

Universidad del Valle de Guatemala

Facultad de Ingeniería



**UTILIZACIÓN DEL FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER,
FWD (DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO) EN EL DISEÑO
DEL REFORZAMIENTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DE
CARRETERAS EN GUATEMALA Y
SU COMPLEMENTACIÓN CON OTROS
MÉTODOS TRADICIONALES.**

Trabajo de investigación presentado por
Mario Rodrigo Rubio Haasler
para optar al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil.

Guatemala

2012

**UTILIZACIÓN DEL FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER,
FWD (DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO) EN EL DISEÑO
DEL REFORZAMIENTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DE
CARRETERAS EN GUATEMALA Y
SU COMPLEMENTACIÓN CON OTROS
MÉTODOS TRADICIONALES**

Universidad del Valle De Guatemala

Facultad de Ingeniería



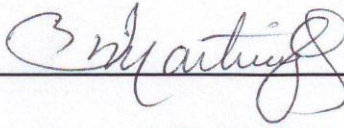
**UTILIZACIÓN DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO (FALLING
WEIGHT DEFLECTOMETER) EN EL DISEÑO DEL
REFORZAMIENTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DE
CARRETERAS EN GUATEMALA Y
SU COMPLEMENTACIÓN CON OTROS
MÉTODOS TRADICIONALES**

Trabajo de investigación presentado por
Mario Rodrigo Rubio Haasler
para optar al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil

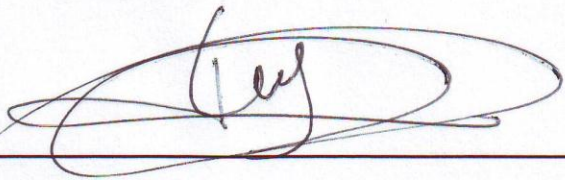
Guatemala

2012

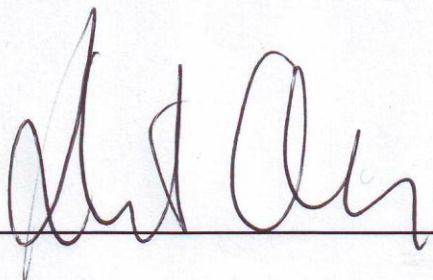
Vo. Bo. :

(f) 
Ing. Irvin Benjamín Martínez Quevedo

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Norberto Gerónimo Vega

(f) 
Ing. Irvin Benjamín Martínez Quevedo

(f) 
Ing. Roberto Godo Levensen

Fecha de aprobación: Guatemala, 4 de diciembre de 2012.

PREFACIO

Este trabajo de tesis está destinado para aquellos profesionales y estudiantes que están interesados en conocer cómo la tecnología de levantamiento, registro y procesamiento de información del desempeño de una carretera se puede aplicar a investigación de pavimentos existentes para alimentar programas de administración de vías. El deterioro de los pavimentos de una red vial a través de los años define la necesidad de auscultar las estructuras viales con el fin de darles un mantenimiento adecuado y la información levantada ingresada a un ordenador permite utilizar modelos o software de interpretación enfocados en métodos no destructivos (análisis de deflexiones). Los modelos matemáticos utilizados simulan el comportamiento de los sistemas multicapas de los pavimentos en los cuales a la hora de evaluar el desempeño dependen de las interacciones que tienen las capas de la estructura entre sí. Otras metodologías de diseño de reforzamiento estructural de pavimento no contemplan las deflexiones como parámetro fundamental y se apoyan únicamente en las características físico-mecánicas de los materiales integrantes de una estructura de pavimento y no toman en cuenta su comportamiento y su respuesta ante las cargas impuestas por el tránsito.

El objetivo principal de esta tesis es fomentar la utilización del FWD para el levantamiento y registro de información en vías existentes a utilizar en el control de calidad durante la construcción y en el diseño del reforzamiento estructural de pavimentos flexibles en carreteras. Se propone la utilización del método deflectométrico complementándolo con métodos de diseño tradicionales y ensayos destructivos. La tesis discute las posibles aplicaciones y la importancia de los resultados obtenidos. Los datos de las mediciones de la carretera en el ejemplo son propiedad de la empresa TNM limitada por lo que se agradece haber permitido el uso en esta investigación. El autor agradece al Ingeniero Irvin Martínez por su asesoría y orientación en este trabajo. También se agradece la colaboración de las siguientes personas: Ing. Tonio Bonatto, Ing. Víctor Rosales y el Ing. Alessandro Bonatto. Un especial agradecimiento a mis padres y a mi hermano por el apoyo incondicional.

