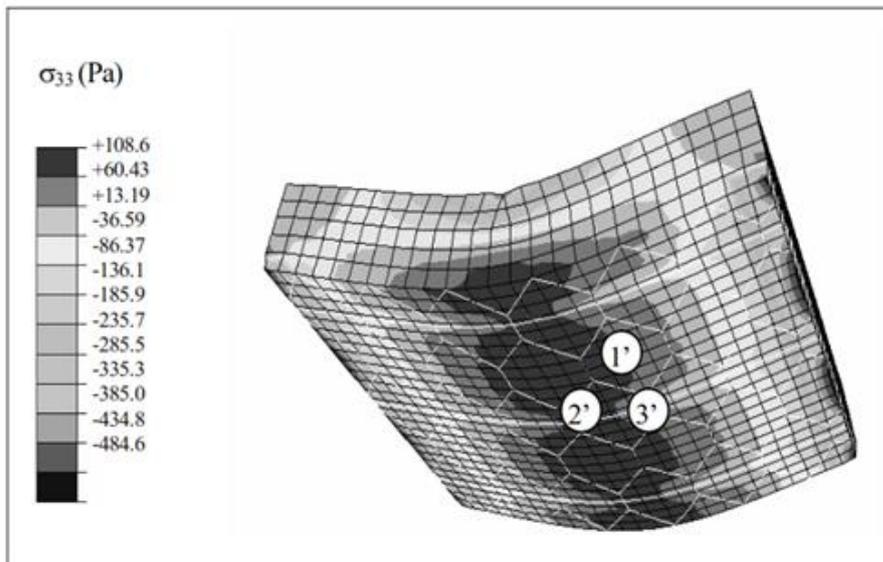


Figura 0.23: Modelo con malla en 25° C (campo viscoelástico) tensión vertical

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A

En particular, se observa que el efecto inducido por Malla de acero en la distribución de los esfuerzos verticales (fig. 5.22, 5.23), en otras palabras, las tensiones que son las tensiones en las capas inferiores, son más altos cerca de las barras de refuerzo de acero y alrededor de la mallas hexagonales (Tab.5.7). Este efecto reduce el área de mayor estrés y disminuye el daño cargas. La resistencia a la rotura, como se muestra por medio de pruebas, lo confirma. Por el contrario, en la muestra sin refuerzo de la fractura es seguida de un colapso de la muestra. Es posible ver que en la figura 5.24, donde, al final de la prueba, en la muestra sin red hay una fractura macro que divide en dos acciones distintas de la muestra, mientras que el espécimen reforzado preserva la continuidad de material.

Tabla 0.7: Modelado a 25° C de 3-PB prueba la reducción del estrés

Positions*		Vertical stress reduction
1	5 cm near load area	15%
2	Under load area near the steel netting	25%
3	5 cm near load area near the steel netting	50%
* Point refered to Figure 9 and 10		

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University de Parma, Montepara, A



Figura 0.24: Las muestras después de la rotura

Fuente: “Un refuerzo de acero en la superficie para pavimentos de asfalto”, University of Parma, Montepara, A

5.3.5 Análisis

Este artículo presenta una evaluación de análisis numérico de la eficiencia de una Malla de refuerzo de acero colocado entre la capa de aglutinante y la capa de base con el fin de proporcionar un buen soporte para el diseño del pavimento.

Con el fin de lograr este objetivo, es esencial para verificar la exactitud de la modelización propuesto por la comparación de los resultados experimentales obtenidos en pruebas de laboratorio y el análisis numérico.

Ambos resultados muestran que a cada temperatura se alcanza una mejora del comportamiento mecánico mundial. Esto se debe principalmente a los siguientes elementos:

Al 5 ° C, la rigidez de la mezcla de asfalto no permite el refuerzo para ser totalmente eficaz; Además no hay una correspondencia entre un aumento en la fuerza máxima y un aumento de la deformabilidad.

A 25 ° C, las actuaciones de la mezcla de asfalto disminuyen permitiendo que la malla actúe aumentando tanto la fuerza máxima y la deformación a rotura.

Al mismo tiempo, el modelo de elementos finitos desarrollado es capaz de estimar la disminución de la tensión debido a la presencia de la armadura. En cargas iguales, las tensiones en la muestra tal compensación son más grandes que los de la muestra

reforzados. Además, las cepas de igualdad, la tendencia cualitativa de las tensiones en la pieza sin red son más grandes que los de la muestra con refuerzo. Por último, la gran contribución de la malla en la disminución del estado de estrés. Esto se pone de relieve por el hecho de que la red de acero distribuye la carga sobre un área más amplia. Por lo tanto, se puede suponer que el refuerzo podría ser capaz de aumentar la resistencia a la fatiga y la vida útil del pavimento.

CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN DE LA REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA DE ACCESO A LA S.M.C.V.

6.1 MARCO SITUACIONAL

El tramo de vía en análisis tiene como inicio de proyecto el hito del km 0+000 fijado en la intersección de la vía que se dirige a Congata y la línea férrea del tren é hito final en el km 1+900 el cual está ubicado aproximadamente a 220 m. pasando el túnel que va a Cerro Verde.

El estado actual de la vía clasifica como muy deteriorada, según la evaluación superficial mediante la metodología PCI (Ver figura) que mide el grado de deterioro superficial del pavimento, arrojando valores que varían entre 0 y 30; los cuales se consideran bajos y reflejan la necesidad de intervención para mejorar la servicialbilidad. En estas condiciones el pavimento amerita reconstrucción.

En tal sentido se planteó utilizar el sistema BITUFOR (Mesh Track + SlurrySeal), que consiste en la colocación de malla de acero que evita la reflexión temprana de fisuras entre carpeta antigua y carpeta nueva, tomando de premisa lo indicado por este sistema así como el horizonte del proyecto que es incrementar el índice de serviciabilidad del pavimento es que se ha optado por desarrollar una estrategia de Rehabilitación.

Este proyecto forma parte del proceso de rehabilitación de vías de acceso a la Sociedad Minera Cerro Verde, el cual tiene la finalidad de brindar un óptimo nivel de serviciabilidad a la vía existente; mejorando el transporte terrestre, disminuyendo los costos operativos de movilización, lo que se refleja en la economía de los usuarios. Así mismo el proyecto forma parte del eje de desarrollo urbano y vial de la Municipalidad Distrital de Uchumayo - Arequipa.

Los objetivos principales del proyecto son:

Incrementar el nivel de servicio del tramo de proyecto mediante la rehabilitación, la cual consta de trabajos de intervención de carpeta asfáltica existente, colocación de una malla de acero galvanizada retardar la reflexión de fisuras, colocación de Slurry Seal y recapeo asfáltico, desde la Prog. km 0+000 (Cruce de vía férrea) hasta la Prog. Km 1+900.

Implementar el sistema BITUFOR (Mesh trak + Slurry Seal) como opción a la reconstrucción de la vía.

Mejorar las condiciones económicas y sociales de los pobladores en el área de influencia del proyecto.

6.2 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA VÍA

Departamento	:	Arequipa
Provincia	:	Arequipa
Distrito	:	Uchumayo
Inicio de Tramo	:	Prog. Km 0+000 (Cruce de la vía férrea)
Fin de Tramo	:	Prog. Km 1+900 (A 200 m. pasando el túnel)
Longitud del Tramo	:	1900 m
Ancho	:	Variable entre 6.8 m. y 7.4m. Promedio 7.2 m
Altitud	:	Variable entre 2 121 y 2 232 m.s.n.m.
Superficie de Pavimento:		Pavimento Asfáltico
Tipo de Carga Vehicular:		Carga de Vehículos Ligeros y Pesados



Figura 0.1: Mapa Vial de Arequipa

Fuente: Mapa Vial AREQUIPA. MTC

Se puede apreciar en el mapa vial Arequipa, que la vía pertenece a las vías de interconexión principales del distrito.



Figura 0.2: Vista Satelital del Tramo de Intervención

Fuente: Google Earth

Descripción de puntos de interés:

PUNTO INICIO – Inicio de Vía (Cruce de la carretera con vía férrea)

PUNTO 6	–	Acceso a Garita S.M.C.V.
PUNTO 7	–	Inicio de Túnel
PUNTO 8	–	Fin de Túnel
PUNTO FINAL	–	Fin de Vía (Prog. Km 1+900)

6.3 GEOLOGÍA DEL ÁREA ESTUDIADA

6.3.1 Geomorfología

Los rasgos geomorfológicos del área de estudio son el resultado del proceso tectónico y plutónico sobre impuesto por los procesos de geodinámicos que han modelado en forma singular la Superficie, el trabajo intenso de erosión efectuado por los ríos y quebradas, es importante también la presencia de intrusivos, que han perturbado la topografía de la zona.

Cordillera de laderas.- Es una cadena montañosa que está constituida por rocas plutónicas, que su relieve muestra pendientes altas que tienen cumbres de 2,400 a 2,800 m.s.n.m caracterizados por sus formas redondeadas o rugosas.

Esta cadena de cerros presenta un sistema de drenaje detrítico.