ÍNDICE

PREFACIO	V
LISTA DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE TABLAS	X
LISTA DE ABREVIATURAS	XII
RESUMEN	XIII
I. INTRODUCCIÓN	1
II. RESEÑA HISTÓRICA DE PAVIMENTOS	4
III. OBJETIVOS	7
Generales	7
Específicos	7
IV. ANTECEDENTES	8
V. BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS, CRITERIOS, FACTORES Y ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.	12
A. Método de AASHTO.....	12
B. Método de CBR Extendido.	15
C. Modelo de Fatiga.....	18
D. Método del Asphalt Institute	19
VI. EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS	20
A. Generalidades en mezclas bituminosas en los pavimentos.....	20
B. Evaluación de fallas en pavimentos.....	22
1. Deterioro de los pavimentos asfálticos	23
2. Principales fallas de los pavimentos flexibles (Rico y Castillo).....	24
VII. PROYECCIONES DE TRÁNSITO (TPDA, ESAL)	30
A. Factores de equivalencia de carga por vehículo.....	33
B. Factor de equivalencia de carga por eje estándar de la AASHTO	34
C. Pronóstico de la componente de tránsito generado.....	35
VIII. MÉTODOS DESTRUCTIVOS VRS. MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS.....	36
A. Descripción de métodos destructivos (métodos tradicionales)	37
ENSAYOS DESTRUCTIVOS.....	38
1. Ensayos clasificación:	38
2. Ensayos de compactación:.....	39
3. Ensayos de capacidad soporte:.....	40
4. Ensayos de relación de soporte California,CBR	42
5. Ensayos de carpeta asfáltica	43

B.	Descripción de métodos no destructivos	45
1.	Viga Benkelman	46
2.	Deflectógrafos tipo LACROIX	48
3.	Ensayo del Cono de Penetración Dinámico (PDC).....	48
4.	Falling Weight Deflectometer, FWD (Deflectómetro de Impacto) ...	51
IX.	PROCEDIMIENTO OPERATIVO DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO.....	56
A.	Calibración de los equipos.	56
1.	Calibración relativa del equipo.....	56
a.	Calibración relativa de los geófonos.....	57
b.	Calibración de la celda de carga, medición de carga.	58
2.	Calibración de referencia.....	58
a.	Calibración de la medición de deflexiones.	58
B.	Operaciones en Pavimentos Asfálticos.	59
1.	Posicionamiento de los sensores en la viga.	60
2.	Definición del punto de Inicio del proyecto.....	61
3.	Medición de la temperatura ambiente y del pavimento.	61
4.	Definición del carril para la medida de deflexiones.	63
5.	Elección de la línea longitudinal para las medidas de la deflexión .	65
6.	Cantidad de puntos de ensayo.	66
7.	Elección del nivel de carga.....	67
8.	Medidas en cada punto de ensayo	67
X.	METODOLOGÍA DE TRABAJO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES	68
XI.	ANÁLISIS DE LAS MEDIDAS EFECTUADAS CON EL FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER, FWD (DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO) EN PAVIMENTOS FLEXIBLE.....	72
A.	Validación de resultados.	72
B.	Determinación del Número Estructural, Módulo Elástico o Resiliente de Pavimento y de Sub-rasante	76
1.	Análisis de información proporcionada por el FWD en pavimentos asfálticos	76
2.	Cálculo del Módulo de resiliencia de Sub-rasante (Mr)	78
3.	Cálculo del Módulo efectivo del pavimento (Ep).	81
4.	Corrección por temperatura.....	83
5.	Determinación del Número Estructural Efectivo del Pavimento (SNeff)	84