6.3.2 Geología General

La geología de la variante de la carretera se ubica formando parte del Batolito costanero, las rocas intrusivas dentro del área constituyen una cadena montañosa que se extiende desde el límite Sur, hasta las proximidades del río Sigvas en el Norte, está orientada de Noroeste a Sureste con una longitud de 50Km y un ancho que varía de 7 a 17Km aproximadamente.

La gran variedad de rocas intrusivas batolíticas han sido agrupadas según su composición y sus relaciones de intrusión en: tonalita, grupo gabro-diorita, tonalita de laderas, grupo Vítor, granodiorita y diques de cuarzo, aplita y pegmatita.

Grupo Gabro-diorita:

Estas rocas han sido determinadas como gabro y diorita, la relación entre una y otra especie posiblemente sea transicional, o también es posible que la diorita se hubiese producido, a expensas del gabro y pertenece al Cretaceo Inferior (KTi-gbdi).

La roca en superficie fresca, es de color gris oscuro y gris verde por alteración y algo rojizo por intemperismo, el grano es mediano, reconociéndose cristales de feldespatos y horblenda y en algunos casos biotita y cuarzo.

Volcánico Sencca

Los tufos (cenizas volcánicas) son de composición dacítica o riolítica, distinguiéndose a simple vista granos de cuarzo

Los tufos son de composición dacítica o riolítica, distinguiéndose a simple vista granos de cuarzo feldespatos y biotita,

En la zona de estudio se encuentra en las faldas de los cerros como en las partes altas.

Depósitos Aluviales

Compuestos por material que consiste principalmente de gravas poco consolidados, arenas y limos, se encuentra en la quebradas existentes en la zona de estudio.

6.4 CLIMA Y VEGETACIÓN

6.4.1 Clima

Referente al clima, según datos proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología se tiene:

El promedio anual de precipitación en algunos lugares del área, registrado en el año 1955 es el siguiente: 59.4mm. en Huanca, 61.8mm. en Socabaya y 169.5mm. en Pampa de Arrieros. El promedio mensual de precipitación es mínimo en los meses de Abril a Agosto y máximo en los meses de Enero a Marzo.

El promedio mensual de temperatura en Arequipa (año 1941a1964), arroja un máximo medio de 23.5°C para los meses de Diciembre a Marzo y un mínimo medio de 3.7°C para los meses de Junio y Julio.

Las partes topográficamente altas, reciben mayor precipitación que las partes bajas; por consiguiente, la cantidad de precipitación decrece hacia el Oeste, siendo lo más seco la parte Sur-Oeste del área.

De la misma manera, la temperatura registrada está en relación con la altitud; así, las partes bajas son más calurosas que las partes altas.

6.4.2 Vegetación

Existen cultivos en los alrededores del inicio del tramo de intervención, estos cultivos son variables. A medida que se avanza desde el km 0+000 hacia el km 1+ 900 se hace más escasa la vegetación, llegando a ser terrenos eriazos debido a la geología ya mencionada en el ítem anterior.

6.5 SITUACIÓN PREVIA A LA REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA

Se ha realizado la evaluación superficial de la vía mediante la metodología PCI, así también se ha identificado y demarcado las zonas de fallas en el pavimento con fines de intervención, en la Tabla 6.1 se indica la intervención para rehabilitación sin colocación de malla de acero.

Esta metodología, PCI (Pavemtn Index Conditic) resulta ser muy objetiva debido a la cuantificación y la ponderación de las fallas presentes en el pavimento, se realiza por inspección visual y toma de datos, los cuales son procesados y se determina el Índice de Condición del Pavimento, este valor se clasifica y permite tomar decisiones de intervención.

A continuación se muestra el cuadro de identificación de fallas, el cual ha sido elaborado junto con la delimitación in-situ de zonas de falla en el pavimento; luego se realizó las mediciones y clasificación de las áreas de falla (Tabla 6.1). Los valores obtenidos se muestran en el siguiente cuadro de identificación de fallas:

Tabla 0.1: Áreas de Intervención sin colocado de malla de acero

PROGRESIVA			BACHEO (m ²)			RELLENO (m ²) (h>1.5cm)			FRESADO (m ²)			PCI
			PARCIAL	ACUMULADO	%	PARCIAL	ACUMULADO	%	PARCIAL	ACUMULADO	%	
0	-	100	36.19	36.19	5.25	11.26	11.26	1.63	1.61	1.61	0.23	30
100	-	200	56.72	92.92	8.22	27.40	38.66	3.97	6.99	8.60	1.01	25
200	-	300	56.87	149.79	8.24	0.00	38.66	0.00	5.68	14.28	0.82	25
300	-	400	97.34	247.13	14.11	0.00	38.66	0.00	0.00	14.28	0.00	12
400	-	500	42.46	289.59	6.15	14.59	53.25	2.11	0.00	14.28	0.00	14
500	-	600	92.31	381.90	13.38	91.97	145.22	13.33	0.00	14.28	0.00	8
600	-	700	70.16	452.06	10.17	10.15	155.37	1.47	19.35	33.63	2.80	22
700	-	800	68.59	520.64	9.94	12.59	167.96	1.82	0.00	33.63	0.00	11
800	-	900	79.77	600.41	11.58	107.39	275.35	15.56	0.00	33.63	0.00	8
900	-	1000	113.43	713.84	16.44	0.00	275.35	0.00	0.00	33.63	0.00	9
1000	-	1100	149.63	863.47	21.69	0.00	275.35	0.00	13.92	47.55	2.02	6
1100	-	1200	143.77	1007.24	20.84	0.00	275.35	0.00	27.83	75.38	4.03	0
1200	-	1300	608.04	1615.28	88.12	0.00	275.35	0.00	0.00	75.38	0.00	0
1300	-	1400	450.34	2065.62	65.27	0.00	275.35	0.00	0.00	75.38	0.00	0
1400	-	1500	177.36	2242.98	25.70	0.00	275.35	0.00	0.00	75.38	0.00	12
1500	-	1600	0.00	2243.00	0.00	0.00	275.35	0.00	0.00	75.38	0.00	65
1600	-	1700	0.00	2243.00	0.00	0.00	275.35	0.00	0.00	75.38	0.00	65
1700	-	1800	149.91	2392.91	21.73	0.00	275.35	0.00	0.00	75.38	0.00	35
1800	-	1900	321.82	2714.73	46.64	27.79	303.14	4.03	0.00	75.38	0.00	0

Fuente: Prodak – Perú

Se puede considerar como MALO el estado de la vía, a continuación se muestran fotos del estado actual de la vía:



Figura 0.3: Inicio de tramo a intervenir Prog. 0+000

Fuente: Prodak – Peru

INICIO DE TRAMO A INTERVENIR PROG. 0+000

Se puede apreciar el deterioro superficial de la carpeta por disgregación del asfalto. La vía está sometida a considerables esfuerzos por acción de gran volumen de tránsito de vehículos pesados



Figura 0.4: Tipos de falla que se muestra en la vía

Fuente: Prodak – Perú

El tipo de falla que se muestra está presente en casi la totalidad de la vía, este tipo de falla es conocida como grietas parabólicas, estas nacen de los bordes y se interconectan en la parte central, generando piel de cocodrilo y desprendimientos de la carpeta asfáltica.



Figura 0.5: Deterioro superficial

Fuente: Prodak – Perú

Se puede apreciar el deterioro superficial de la carpeta por disgregación del asfalto. La acción del rozamiento, de un inadecuado diseño de mezcla asfáltica y la deficiencia de los materiales aceleran este proceso de falla superficial.



Figura 0.6: Deterioro Superficial

Fuente: Prodak – Perú

En el tramo de acceso al túnel se presenta piel de cocodrilo en aprox. 80% de la superficie asfáltica, esta falla se debe a faltantes estructurales de todo el pavimento. En el tramo del túnel, se presentan solo fallas superficiales. Se muestran los drenajes longitudinales.



Figura 0.7: Fin de tramo a intervenir Prog. 2+145

Fuente: Prodak – Perú

FIN DE TRAMO A INTERVENIR PROG. 2+145

Se aprecia el fin del tramo a intervenir (hito del km 16). Se muestran las grietas elevadas de borde, estos desniveles varía entre 4 y 9 cm por encima de la rasante, las cuales serán fresadas y niveladas.

6.6 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La alternativa elegida para incrementar el nivel de servicio contempla la colocación de una malla de alambre hexagonal, la cual se utiliza para el refuerzo de la capa de pavimento superior, de esta manera retardar los reflejos prematuros de las grietas del pavimento existente; debido a esto es que no se realizará el bacheo en las áreas delimitadas previamente sino que sólo se realizará el bacheo en zonas que presentan deterioro severo con desprendimiento de carpeta asfáltica, en zona de huecos y en zonas con elevaciones de $h > 1.5\text{cm}$ por encima del nivel de rasante.

6.7 PROCESO CONSTRUCTIVO

Longitud Total del tramo	:	1 + 900.00 m.
Area Total de vía	:	13 680.00 m ²

Área total de Bacheo	:	78.28 m ²
Área total de Relleno	:	335.46 m ²
Área total de eliminación de grietas elevadas	:	142.23 m ²

Debido al estado actual de la vía es se ha tomado la decisión de elaborar una estrategia de rehabilitación del tramo de carretera. La información de fallas ha sido representada en la planimetría general, para su respectivo metrado, diferenciándose las labores de bacheo, relleno y fresado. A continuación se muestran los tipos de intervención en el orden del proceso constructivo:

A. BACHEO

A.1. BACHEO SUPERFICIAL

Consiste en la reparación de baches, entendidos éstos como las desintegraciones parciales del pavimento en forma de hueco, cuya reparación se conoce como bacheo. Generalmente tienen su origen en mezclas mal dosificadas o con compactación insuficiente. Esta actividad es una de las más difundidas técnicamente en la conservación de pavimentos flexibles. El Bacheo Superficial comprende la reparación de baches y el reemplazo de áreas del pavimento que se encuentren deterioradas, siempre que afecten exclusivamente a la carpeta asfáltica, encontrándose en buenas condiciones la base granular y demás capas de suelos. El objetivo del Bacheo Superficial es recuperar las condiciones para una adecuada circulación vehicular con seguridad, comodidad, rapidez y economía. Además, para minimizar y/o retardar la formación de daños más severos en el pavimento. Esta actividad consiste en la remoción y colocación de una carpeta asfáltica en frío (0.05 m).

A.2. BACHEO PROFUNDO

Consiste en la reparación, bacheo o reemplazo de una parte severamente deteriorada de la estructura de un pavimento flexible, cuando el daño afecte tanto a la o las capas asfálticas como, a lo menos, parte de la base y subbase. El procedimiento se debe aplicar para reparar áreas que presenten fallas originadas por agrietamientos de las diversas capas asfálticas y/o por debilitamiento de la base, sub base y/o subrasante.



Figura 0.8: Preparación del área a bachear y compactación de la capa colocada

Fuente: Prodak – Perú

B. RELLENO



Figura 0.9: Relleno de zonas de Ahuellamiento

Fuente: Prodak – Perú

Relleno de zonas de ahuellamiento con deformaciones mayores a 1.5 cm, según especificación de la malla de acero la cual tolera deformaciones menores a 1.5 cm.

Este relleno se realizará colocando una mezcla de agregado de tamaño máximo nominal $\frac{1}{2}$ " y emulsión asfáltica de rotura rápida.

C. ELIMINACIÓN DE GRIETAS ELEVADAS

Fresado de las superficies y grietas de borde con elevaciones superiores a 1.5 cm.



Aserrado de los bordes del área por reparar

Figura 0.10: Eliminación de grietas

Fuente: Prodak – Perú

D. MALLA DE ACERO PARA REFUERZO

Colocación de la malla de refuerzo para absorber los esfuerzos generados por las grietas existentes.



Figura 0.11: Colocación de la malla de acero “Mesh Track”

Fuente: Prodak – Peru

E. SLURRY SEAL

Colocación del Slurry Seal (Mortero Asfáltico) modificada con polímeros SBS y de rotura rápida, esta capa de 1.5 cm. Servirá de capa adherente entre de la malla de acero para refuerzo a la sobrecarpeta que se colocará y de capa correedora de deformaciones menores a 1.5 cm.



Figura 0.12: Colocación del Slurry Seal

Fuente: Prodak - Perú

F. Recapeo ASFÁLTICA

Colocación de una sobrecapa de 2" de concreto asfáltico, la cual incrementa la capacidad estructural del pavimento y corrige deficiencias superficiales.



Figura 0.13: Recapeo Asfaltico

6.8 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS CON LA VIGA BENKELMAN

6.8.1 Generalidades

El tramo de evaluación está comprendida entre las progresiva 0+000 (cruce con la línea del tren) y la progresiva 1+900 m (distante a 220 de la salida del túnel).

En este tramo, entre los meses de agosto y setiembre del año 2013, se han realizado trabajos de mantenimiento y rehabilitación, cuya estructura del pavimento ha sido reforzada con la tecnología de “Mesh Track”.

6.8.2 Objetivo

El objetivo de la presente evaluación, es determinar las bondades de la malla “Mesh Track” en el refuerzo de la estructura deteriorada, mediante la evaluación de deflexiones del pavimento con la Viga Benkelman, y determinar el tiempo de vida de la rehabilitación esperada.

6.8.3 Características del Tramo de la Carretera

Longitud del tramo : 1.900Km.

Número de calzada : 01

Ancho de calzada : Variable entre 6.60 y 7.40 m, promedio de 7.20m

Pavimento antiguo :

Conformado por :

Terreno de fundación, de suelos no homogéneo, algunos tramos no tienen protección a materiales contaminantes, ni sistemas de drenaje subsuperficial.

Base granular, capa de un espesor promedio de 15 cm, con materiales subredondeados, no homogéneos, en algunos tramos esta capa está desprotegida.

Capa de rodadura, de 2” de espesor promedio, con mezcla de concreto asfáltico, era una capa encontrada con fallas (de grietas y pieles de cocodrilo). Además se ha observado que entre el 1+000 y 1+450 ha existido un recapeo (zona de fallas recurrentes).

Refuerzo de pavimento:

Conformado por

Riego ligante con asfalto líquido RC 250, sobre asfalto envejecido

Malla de acero “Mesh Track”, sobre la capa envejecida

Sobrecapa de rodadura, encima de la malla de acero, con mezcla de concreto asfáltico de 2.5” de espesor.

Bermas laterales : Con anchos variables.

Drenaje superficial : No existen.

Drenaje sub-superficial : Se infiere que no existen.

6.8.4 Estudio del tráfico

Para una mejor evaluación de la vida esperada del pavimento existente, se ha realizado el estudio de tráfico, para determinar el actual Índice Medio Diario (IMD) y proyectado.

Y para la determinación del IMD y de los vehículos pesados, se ha realizado recientemente el conteo de vehículos, entre los días 14 y 21 de Junio, en esa semana se han registrado el paso de vehículos tanto de salida y entrada, durante las 24 horas en 7 días, periodo en el que se han registrado lo siguiente:

Tabla 0.2: Conteo de vehículos

Tipo de Vehículo	Cantidad de vehículos por día, promedio (*)
Trafico Normal	4557
Autos	1023
Satation Wagon	21
Camioneta Pick Up	1451
Panel	87
Rural (Combi)	509
Micro	430
Omnibus 2E y 3E	319
Camión 2E	231
Camión 3E	313
Camión 4E	58
Semi trayler	89
Trayler	26

(*) Corresponde al total, en ambos carriles.

Fuente: Elaboración Propia

Con este Índice Medio Diario (IMD), registrado en el año 1 (2014), se proyecta el tráfico de los vehículos desde el primer año de servicio del pavimento rehabilitado hasta el último año, solo para los vehículos pesados, y considerando el crecimiento proyectado en los siguientes años se calcula el Número de Ejes Equivalentes (EE), para los 10 años de servicio.

Los índices de crecimiento anual de los vehículos, se considera acorde al crecimiento económico de la región y la zona minera, estimado para los buses en 5% y para los camiones 6%, con dichos índices se ha determinado el incremento y acumulado paso de vehículos por el pavimento reforzado y el Numero de Ejes Equivalente para los siguientes 10 años.

Tabla 0.3: Determinación de ejes equivalentes de diseño

**DETERMINACION DE LOS EJES EQUIVALENTES DE DISEÑO,
PROYECTADO A 10 AÑOS - ACCESO A CERRO VERDE**

IMD POR TIPO DE TIPO DE VEHICULO

Cant. Años	Año	Omnibus 2E Y 3E (B2)	Camion 2E (C2)	Camion 3E (C3)	Camion 4E (C4)	Semitrailer T2S1	Trailer C2-R2
Crecimiento		5%	6%	6%	6%	6%	6%
TRAFICO NORMAL		IMD (Vehiculos/día)					
1	2014	319	231	313	58	89	26
2	2015	335	245	332	61	94	28
3	2016	352	260	352	65	100	29
4	2017	369	275	373	69	106	31
5	2018	388	292	395	73	112	33
6	2019	407	309	419	78	119	35
7	2020	427	328	444	82	126	37
8	2021	449	347	471	87	134	39
9	2022	471	368	499	92	142	41
10	2023	495	390	529	98	150	44

1,036

Cant. Años	Año	Omnibus 2E Y 3E (B2)	Camion 2E (C2)	Camion 3E (C3)	Camion 4E (C4)	Semitrailer T2S1	Trailer C2-R2
TRAFICO GENERADO		IMD (Vehiculos/día)					
1	2014	-	-	-	-	-	-
2	2015	32	23	31	6	9	3
3	2016	33	24	33	6	9	3
4	2017	35	26	35	7	10	3
5	2018	37	28	37	7	11	3
6	2019	39	29	40	7	11	3
7	2020	41	31	42	8	12	3
8	2021	43	33	44	8	13	4
9	2022	45	35	47	9	13	4
10	2023	47	37	50	9	14	4

Cant. Años	Año	Omnibus 2E Y 3E (B2)	Camion 2E (C2)	Camion 3E (C3)	Camion 4E (C4)	Semitrailer T2S1	Trailer C2-R2
TRAFICO TOTAL		IMD (Vehiculos/día)					
1	2014	319	231	313	58	89	26
2	2015	367	268	363	67	103	30
3	2016	385	284	385	71	109	32
4	2017	404	301	408	76	116	34
5	2018	425	319	432	80	123	36
6	2019	446	338	458	85	130	38
7	2020	468	359	486	90	138	40
8	2021	492	380	515	95	146	43
9	2022	516	403	546	101	155	45
10	2023	542	427	579	107	165	48