XII.	DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE REFUERZO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS COMPLEMENTANDO LOS MÉTODOS DESTRUCTIVOS Y LOS NO DESTRUCTIVOS.....	86
A.	Factores de diseño.....	86
1.	Nivel de confianza, (R (%)).....	86
2.	Error normal combinado, (So)	88
3.	Nivel de serviciabilidad (Δ IPS).....	88
B.	Cálculo del Número Estructural requerido (SNreq).....	89
C.	Determinación del espesor de refuerzo estructural.....	90
XIII.	INTERPRETACIÓN, PRESENTACIÓN DE GRÁFICAS Y VALORES PROMEDIO DE DATOS.....	91
A.	Datos para tramos (secciones) homogéneos	91
1.	Deflexión Central (Df0):	91
2.	Módulo Resiliente de Sub-rasante (Mr)	93
3.	Módulo de Pavimento (Ep)	95
4.	Número Estructural de pavimento (SN)	96
5.	Análisis del diseño de rehabilitación.....	98
B.	Indicadores del estado de Pavimento/Sub-rasante a partir del cuenco de deflexiones.....	100
1.	El área del cuenco de deflexiones	100
2.	BCI, BDI y SCI.....	102
3.	Cálculo tensional directo.....	103
XIV.	CONCLUSIONES... ..	105
XV.	RECOMENDACIONES	107
XVI.	BIBLIOGRAFÍA.....	109
XVII.	ANEXOS	112
A.	Derivación del método YONAPAVE	112
1.	Cuenco de deflexiones de HOGG	113
B.	Los Algoritmos del YONAPAVE	116
C.	Determinación del S _{Neff}	118
XVIII.	GLOSARIO	122

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.	Sistema Multicapa del Imperio Romano.	4
Ilustración 2.	Sección de una carretera francesa con tres niveles de piedra y convexa para facilitar el drenaje.	5
Ilustración 3.	Estado del pavimento/Sub-rasante según el cuenco de deflexiones.	9
Ilustración 4.	Fisuración en Piel de Cocodrilo de severidad mediana.	26
Ilustración 5.	Fisuración en Piel de Cocodrilo severidad alta.	26
Ilustración 6.	Fisuración en Bloque.	27
Ilustración 7.	Fisuración Longitudinal.	27
Ilustración 8.	Fisuración Transversal.	28
Ilustración 9.	Hundimiento de la superficie del pavimento (surcos).	28
Ilustración 10.	Consolidación del terreno de cimentación.	29
Ilustración 11.	Pesos y Dimensiones Máximas Vehiculares (DGC, 2007).	31
Ilustración 12.	Pesos y Dimensiones Máximas Vehiculares (DGC, 2007).	32
Ilustración 13.	Pesos y Dimensiones Máximas Vehiculares (DGC, 2007).	33
Ilustración 14.	Esquema y principio de operación de la viga Benkelman.	46
Ilustración 15.	Deflectógrafos tipo LACROIX.	48
Ilustración 16.	Cono de penetración dinámico (PDC).	51
Ilustración 17.	Deflectómetro de Impacto FWD.	53
Ilustración 18.	Sensores (Geófonos) que registran las deflexiones en el FWD. ..	54
Ilustración 19.	Deflectómetro de Impacto "Heavy" utilizado en aeropuertos.	55
Ilustración 20.	Deflectómetro de Impacto "Light" utilizado a nivel de base.	55
Ilustración 21.	Calibración Relativa de Geófonos.	58
Ilustración 22.	Celda de carga en el FWD.	60
Ilustración 23.	Ubicación de los Geófonos en el FWD.	60
Ilustración 24.	Medición de temperatura superficial con termómetro infrarojo.	62
Ilustración 25.	Medición de temperatura de asfalto.	63
Ilustración 26.	Definición de carril para medidas de deflexiones.	64
Ilustración 27.	Computadora que controla los elementos del FWD.	68
Ilustración 28.	Gráfica de deflexiones observada en la computadora portátil.	69
Ilustración 29.	Trailer y vehículo remolcador para el FWD.	69
Ilustración 30.	Operaciones con el FWD (control de estaciones).	70
Ilustración 31.	Revisión de datos crudos en notepad.	73
Ilustración 32.	Revisión de datos crudos en notepad.	74
Ilustración 33.	Datos crudos en una base de datos ACCESS (.MDB).	75
Ilustración 34.	Iteraciones para determinar Ep.	82
Ilustración 35.	Factor de ajuste para do por temperatura de la mezcla asfáltica con base granular o tratada con asfalto.	83
Ilustración 36.	Factor de ajuste para do por temperatura de la mezcla asfáltica con base tratada con cemento o puzolana.	84