1,036

EJES EQUIVALENTES ANUALES POR TIPO DE TIPO DE VEHICULO (EE ANUALES)

Cant. Años	Año	EE Anuales Omnibuses	EE Anuales Camion 2E	EE Anuales Camion 3E	EE Anuales Camion 4E	EE Anuales Semitrailer T2S1	EE Anuales Trailer C2-R2
Factor Camion		3.477	3.477	2.566	2.498	5.689	7.901
EJES ACUMULADOS		Numero de Ejes					
1	2014	404,844	293,163	293,153	52,883	184,807	74,980
2	2015	465,571	340,069	340,057	61,344	214,376	86,977
3	2016	488,850	360,474	360,461	65,025	227,239	92,196
4	2017	513,292	382,102	382,088	68,926	240,873	97,728
5	2018	538,957	405,028	405,013	73,062	255,326	103,591
6	2019	565,905	429,330	429,314	77,445	270,645	109,807
7	2020	594,200	455,090	455,073	82,092	286,884	116,395
8	2021	623,910	482,395	482,377	87,017	304,097	123,379
9	2022	655,105	511,339	511,320	92,239	322,343	130,782
10	2023	687,861	542,019	541,999	97,773	341,683	138,629

5,538,495 4,201,008 4,200,856 757,805 2,648,273 1,074,465 18,420,902

Numero de Ejes en Millones	18.42
Factor Carril y Direccional	0.50
Numero de Ejes en Millones / carril	9.21

Fuente: Elaboración Propia

De los cálculos resulta un Numero EE de 9.21 Millones de ejes por carril (ver cuadro 5.3), los cálculos y resultados se muestran cuadros anexos (Anexos 2).

Tabla 0.4: Factor de carga, según tipo de vehículos normalizados

FACTOR DE CARGA, SEGÚN TIPO DE VEHICULOS NORMALIZADOS																	
Para pavimentos asfálticos																	
NORMAS DE PESO Y DIMENSIONES PARA CIRCULACION EN LAS CARRETERAS DE LA RED VIAL NACIONAL																	
RESOLUCION MINISTERIAL 375 - 98 - MTC/15.02																	
MANUAL DE CARRETERAS: SECCION SUELOS Y PAVIMENTOS 2013 MTC																	
TIPO DE VEHICULO	LONG. m	CARGA POR EJE (Tn)															
		EJE DELANTERO			EJE 1				EJE 2				EJE 3				
		CARGA	Carga Patron	Coef	EJE EQUIV.	CARGA	Carga Patron	Coef	EJE EQUIV.	CARGA	Carga Patron	Coef	EJE EQUIV.	CARGA	Carga Patron	Coef	EJE EQUIV.
CAMIONES SIMPLES																	
SEMITRAYLERS																	
C2	13.20	7	6.6	4.0	1.265	10	8.2	4.0	2.212								
C3	13.20	7	6.6	4.0	1.265	16	15.1	4.0	1.261								
C4	13.20	7	6.6	4.0	1.265	23	21.8	3.9	1.232								
T2S1 + 2S1	20.50	7	6.6	4.0	1.265	10	8.2	4.0	2.212	10	8.2	4.0	2.212				
TRAYLERS																	
C2R2 + 2T2	23.00	7	6.6	4.0	1.265	10	8.2	4.0	2.212	10	8.2	4.0	2.212	10	8.2	4.0	2.212
BUSES																	
B2	13.20	7	6.6	4.0	1.265	10	8.2	4.0	2.212								
LEYENDA : C : Camión T : Tractor - Camión S : Semi - Remolque R : Remolque RB : Remolque Balanceado B : Omnibus BA : Omnibus Balanceado																	

Fuente: Elaboración Propia

6.8.5 Evaluación estructural

La evaluación estructural del pavimento, se ha realizado con el método de la medición de deflexiones de la superficie, cuyas variaciones nos permiten inferir el comportamiento estructural del pavimento a lo largo del tramo.

La vía evaluada es de 1 calzada con 2 carriles (uno de subida y otra de bajada), de un ancho total promedio de 7.20 m.

El paquete del pavimento está conformado por una nueva capa mezcla asfáltica como capa de rodadura de 2.5”, extendida y compactada sobre la malla metálica de refuerzo “Mesh Track” y esta a su vez sobre una capa antigua de concreto asfáltico de 2”, la malla metálica permite reducir la reflexión de fisuras en superficie del pavimento, donde las

fisuras son generadas por la fallas de las capas inferiores. Los trabajos de refuerzo se han ejecutado entre los meses de agosto y setiembre del 2013.

El equipo empleado para la medición de estas deflexiones ha sido la *Viga Benkelman*. Para la evaluación se ha seguido el siguiente proceso.

6.8.5.1 Demarcación de la vía

Esta actividad ha consistido en establecer en el pavimento las marcas, donde se realizaron los ensayos de deflectometría y regularidad superficial, realizadas con pintura (de tráfico), marcas de 5cm de ancho x 30 cm de largo, a lo largo de las progresivas a cada 50m en un sentido, e intercaladas a cada 25 m en el otro sentido de la vía.

6.8.5.2 Medición de Deflexiones

Metodología que se basa en la aplicación de una carga estática estandarizada sobre la superficie del pavimento, carga que induce al pavimento a una respuesta de carácter elástico, la cual desaparece al recuperarse el nivel del pavimento, mientras que el de carácter plástico, permanece y se acumula a través de las repeticiones de carga produciéndose fallas de fisuras y ahuellamientos. La deflectometría evalúa en la fase elástica del pavimento.

La deflexión elástica (recuperable) depende de un conjunto de variables, como son los espesores de las capas estructurales, los módulos de rigidez de estas y de las subyacentes, que en conjunto corresponden a la deformación del pavimento y su apoyo, siendo en la subrasante donde ocurre la mayor parte de la misma.

El presente trabajo, se realizó entre el Km. 0+000 al Km. 1+900 en las huellas derecha de cada uno de los carriles.

Se empleó el procedimiento deflectométrico CONREVIAL-MTC; dado que involucra las medidas de deflexiones de pavimentos y su análisis con respecto al tráfico, este procedimiento tiene la ventaja de medir directamente la respuesta estructural de pavimento para cargas de tráfico.

6.8.5.3 Medición con la Viga Benkelman

El equipo utilizado es la Viga Benkelman, con el que se miden los desplazamientos verticales del punto de contacto situado entre las ruedas duales del eje de carga, dichas ruedas duales deben poseer una presión de inflado en los neumáticos determinado por la metodología y la carga actuante sobre las ruedas del eje posterior del camión pre-establecida; es decir, el mecanismo debe medir la flecha máxima de la línea de deformación bajo una carga constante.

Para la medición de deflexiones, se delimitó la vía, pintando el carril mediante una línea transversal en su extremo derecho cada 100 m., y en su extremo izquierdo también cada 100 m., en forma alternada de tal manera de cubrir lecturas cada 50 m. sobre la vía. Para la ejecución de esta prueba, se requirió de lo siguiente:

El ensayo toma en cuenta una carga de ensayo en un eje simple de 18,000 libra (8.2 ton), que además constituye la de más amplia difusión y experiencia. Las llantas de la rueda dual especificadas son de 10 x 20, 14 lonas, infladas a una presión de 5,6 kg/cm² (80 p.s.i.).

La deflexión depende de un conjunto de variables (espesores de las capas estructurales, rigidez de la subrasante, historia previa de la estructura) y corresponde a la deformación del pavimento y su apoyo hasta profundidades que superen el metro, siendo en la subrasante donde ocurre la mayor parte de la misma.

A continuación se detalla el procedimiento seguido para determinar con una viga Benkelman la deflexión recuperable, producida por una carga estática.

Se utilizó un camión (vehículo estandarizado) donde la carga del eje, tamaño de las cubiertas, espaciado entre ruedas duales y presión de inflado, fueron verificados previamente que todas estas variables estén de acuerdo a lo requerido anteriormente.

Los puntos del pavimento a ser ensayados se marcaron convenientemente con una línea transversal al camino. Dichos puntos se localizaron a una distancia de 0.75 m del borde y espaciados cada 100 m longitudinalmente y en ambos carriles.

La rueda dual externa se colocó sobre el punto seleccionado, quedando este ubicado entre ambas ruedas. Se coloca la viga Benkelman entre ambas ruedas quedando la punta de prueba de la viga exactamente coincidente con el eje vertical de la llanta dual y se hace

coincidir la guía vertical colocada convenientemente en la parte trasera externa del camión (tolva), con las marcas previamente seleccionadas para ser leídas.

La viga Benkelman se instaló paralelo al eje de la vía. Verificando todas las variantes antes de dar inicio a la prueba. Luego de verificado se comunicaba al conductor del vehículo para que dé marcha a una velocidad baja para proceder con las lecturas.

Se retiraba la traba con la regla y la base se ajustaba por medio del tornillo trasero, de modo tal que el brazo de medición quedó en contacto con el vástago del dial.