Ilustración 37.	Gráfica de Deflexión Central (Dfo vs. Estación) (TNM, 2012).	92
Ilustración 38.	Gráfica del Módulo Resiliente de Sub-rasante (Mr vs. Estación) (TNM, 2012).....	94
Ilustración 39.	Gráfica del Módulo de Pavimento (Ep vs. Estación) (TNM, 2012).	95
Ilustración 40.	Gráfica del Número Estructural de Pavimento (SN vs. Estación) (TNM, 2012).	97
Ilustración 41.	Cuenco de deflexiones y área equivalente.	100
Ilustración 42 (anexos).	Definiciones y parámetros del modelo de Hogg.	113
Ilustración 43 (anexos).	Deflexión normalizada para el YONAPAVE.....	114
Ilustración 44 (anexos).	Área de un cuenco de deflexiones para un valor elegido de h/lo. (Hoffman, 1977).....	114
Ilustración 45 (anexos).	Factor de deflexión máximo.	115
Ilustración 46 (anexos).	Línea de equidad para ambos módulos (E-Yonapave, E-Modulus).	117
Ilustración 47 (anexos).	SNT/SN30 vs. temperatura AC.	119
Ilustración 48 (anexos).	Algoritmo para la metodología YONAPAVE.	120

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Confiabilidad.	13
Tabla 2.	Valores para coeficiente de drenaje.	14
Tabla 3.	Definición de cualidades del drenaje.	15
Tabla 4	Espesores definidos por ESAL.....	17
Tabla 5.	Tipos de mezclas bituminosas.	22
Tabla 6.	Cálculo del factor de equivalencia según el tipo de eje.	34
Tabla 7.	Factores de equivalencia de carga.....	34
Tabla 8.	Presiones medidas para diferentes penetraciones del pistón en el material patrón para el ensayo CBR.....	43
Tabla 9.	Algunas correlaciones existentes del CBR (%) y el índice de penetración DN (mm/golpe).	50
Tabla 10.	Datos procesados en programa de retro-análisis, aplicación macro en Excel (AASHTO).....	77
Tabla 11.	Factores de ajuste C.	80
Tabla 12.	Nivel de confianza.	86
Tabla 13.	Desviación Normal Estándar, (Zr).	87
Tabla 14.	Error normal combinado, (So).	88

Tabla 15. Serviciabilidad Inicial, Po.....	88
Tabla 16. Serviciabilidad Final, Pt.....	89
Tabla 17. Resumen de la Deflexión Central Dfo (TNM, 2012).....	93
Tabla 18. Resumen del Módulo de Sub-rasante Mr (TNM, 2012).	94
Tabla 19. Resumen del Módulo de Pavimento, Ep (TNM, 2012).....	96
Tabla 20. Resumen del número estructural de pavimento SN (TNM, 2012).....	98
Tabla 21. Datos requeridos para diseño de reforzamiento estructural.	98
Tabla 22. Cuadro resumen que despliega el programa para la rehabilitación. (TNM, 2012).....	99
Tabla 23. Conclusiones del estado del pavimento/sub-rasante según área y D ₀	101
Tabla 24. Valores típicos de áreas.....	101
Tabla 25. Rangos de áreas en diferentes tipos de pavimentos según el Dr. Hoffman...	102
Tabla 26. Ejemplo de Conclusiones del estado de pavimento usando valores de área y D ₀	102
Tabla 27. Ejemplo de BCI, BDI y SCI.....	103
Tabla 28. Ejemplo de Cálculo Tensional Directo.....	104
Tabla 29. Coeficientes de curva YONAPAVE.	116
Tabla 30. Coeficiente de curva de ajuste.....	117

LISTA DE ABREVIATURAS

ΔIPS:	Nivel de Serviciabilidad
AASHTO:	American Association of State Highway and Transportation Officials
AASHO:	American Association of State Highway Officials
BCI:	Índice Base de Curvatura
BDI:	Índice Base de daño
CBR:	California Bearing Ratio
Dfo:	Deflexión Central
D_j:	La deflexión registrada por el geófono que está a j cm.
Ep:	Módulo de Pavimento
ESAL:	Ejes Equivalentes Simples
Esg:	Módulo de elasticidad de la sub-rasante.
FWD:	Falling Weight Deflectometer
FWDH:	Falling Weight Deflectometer Heavy
FWDL:	Falling Weight Deflectometer Light
Hca:	Espesor de Refuerzo requerido
IP:	Índice Plástico
LE:	Límite de Encogimiento
LL:	Límite Líquido
LP:	Límite Plástico
Mr:	Módulo Resiliente
NDT:	Ensayos no Destructivos
PDC:	Cono de Penetración Dinámico
R%:	Nivel de Confianza
SCI:	Índice de Curvatura Superficial
SN:	Número Estructural
S_{Neff}:	Número Estructural Efectivo
S_{Nreq}:	Número Estructural Requerido
So:	Error Normal Combinado
TPDA:	Tránsito Promedio Diario Anual
ε_{pav}:	Valor máximo de la deformación horizontal en la fibra inferior del aglomerado expresado en μm/m.
ε_{sg}:	Valor máximo de la deformación vertical en la fibra superior de la sub-rasante expresado en μm/m.

RESUMEN

Este trabajo trata sobre el uso de la tecnología que ofrece el Falling Weight Deflectometer (deflectómetro de impacto), también conocido como FWD, para el levantamiento y registro de información en pavimentos existentes, el control de calidad durante la construcción y el diseño del reforzamiento estructural de pavimentos flexibles en carreteras complementándolo con métodos de diseño tradicionales (estudios destructivos). Describe brevemente los métodos AASHTO, CBR extendido, Modelo de Fatiga y Asphalt Institute, menciona criterios, factores y elementos utilizados en el diseño de pavimentos y la forma de evaluarlos incluyendo generalidades de las mezclas bituminosas y el deterioro de las superficies de rodadura a través de la vida útil. Para el reforzamiento estructural se toman en cuenta las proyecciones de tránsito (TPDA, ESAL) en donde se analizan los factores de equivalencia de carga por vehículo, factor de equivalencia de carga por eje estándar de la AASHTO y el pronóstico de la componente de tránsito generado. Se discute una comparación de resultados obtenidos por métodos destructivos y métodos no destructivos para lo cual se hace la descripción de cada uno de ellos y sus componentes. En los métodos destructivos se desarrollan ensayos de clasificación, compactación, capacidad soporte para capas granulares y sub-rasante y ensayos de carpeta asfáltica. Los datos proporcionados por los no destructivos se utilizan para determinar el espesor de refuerzo de pavimentos existentes y para el control de calidad en los procesos constructivos. A través del FWD se realiza el estudio de deflexiones dinámicas que permite determinar el Módulo de Pavimento (E_p), Módulo de Sub rasante (M_r) y Número estructural (S_{Neff}), los cuales se obtienen por medio de retro-cálculo y métodos como los definidos por AASHTO. Paso a paso se explica cómo realizar un diseño utilizando los datos proporcionados por el estudio deflectométrico (Deflexión Central (D_{fo}), Módulo de Pavimento, Módulo de Sub-rasante y Número Estructural), desarrollando y evaluando gráficas elaboradas por el software en base a información de un proyecto real. La metodología FWD utilizada en el presente trabajo se concentra en los aspectos nuevos que se propone aplicar en los diseños de rehabilitación de carreteras.

I. INTRODUCCIÓN

El trabajo inicia con una reseña histórica de pavimentos en donde se menciona a los imperios Romano en Europa, y Maya y Azteca en América como los pioneros en el uso de carreteras para comunicar y controlar a los pueblos conquistados. El avance tecnológico hoy día en todas direcciones ha alcanzado necesariamente a la ingeniería vial y principalmente en el campo de diseño de pavimentos, las Universidades responsables de la formación académica de los futuros ingenieros han enfrentado acertadamente apoyando y fomentando la investigación sobre dichos avances tales como la tecnología que ofrece el método del Falling Weight Deflectometer, FWD (deflectómetro de impacto) para utilizarlos en el levantamiento y registro de información en pavimentos existentes, el control de calidad durante la construcción y el diseño del reforzamiento estructural de pavimentos flexibles en carreteras complementándolo con métodos tradicionales destructivos, siendo el objetivo general de este trabajo. Los objetivos específicos pueden entenderse, por un lado, como el interés de la investigación en demostrar que el FWD es una herramienta necesaria para recolectar y registrar información relativa al desempeño de pavimentos a través de la cual se puede planificar la rehabilitación y control de los mismos en forma eficaz y por otro, el de promover el uso del método no destructivo FWD por su rapidez, confiabilidad y facilidad en la interpretación de las mediciones registradas por el equipo: Eso para determinar la vida remanente o el espesor de reforzamiento necesario de una estructura de pavimento para alargar su vida útil, complementándolo con métodos destructivos de recopilación de datos para confirmar los resultados del estudio deflectométrico, o definir en mejor forma las áreas que necesitan un estudio específico.