El flexímetro se ajustó de modo tal que el vástago tenía un recorrido libre comprendido entre 4 y 6 mm. Se giró la esfera del flexímetro hasta que la aguja queda en cero y se verificó la lectura de éste golpeando suavemente con un lápiz y poniendo en marcha el vibrador de la regla. Se dio inicio al ensayo al comprobarse que dicha lectura se mantuvo constante asegurando el equilibrio del pavimento bajo carga. Se dio por estabilizado la deformación producida por la carga cuando la lectura inicial varíe en 0.01 mm.

Para el análisis se consideran las lecturas a 25 cm y la máxima lectura, pero adicionalmente se efectuaron lecturas intermedias, los cálculos y resultados se muestran en los cuadros anexados. (Anexos 2).



Figura 0.14: Medición con la Viga Benkelman

Fuente: Prodak - Perú

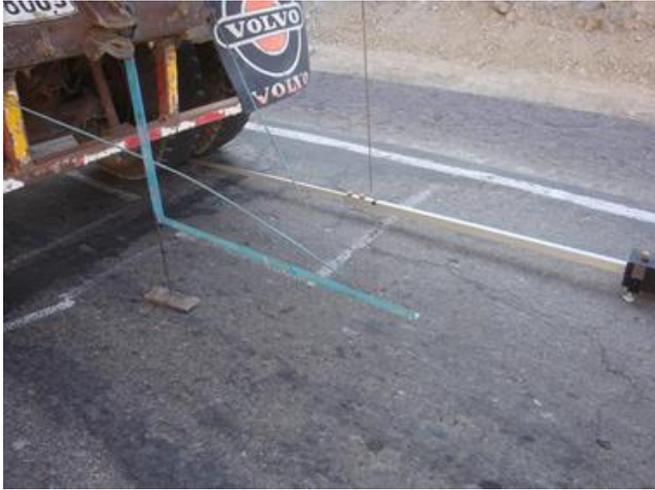


Figura 0.15: Medición con la Viga Benkelman

Fuente: Prodak – Perú

6.8.5.4 Parámetros para la Evaluación Deflectométrica del Pavimento

Para el análisis estructural de esta carretera se emplearon los principios establecidos en los estudios desarrollados en nuestro medio por el MTC y el Consorcio de Rehabilitación Vial (CONREVIAL).

La deflexión medida depende de la calidad de la subrasante y pavimento construido, la cual se analizará empleando parámetros como la Deflexión Característica (D_c) y el Radio de Curvatura (R_c).

Deflexión Característica (D_c)

La Deflexión Característica (D_c) es la deflexión representativa del tramo en estudio y es obtenida de un análisis estadístico que involucra el Valor Medio, la Desviación Estándar y el Grado de Confianza. Para efectos de análisis y por el tipo de tráfico se considera que tenga un 95% de confiabilidad, para el que se utiliza la siguiente expresión definida en el CONREVIAL

$$D_c = D_{MEDIA} + 1.645 \times \sigma$$

Donde:

D_c : Deflexión característica.

D_{MEDIA} : Promedio de las deflexiones recuperables.

σ : Desviación estándar.

La estadística de la Deflexión Característica de cada sector evaluado antes y después de la rehabilitación, se resume en el siguiente cuadro, los cálculos y resultados se muestran en cuadros anexados (Anexos 2):

Tabla 0.5: Deflexión característica Tramo Km. 0+000 – Km. 1+900

MOMENTO DE EVALUACION	HUELLA	D_{MEDIA} (0,01 mm)	σ (0,01 mm)	D_c (0,01 mm)
Antes del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	47.56	7.81	89.16
	Carril Izquierdo huella derecha	48.91	9.79	88.39
Después del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	36.12	6.97	115.80
	Carril Izquierdo huella derecha	33.44	6.45	129.03

Fuente: Elaboración Propia

Deflexión Admisible (D_{adm})

La deflexión admisible es la deflexión umbral de comparación con las deflexiones registradas en el momento de la evaluación, que depende del tráfico (número de vehículos que pasan y tipos de carga), proyectado para una cantidad de años deseable de servicio del pavimento.

Para esto, se determina el Número de repeticiones de ejes equivalentes (acumulados) de las cargas del tráfico generado durante el periodo de diseño del pavimento.

El principio adoptado es el comportamiento del pavimento hasta alcanzar los niveles críticos, representada matemáticamente en la siguiente relación:

$$D_{adm} = \left(\frac{K1}{N} \right)^{K2}$$

Donde:

N : Numero de repeticiones de ejes equivalentes (en millones).

D_{adm} : Deflexión Admisible en mm (a comparar con las deflexiones de la Viga Benkelman).

En el estudio elaborado por el MTC – CONREVIAl para este tipo de vías, definen las constantes: K1 = 1.15 y K2 = 0.25

$$D_{adm} = \left(\frac{1.15}{N} \right)^{0.25}$$

El Número de Ejes Equivalentes (N), con cargas de 8.2 ton, con el que se calcula es igual a N = 9.21 Millones de ejes de diseño por carril, calculado a los 10 años

Con lo cual determinamos, que la deflexión admisible.

$$D_{adm} = 59.44 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

La deflexión característica, corresponde a la deflexión máxima probable que pueda darse en el tramo, con una confiabilidad del 95%.

A continuación se muestra un cuadro comparativo de las deflexiones características y admisibles, los cálculos y resultados se muestran cuadros anexos (Anexos 2).

Tabla 0.6: Cuadro comparativo de las deflexiones características y admisibles Tramo Km. 0+000 – Km. 1+900

MOMENTO DE EVALUACION	HUELLA	CRITERIO MTC – CONREVIAl	
		D _{característica} (10 ⁻² mm)	D _{admisible} (10 ⁻² mm)
Antes del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	60.41	53.44
	Carril Izquierdo huella derecha	65.01	53.44
Después del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	47.59	53.44
	Carril Izquierdo huella derecha	44.05	53.44

Fuente: Elaboración Propia

También, la deflexión admisible se entiende como la respuesta del paquete del pavimento (terreno de fundación, bases y capa de rodadura) ante la carga acumulada, en nuestro caso al final de los 10 años de servicio, la máxima deflexión esperada sería de 53.44×10^{-2} mm.

Eso quiere decir que la deflexión admisible al ser superada por las deflexiones características, el pavimento actual no llegaría al servicio óptimo esperado.

Por otro lado, observamos que antes de la rehabilitación la Deflexión Característica de 60.41 y 65.01×10^{-2} mm están por encima que la Deflexión Admisible de 53.44×10^{-2} mm, lo que significa que el pavimento necesitaba intervenir para su mejoramiento.

Es así que luego de la rehabilitación y mejoramiento, se han medido las deflexiones y resultando una reducción de la Deflexión Característica de 47.59 y 44.05×10^{-2} mm, los que están por debajo de la Deflexión Admisible, con lo cual podemos predecir que la serviciabilidad del pavimento está garantizada hasta los siguientes 10 años.

Con estas deflexiones, también podemos evaluar los aportes estructurales de cada capa (en las condiciones actuales), de allí evaluar su condición estructural, para los cuales se calculan los Radios de Curvatura en deflexiones para punto de deflexión medido in situ.

Radios de curvatura (Rc)

Los Radios de Curvatura (Rc) nos indican la forma que toma el cuenco deflectado de la línea imaginaria de la superficie, ante una deflexión.

Los mayores Radios de Curvatura indican la señal que la mayor parte de la deflexión del pavimento es por la deflexión de la subrasante, es decir cuando los radios de curvatura son mayores a 75 m.

Los menores Radios de Curvatura nos indican que la mayor parte de la deflexión del pavimento son producidas en las capas superiores, es decir cuando los radios de curvatura menores o iguales a 75 m.

Para el cálculo del Radio de Curvatura (Rc) se emplea la expresión:

$$Rc = \frac{6250}{2 \times (D_0 - D_{25})}$$

Donde:

R_c : Radio de Curvatura (m).

D_0 : Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga (0,01 mm).

D_{25} : Deflexión recuperable a 25 cm del eje vertical de la carga (0,01 mm).

Los radios de curvatura nos han permitido identificar los sectores aceptables, críticos y malos, a cada 25m. Con los que se ha elaborado un resumen a nivel de tramos visibles de intervención, los cálculos y resultados se muestran cuadros anexos (Anexos 2).

Tabla 0.7: Evaluación de la condición estructural – Radios de curvatura

MOMENTO DE EVALUACION	HUELLA	EVALUACION DE LA CONDICION ESTRUCTURAL	
		% de Tramos Críticos	% de Tramos Buenos
Antes del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	77%	23%
	Carril Izquierdo huella derecha	84%	16%
Después del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	26%	74%
	Carril Izquierdo huella derecha	6%	94%

Fuente: Elaboración Propia

De total del tramo, podemos resumir, los aportes estructurales promedios por capa del pavimento, y calificar en relación a porcentajes, los cálculos y resultados se muestran en los cuadros anexados (Anexos 2).

Tabla 0.8: Aporte estructural de las capas de Pavimentos

MOMENTO DE EVALUACION	CAPA	APORTE DE LA CAPA	
		Capa Rodadura	Base y Nivel de Subrasante
Antes del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	19%	81%
	Carril Izquierdo huella derecha	16%	84%
Después del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	3%	97%
	Carril Izquierdo huella derecha	0%	100%

Fuente: Elaboración Propia

Son las capas base y/o terreno de fundación los que deben absorber las cargas estructurales, porque la capa de rodadura no debe tener función estructural sino su función es de darle al pavimento confort superficial. Observando que luego de la aplicación de la malla metálica Mesh Track, también busca reponer a las capas a sus funciones estructurales y superficiales.

6.9 CÁLCULO DE LA VIDA ÚTIL EMPLEANDO LOS DIAGRAMAS DE DEFLECTOMETRÍA

Para el cálculo de la vida útil del pavimento emplearemos los diagramas de deflectometría, bajo el concepto que el estado crítico del pavimento llega cuando la deflexión característica esta o ha superado a la deflexión admisible.

Para ello empleando el Índice Medio Diario (IMD) (ver cuadro 6.2) se proyectó el tráfico considerando solo vehículos pesados, y considerando el crecimiento proyectado en los siguientes años se calculó el Numero de Ejes Equivalentes (EE) de los cálculos resultan 21.38 millones de ejes por carril (ver cuadros 6.9 y 6.10), para 18 años donde se aproximó que el pavimento llegara a su estado crítico, como muestran los cuadros 6.11, 6.12 y las figuras 6.17 y 6.18 respectivamente.

Tabla 0.9: Tráfico generado respecto al IMD para 18 años

DETERMINACION DE LOS EJES EQUIVALENTES DE DISEÑO,							
IMD POR TIPO DE TIPO DE VEHICULO							
Cant. Años	Año	Omnibus 2E Y 3E (B2)	Camion 2E (C2)	Camion 3E (C3)	Camion 4E (C4)	Semitrailer T2S1	Trailer C2-R2
Crecimiento		5%	6%	6%	6%	6%	6%
TRAFICO NORMAL		IMD (Vehiculos/dia)					
1	2014	319	231	313	58	89	26
2	2015	335	245	332	61	94	28
3	2016	352	260	352	65	100	29
4	2017	369	275	373	69	106	31
5	2018	388	292	395	73	112	33
6	2019	407	309	419	78	119	35
7	2020	427	328	444	82	126	37
8	2021	449	347	471	87	134	39
9	2022	471	368	499	92	142	41
10	2023	495	390	529	98	150	44
11	2024	520	414	561	104	159	47
12	2025	546	439	594	110	169	49
13	2026	573	465	630	117	179	52
14	2027	602	493	668	124	190	55
15	2028	632	522	708	131	201	59
16	2029	663	554	750	139	213	62
17	2030	696	587	795	147	226	66
18	2031	731	622	843	156	240	70

1,036

Cant. Años	Año	Omnibus 2E Y 3E (B2)	Camion 2E (C2)	Camion 3E (C3)	Camion 4E (C4)	Semitrailer T2S1	Trailer C2-R2
TRAFICO GENERADO		IMD (Vehiculos/dia)					
1	2014	-	-	-	-	-	-
2	2015	32	23	31	6	9	3
3	2016	33	24	33	6	9	3
4	2017	35	26	35	7	10	3
5	2018	37	28	37	7	11	3
6	2019	39	29	40	7	11	3
7	2020	41	31	42	8	12	3
8	2021	43	33	44	8	13	4
9	2022	45	35	47	9	13	4
10	2023	47	37	50	9	14	4
11	2024	49	39	53	10	15	4
12	2025	52	41	56	10	16	5
13	2026	55	44	59	11	17	5
14	2027	57	46	63	12	18	5
15	2028	60	49	67	12	19	6
16	2029	63	52	71	13	20	6
17	2030	66	55	75	14	21	6
18	2031	70	59	80	15	23	7

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 0.10: Determinación de los Ejes equivalentes (EE) para 18 años

Cant. Años	Año	Omnibus 2E Y 3E (B2)	Camion 2E (C2)	Camion 3E (C3)	Camion 4E (C4)	Semitrailer T2S1	Trailer C2-R2	
TRAFICO TOTAL		IMD (Vehiculos/dia)						
1	2014	319	231	313	58	89	26	1,036
2	2015	367	268	363	67	103	30	
3	2016	385	284	385	71	109	32	
4	2017	404	301	408	76	116	34	
5	2018	425	319	432	80	123	36	
6	2019	446	338	458	85	130	38	
7	2020	468	359	486	90	138	40	
8	2021	492	380	515	95	146	43	
9	2022	516	403	546	101	155	45	
10	2023	542	427	579	107	165	48	
11	2024	569	453	613	114	174	51	
12	2025	598	480	650	120	185	54	
13	2026	627	509	689	128	196	57	
14	2027	659	539	731	135	208	61	
15	2028	692	572	774	144	220	64	
16	2029	726	606	821	152	233	68	
17	2030	763	642	870	161	247	72	
18	2031	801	681	922	171	262	77	
EJES EQUIVALENTES ANUALES POR TIPO DE TIPO DE VEHICULO (EE ANUALES)								
Cant. Años	Año	EE Anuales Omnibuses	EE Anuales Camion 2E	EE Anuales Camion 3E	EE Anuales Camion 4E	EE Anuales Semitrailer T2S1	EE Anuales Trailer C2-R2	
Factor Camion		3.477	3.477	2.566	2.498	5.689	7.901	
EJES ACUMULADOS		Numero de Ejes						
1	2014	404,844	293,163	293,153	52,883	184,807	74,980	
2	2015	465,571	340,069	340,057	61,344	214,376	86,977	
3	2016	488,850	360,474	360,461	65,025	227,239	92,196	
4	2017	513,292	382,102	382,088	68,926	240,873	97,728	
5	2018	538,957	405,028	405,013	73,062	255,326	103,591	
6	2019	565,905	429,330	429,314	77,445	270,645	109,807	
7	2020	594,200	455,090	455,073	82,092	286,884	116,395	
8	2021	623,910	482,395	482,377	87,017	304,097	123,379	
9	2022	655,105	511,339	511,320	92,239	322,343	130,782	
10	2023	687,861	542,019	541,999	97,773	341,683	138,629	
11	2024	722,254	574,540	574,519	103,639	362,184	146,946	
12	2025	758,366	609,012	608,990	109,858	383,915	155,763	
13	2026	796,285	645,553	645,530	116,449	406,950	165,109	
14	2027	836,099	684,286	684,262	123,436	431,367	175,016	
15	2028	877,904	725,344	725,317	130,842	457,249	185,516	
16	2029	921,799	768,864	768,836	138,693	484,684	196,647	
17	2030	967,889	814,996	814,967	147,014	513,765	208,446	
18	2031	1,016,283	863,896	863,865	155,835	544,591	220,953	
		12,435,374	9,887,500	9,887,143	1,783,570	6,232,980	2,528,863	42,755,430
		Numero de Ejes en Millones						42.76
		Factor Carril y Direccional						0.50
		Numero de Ejes en Millones / carril						21.38

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 0.11: Deflexiones Admisibles – Carril Derecho

CALCULO DE DEFLEXIONES ADMISIBLES					
Carril Derecho					
Despues del Refuerzo (Rehabilitada Con malla de acero)					
Según datos del Estudio de Trafico 2014					
N	42,755,430	Numero de Ejes Equivalentes de Diseño			
N (millones)	42.76	Numero de Ejes Equivalentes de Diseño Calzada			
N (millones)	21.38	Numero de Ejes Equivalentes de Diseño Carril			
RESUMEN ESTADÍSTICO					
Progresivas (Km)		Deflexiones Corregidas (10-2mm)			
		Desviación Estandar	Promedio	Característica	Admisible
000+005	001+650	6.97	36.12	47.59	48.16

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 0.12: Deflexiones Admisibles – Carril Izquierdo

CALCULO DE DEFLEXIONES ADMISIBLES					
Carril Izquierdo					
Despues del Refuerzo (Rehabilitada Con malla de acero)					
Según datos del Estudio de Trafico 2014					
N	42,755,430	Numero de Ejes Equivalentes de Diseño			
N (millones)	42.76	Numero de Ejes Equivalentes de Diseño Calzada			
N (millones)	21.38	Numero de Ejes Equivalentes de Diseño Carril			
RESUMEN ESTADÍSTICO					
Progresivas	(Km)	Desviación Estandar	Deflexiones Corregidas (10-2mm)		
			Promedio	Característica	Admisible
000+000	001+625	6.45	33.44	44.05	48.16