En los antecedentes, se habla sobre cómo ha ido evolucionando el diseño en la ingeniería de pavimentos y como esto ha permitido la aparición de los métodos no destructivos como el FWD. Se hace una breve descripción de los métodos AASHTO, CBR extendido, Modelo de Fatiga y Asphalt Institute desarrollando criterios, factores y elementos utilizados en el diseño de pavimentos. Antes de llegar al tema principal del trabajo (FWD) se describe sobre la forma de realizar una evaluación de pavimentos incluyendo generalidades de las mezclas bituminosas, deterioro de los pavimentos

asfálticos y la evaluación de sus fallas. Se involucra el tema de proyecciones de tránsito (TPDA, ESAL) en donde se analizan los factores de equivalencia de carga por vehículo, factor de equivalencia de carga por eje estándar de la AASHTO y el pronóstico de la componente de tránsito generado. Se discute una comparación de métodos destructivos contra no destructivos para lo cual se hace la descripción de cada uno de ellos y sus componentes, en los destructivos se desarrollan los ensayos de clasificación, compactación, capacidad soporte y ensayos de carpeta asfáltica, en los no destructivos se definen las variables de diseño requeridas haciendo una breve descripción de los diferentes equipos que se encuentran en el mercado, sus características y los datos que proporcionan para realizar el diseño de refuerzos, para luego hablar sobre los métodos de diseño de pavimentos, el análisis de sus variables y la aplicación de los resultados obtenidos por estos métodos. Se habla sobre la visión que se tiene actualmente de estos equipos y su utilización, planteándose conclusiones y recomendaciones para el uso correcto de estos dispositivos. Se harán consideraciones de los equipos que se usan en la actualidad como la Viga Benkelman, el Deflectógrafo de Lacroix, PDC y el Falling Weight Deflectometer (FWD), constituyendo este último el tema del trabajo. La calibración relativa y de referencia del equipo, la definición, medición y elección de variables de procedimiento operativo del FWD son temas importantes en la certeza de los resultados por ello se mencionan como subtemas de la investigación. Se procederá a la interpretación de los datos y la aplicación de los mismos en los diferentes métodos de diseño. A través del FWD se realiza el estudio de deflexiones dinámicas que nos permite determinar el Módulo de Pavimento, Módulo de Sub rasante y Número estructural S_{Neff}, los cuales se obtienen por medio de retro cálculo y métodos como los definidos por AASHTO. Paso a paso se explica cómo realizar un diseño utilizando los datos proporcionados por el estudio deflectométrico (Deflexión Central, Módulo de Pavimento, Módulo de Sub-rasante y Número Estructural), desarrollando y evaluando gráficas elaboradas por el software en base a información de un proyecto real. Por último, se menciona la metodología de diseño YONAPAVE la cual se usa cuando no se dispone de datos ciertos de espesores de las diferentes capas de pavimento. De acuerdo a experiencias locales, se considera que es una buena opción de diseño por deflectometría, por lo cual se convierte en una herramienta ideal para complementar este trabajo.

La metodología FWD utilizada en el presente trabajo se concentra en los aspectos nuevos que se propone aplicar en los diseños de rehabilitación de carreteras. La metodología común en proyectos de diseño será aplicada conjuntamente con la nueva propuesta pero con mayor énfasis a los procedimientos y sistemas que aseguran eficiencia, mayor exactitud en los datos deflectométricos, diseño correcto y tiempo de entrega propuesto. Finalmente, las conclusiones indican que los modelos matemáticos que se utilizan en el desarrollo de esta investigación procesan los datos de campo levantados y registrados en forma rápida, simple y económica por lo que las otras metodologías convencionales que se mencionan en el trabajo por ser confiables se pueden utilizar en forma segura para complementar el método no destructivo FWD el cual es un método realista por lo tanto una herramienta valiosa en la ingeniería de diseño de reforzamiento de pavimentos siempre y cuando se realice una buena interpretación de los resultados y se apliquen en forma mesurada los criterios y formulaciones utilizadas en este trabajo.