Fuente: Elaboración Propia

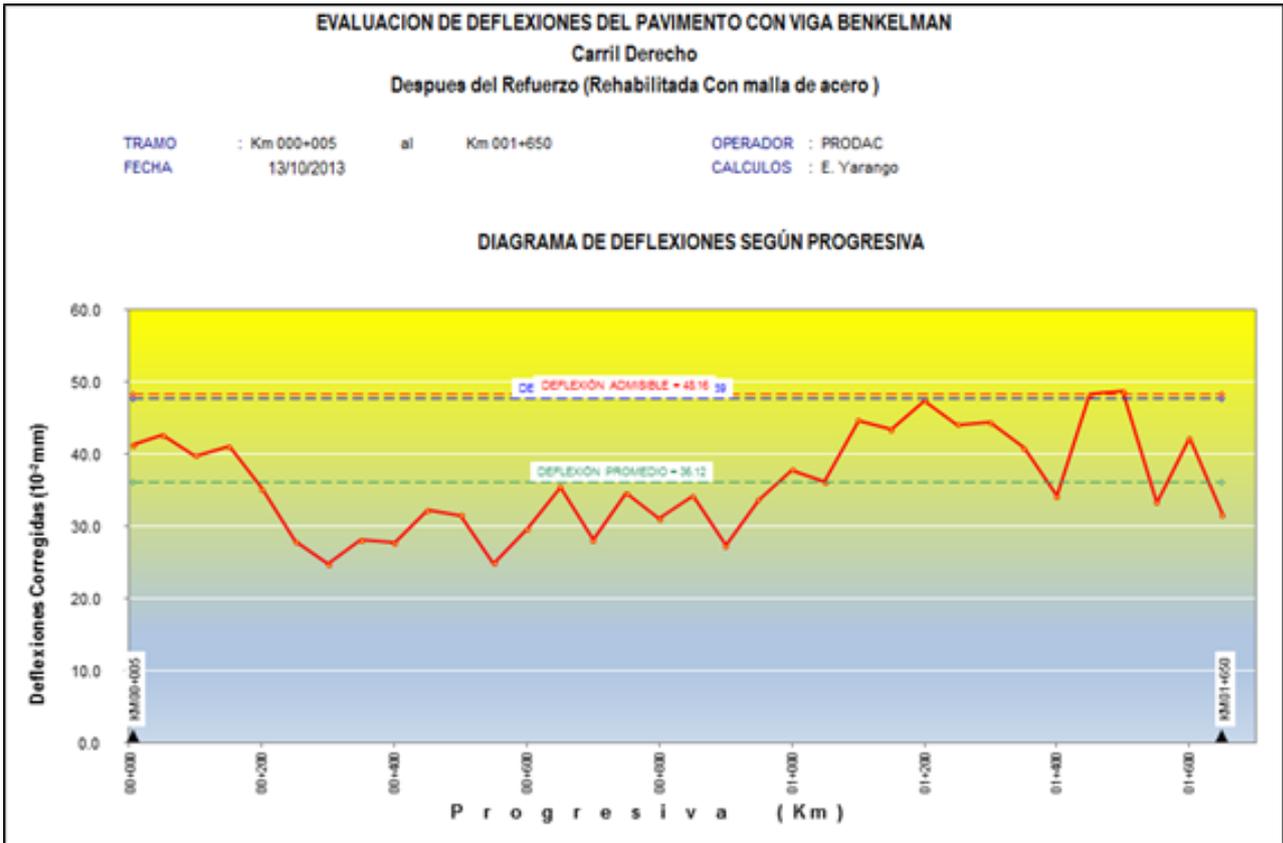


Figura 0.16: Evaluación de deflexiones – Carril derecho

Fuente: Elaboración propia

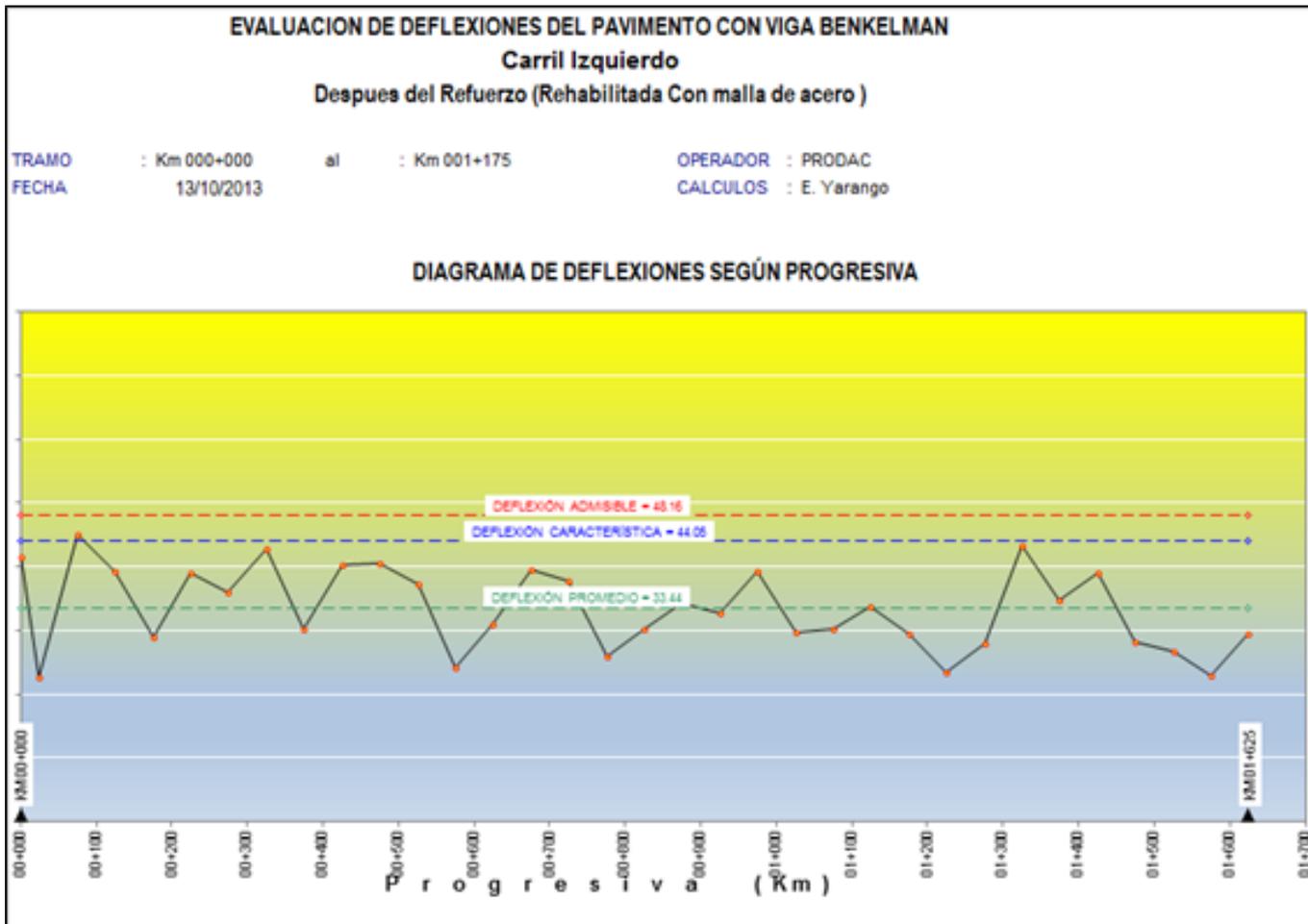


Figura 0.17: Evaluación de deflexiones – Carril izquierdo

Fuente: Elaboración propia

Luego de la aplicación de la malla metálica “Mesh Track”. Se realizaron cálculos y gráficos de deflectometría, observando que para ambos carriles la deflexión característica no supera a la deflexión admisible por tanto el pavimento reforzado con la malla, supera la vida útil (10 años) para el que fue diseñado el pavimento (Anexos 3). Su vida útil calculada de acuerdo a los gráficos de deflexión es de 18 años.