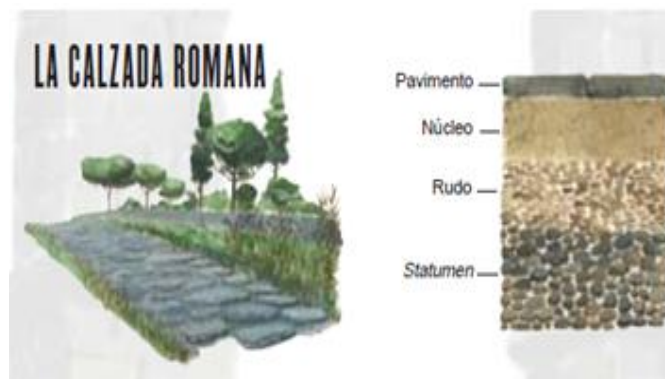
II. RESEÑA HISTÓRICA DE PAVIMENTOS

En el siglo XVIII, un siglo antes de la llegada del ferrocarril, se empieza a producir una “revolución” de las comunicaciones terrestres en Europa al acometer varios estados una muy aplazada renovación de sus carreteras. A comienzos de siglo casi todas las carreteras en Europa eran caminos de tierra sin pavimentación ni drenaje; cuando llovía se podían convertir en una pesadilla fangosa y a pleno sol en un infierno polvoriento. (Higuera Sandoval, 2006).

El mundo fue adquiriendo mayores necesidades en los campos comerciales, religiosos y de movilización de fuerzas militares, esto hizo que la aplicación y estudios de la ingeniería para las vías de acceso fueran indispensables. La metodología de diseñar pavimentos por capas ya se conoce desde la antigüedad ya que desde el año 322 A.C. se pueden observar pavimentos de piedras planas en algunas ciudades en donde seguramente ya existían pequeñas cargas comerciales, pero que requerían una superficie más rígida. (Higuera Sandoval, 2006).

Los romanos (312 A.C.) son reconocidos como los pioneros de las carreteras. Las legiones romanas se desplazaban sobre calzadas, lo que facilitaba su traslado entre Roma y el resto del Imperio. Lo que impresiona a la ingeniería es lo similares que eran los pavimentos romanos en esa época a los de hoy en día (Ilustración 1), conformados ambos por subcapas de suelo para dar una mayor resistencia a la capa de rodadura. (Higuera Sandoval, 2006).

Ilustración 1. Sistema Multicapa del Imperio Romano.



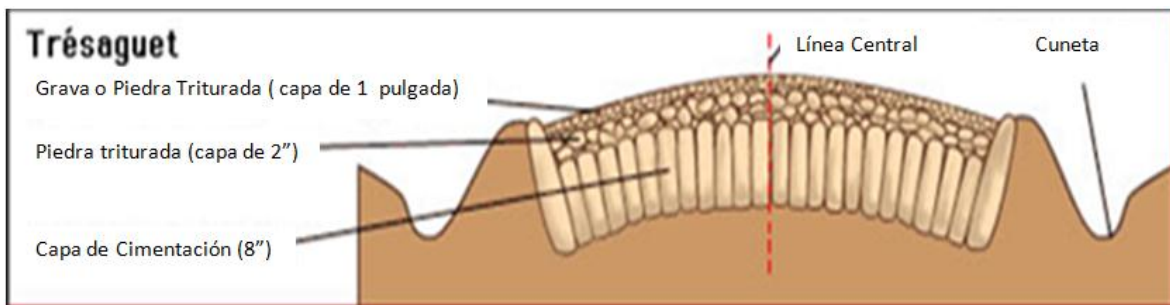
Estas capas estaban compuestas por “pavimento” que equivale a la capa de rodadura (a base de piedras), el núcleo que equivalía a la base, Rudo sub-base y Statumen que era como la sub-rasante (el cemento). (Higuera Sandoval, 2006).

El comercio también empezaba a evolucionar en América en donde las dos culturas más poderosas eran la Maya y la Azteca, éstas recorrían casi todo el continente distribuyendo productos, utilizando para ello carreteras un poco elevadas con respecto al terreno circundante, que normalmente estaban formadas por una estructura de aproximadamente 80 centímetros de profundidad, rellena de piedra gruesa y pavimentadas con enlucido de cal, de color blanco y que a veces comunicaban templos, plazas y poblados. Estas estructuras se denominaron "sacbé", que significa "camino blanco". Paradójicamente estas estructuras con superficie lisa para el tránsito, facilitó el movimiento de los españoles en la conquista de América. (Higuera Sandoval, 2006).