6.10 COMPARACIÓN DE COSTOS: SISTEMA BITUFOR VS SISTEMA TRADICIONAL

Tabla 0.13: Comparación de Costos: Sistema Bitufor vs Sistema Tradicional

REHABILITACIÓN DE PAVIMENTO ASFÁLTICO CON SISTEMA BITUFOR						
	Actividad	Unidad	Cantidad	Costo		Costo Total
				Unitario	Parcial	
1.01	Demolición de pavimento asfáltico de 2"	m2	225.66	4.52	1019.98	
1.02	Bacheo incluye transporte	m2	78.28	36.00	2818.08	
1.03	Excavación de base de 20cm.					
1.04	Eliminación de desmonte	m3	130.34	25.00	3258.50	
1.05	Conformación de sub rasante					
1.06	Base 20 cm					
1.07	Relleno con mortero asfáltico h>1.5 cm.	m2	335.46	4.32	1449.19	
1.08	Fresado De Grietas Elevadas H>1.5 Cm	m2	142.23	4.52	642.88	
1.09	Colocación de mallas de acero para refuerzo	m2	13680	15.03	205610.40	
1.10	Colocación de Slurry Seal e=15 mm	m2	13680	13.00	177840.00	
1.11	Recapeo asfalto en caliente e=50 mm inc. transp.	m2	13680	32.78	448430.40	
				Costo Directo		S/. 841,069.43
				Obras provisionales 5% del Costo Directo		S/. 42,053.47
				Costo Directo Total		S/. 883,122.90
				GG 7.5%		S/. 66,234.22
				UT 7.5%		S/. 66,234.22
				SUB TOTAL		S/. 1,015,591.34
				IGV 19%		S/. 192,962.35
				TOTAL		S/. 1,208,553.69
REHABILITACIÓN DE PAVIMENTO ASFÁLTICA CON SISTEMA TRADICIONAL						
	Actividad	Unidad	Cantidad	Costo		Costo Total
				Unitario	Parcial	
1.01	Demolición de pavimento asfáltico de 2"	m2	13680	4.52	61833.60	
1.02	Bacheo incluye transporte					
1.03	Excavación de base de 20cm.	m2	3500	8.00	28000.00	
1.04	Eliminación de desmonte	m3	1384	25.00	34600.00	
1.05	Conformación de sub rasante	m2	3500	6.50	22750.00	
1.06	Base 20 cm	m2	3500	32.00	112000.00	
1.07	Relleno con mortero asfáltico h>1.5 cm.					
1.08	Fresado De Pavimento					
1.09	Colocación de mallas de acero para refuerzo					
1.10	Colocación de Slurry Seal e=15 mm					
1.11	Recapeo asfalto en caliente e=50 mm inc. transp.	m2	13680	32.78	448430.40	
				Costo Directo		S/. 707,614.00
				Obras provisionales 5% del Costo Directo		S/. 35,380.70
				Costo Directo Total		S/. 742,994.70
				GG 7.5%		S/. 55,724.60
				UT 7.5%		S/. 55,724.60
				SUB TOTAL		S/. 854,443.90
				IGV 19%		S/. 162,344.34
				TOTAL		S/. 1,016,788.24
		VIDA UTIL	COSTO	DIFERENCIA		
REHABILITACIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO CON SISTEMA BITUFOR		18 años	S/. 1,016,788.24			
REHABILITACIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO CON TECNOLOGÍA TRADICIONAL		10 años	S/. 1,208,553.69			
deducción con fines explicativos		18 años	S/. 2,175,396.64			
				S/. 1,158,608.40		
<i>Nota: El beneficio económico empleando la malla de acero "Mesh Track" se obtiene a largo plazo.</i>						

Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES

Del conteo de vehículos durante las 24 horas de los 7 días, de la semana del 14 al 21 de junio de 2014, se han registrado y calculado la cantidad de vehículos mostrados en el cuadro continuo, de las cantidades de los vehículos pesados, observamos que un IMD de 4557 veh/día es de Alto tráfico.

Tipo de Vehículo	Cantidad de vehículos por día, promedio (*)
Trafico Normal	4557
Autos	1023
Satation Wagon	21
Camioneta Pick Up	1451
Panel	87
Rural (Combi)	509
Micro	430
Omnibus 2E y 3E	319
Camión 2E	231
Camión 3E	313
Camión 4E	58
Semi trayler	89
Trayler	26

(*) Es el total en ambos carriles.

Con la información del IMD, y particularmente de los vehículos pesados resulta que el Número de Ejes de Diseño (EE) es igual a 9.21 Millones de ejes, por carril de diseño, para 10 años de servicio, denominado por el MTC como un tipo de trafico TP9 (>7.5 y <10 millones de ejes repetitivos).

De la evaluación de deflexiones antes del refuerzo tenemos unas deflexiones características de 60.41 y 65.01 x 10⁻² mm, que corresponden al carril derecho e izquierdo respectivamente, y que después del refuerzo han sido reducidos a 47.59 y 44.05x10⁻² mm, los que están por debajo de la Deflexión Admisible superan a la deflexión admisible de 59.44x10⁻² mm, como resultado del refuerzo del pavimento, con lo cual podemos predecir que la serviciabilidad del pavimento está garantizada hasta los siguientes 10 años.

Los radios de curvatura nos han permitido identificar los aportes estructurales promedios por capa del pavimento.

MOMENTO DE EVALUACION	HUELLA	EVALUACION DE LA CONDICION ESTRUCTURAL	
		% de Tramos Críticos	% de Tramos Buenos
Antes del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	77%	23%
	Carril Izquierdo huella derecha	84%	16%
Después del refuerzo	Carril Derecho huella derecha	26%	74%
	Carril Izquierdo huella derecha	6%	94%

Son las capas base y/o terreno de fundación los que deben absorber las cargas estructurales, porque la capa de rodadura no debe tener función estructural sino su función es de darle al pavimento confort superficial. Se puede concluir que luego de la aplicación de la malla metálica Mesh Track, también busca reponer a las capas a sus funciones estructurales y superficiales.

Se proyectó un tiempo de vida útil de 18 años el cual es mayor a la vida útil para el cual fue diseñado el pavimento (10 años), cabe recalcar que este tiempo es relativo y dependerá de factores como la calidad del pavimento, del proceso constructivo, entre otros, debido a que la Malla no trabaja de forma independiente.

De la comparación de costos con el sistema tradicional concluimos que el beneficio económico empleando la malla de acero “Mesh Track” se obtiene a largo plazo, obteniendo un ahorro de S/. 1,158,608.40 asumiendo el tiempo de vida útil de 18 años.

RECOMENDACIONES

En la rehabilitaciones ya sean totales o parciales es importante tener en cuenta un correcto proceso constructivo para su eficiencia, de los 4 pasos del proceso constructivo que son, 1. Preparación de la base, 2. Instalación del refuerzo de acero, 3. Aplicación de la capa intermedia (slurry seal), 4. Instalación de la capa de recubrimiento. Es importante incidir en el punto 2 ya que es donde se han registrado mayores dificultades en países que ya han desarrollado esta técnica, dificultades en cuanto a la tensión previa a la colocación de la malla, su fijación para obtener una correcta adherencia entre la base y la malla de acero, donde incluso se emplean radares GPR y muestras de perforación para comprobar que el sistema este correctamente acoplado al suelo, además tener en cuenta los traslapes adecuados (traslape longitudinal=15cm y traslape transversal 30cm).

Con el fin de conseguir una correcta adhesión con el pavimento antiguo, la malla no debe fijarse en partes sueltas o movibles, deberá estabilizarse o de ser necesario se le aplicara la técnica de “crack & seat” (agrietado y apisonado)

El incremento de la vida útil dependerá de un correcto proceso constructivo, del diseño de pavimento y otros factores, puesto que la malla de acero no trabaja de forma independiente, por tanto es importante realizar los respectivos ensayos de calidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Leonard, A. Vanel Straete, S.Parewyck. Diseño (2001) Estructural de Pavimentos Flexibles que usan Malla de Acero como Refuerzo de Bases.

A.Vanelstraete, (2003). Pruebas de Adherencia en Muestras Bituminosas con Mallas de Refuerzo de Acero, sterrebeek.

A. Montepara, G. Tebaldi , A. Costa (1983) Refuerzo de Acero de la Superficie para Pavimentos de Asfalto.

Al- Gadil, (2005) Instalaciones en Campo y Consideraciones del Diseño de Mallas de Refuerzo de Acero para Reducir la Reflexión de Grietas.

Al. Gadi, Leonard, (2003) Desarrollo de un Modelo de Recubierto de Grietas Reflejadas con o sin Refuerzo de Acero , Estudio Presentado en la Asamblea Anual de la Asociación de Tecnólogos en Pavimentos de Asfalto , Lexington, Kentucky.

Brrc, (1998). Centro de Investigación de Caminos en Bélgica , Diseño de Pavimentos de Concreto Recubiertos Reforzados con Bitufor para Carga de Trafico , Informe de Investigación ep5035/3544, Bruselas , Bélgica.

Hughes, J. (2001). Evaluación de la Malla de Aceros para Pavimentos, Fhwa, Informe de Construcción, Informe n fhwa.pa-20020001.

Bernd Gratz (1997). Análisis de la Influencia de Bitufor sobre la Capacidad portante de los Refuerzos de Superficies Viales – Zwevegem B 8550 Bélgica.

D.Leonard , A. Vanelstraete, S. Parewyck, (2000) Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles que usan Malla de Acero como Refuerzo de Bases Bélgica.

Gómez, R. (2013) Manual de Carreteras Suelos, Geología, Geotécnica y Pavimentos (1ra.ed) Lima Perú: ICG

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation. (2002) Officials) Manual Básico de Emulsiones Asfálticas. Series No. 19. USA. 5. AUFLEM.

Reyes Fredy (2005). Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana.Colombia.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014). Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG 2013. Perú.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014). Manual de Carreteras – Sección: Suelos y Pavimentos 2013. Perú.

Padilla Alejandro Rodríguez (2007). Tesis de Grado: Deformaciones plásticas en capas de rodaduras en pavimentos asfálticos. Universidad UPC. México.

Mag. Ing. Nestor Huaman Guerrero. (2011). Manual de Pavimentos Asfálticos.

Asphalt Institute (2001). Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE.

Páginas Web visitadas: Trabajos de Investigación presentados en Congresos Internacionales, Artículos Técnicos publicados en revistas especializadas (2003 - 2014).

- Wikipedia, la enciclopedia libre (2014). www.wikipedia.org/wiki/Perú
- Asociación Española de la Carretera: www.aecarretera.com
- Asociación Mexicana del Asfalto: www.amaac.org.mx
- Comisión Permanente del Asfalto - argentina: www.cpasfalto.org
- Instituto Chileno del Asfalto: www.ichasfalto.com
- Instituto Brasileño de Petróleo: www.ibp.org.br

Petrobras: www.petrobras.com

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones: www.mtc.gob.pe