Desde el principio los estudios para el diseño de pavimentos pretenden la construcción de carreteras con criterios que permitan prolongar la vida útil de la misma, analizando el tránsito y haciendo uso de los materiales que se tienen disponibles en el lugar de construcción, a fin de optimizar los recursos disponibles en el cálculo de los espesores del pavimento, logrando cumplir con las cargas del proyecto y a un precio razonable. (Higuera Sandoval, 2006).

En Europa es donde se pone mayor énfasis en el diseño de carreteras y en el campo de la Ingeniería Civil, destacan los avances hechos por Tresaguet (1716-1796) a la hora de plantear los cimientos, drenaje y firme de las carreteras de forma que éstas se pudieran hacer de la forma más económica posible. (Ilustración 2) (Higuera Sandoval, 2006).

Ilustración 2. Sección de una carretera francesa con 3 niveles de piedra y convexa para facilitar el drenaje(Higuera Sandoval, 2006).



Otro pionero de las carreteras actuales fue John Loudon McAdam (1756-1836), ingeniero escocés que dedicó su vida a la construcción de carreteras, área en la que inventó un nuevo proceso que resultó en la creación del macadán, una superficie de

pedra machacada apisonada lisa y resistente más duradera y con menos facilidad para embarrarse que los caminos de tierra. (Higuera Sandoval, 2006).

Thomas Telford (1757 - 1834) quien fue cantero, Arquitecto e Ingeniero Civil y notable constructor de puentes, caminos y canales británicos, nacido en Langholm, Escocia, mejoró los métodos para construcción de carreteras de macadam, mediante la selección de piedras según su granulometría, tomando en cuenta el tránsito, el trazado y las pendientes de la vía, las piedras iban colocadas con algún orden para pensar en la confortabilidad de los móviles usuarios de la superficie, iniciando así el concepto de superficie de rodadura, concepto que se mantiene a la fecha en el diseño y construcción de los pavimentos de carreteras. (Higuera Sandoval, 2006).

A partir de 1920, año en que se popularizó el automóvil, la ciencia del diseño de pavimentos se ha vuelto cada vez más exigente y se ha tenido que implementar mejores tecnologías para satisfacer las demandas de mejores rutas, ya que el crecimiento de la población significa el incremento del comercio de productos y por ende de las cargas que trasladan los vehículos de transporte pesado, situación que, requiere nuevas técnicas de diseño de carreteras, tanto para la construcción de nuevas como para el mantenimiento y rehabilitación de las existentes. (Higuera Sandoval, 2006).

III.OBJETIVOS

A. *Generales*

- Fomentar la utilización del Falling Weight Deflectometer, FWD (deflectómetro de impacto) para el levantamiento y registro de información en pavimentos existentes a utilizar en el control de calidad durante la construcción y en el diseño del reforzamiento estructural de pavimentos flexibles en carreteras complementándolo con métodos de diseño tradicionales y ensayos destructivos.

B. *Específicos*

- Demostrar que el FWD es una herramienta necesaria para recolectar y registrar información relativa al desempeño de pavimentos a través de la cual se puede planificar la rehabilitación y control de los mismos en forma rápida, fácil y confiable.
- Promover el uso del método no destructivo FWD ya que ofrece rapidez, confiabilidad y facilidades en la interpretación de las mediciones registradas por el equipo FWD para determinar el tipo de reforzamiento de una estructura de pavimento existente por la certidumbre que ofrece contra métodos destructivos de diseño de reforzamientos estructurales de pavimentos.

IV. ANTECEDENTES

El diseño de estructuras de pavimentos es un área que últimamente ha tenido un gran avance en lo que se refiere a investigaciones y diversidad de metodologías para la obtención de parámetros utilizados para su diseño, especialmente en lo relativo a la rehabilitación de las vías, dado que la inversión en las capas de soporte de la capa de rodadura representa casi el 60% de la inversión total del pavimento. La evaluación o investigación de nuevas tecnologías de rehabilitación ha generado la fabricación de equipos que permitan una obtención más rápida de resultados en el análisis de condición de las estructuras existentes, además que el manejo de los resultados se han facilitado considerablemente con la ayuda de distintos programas computarizados diseñados para sintetizar el proceso de cálculos, incrementar la exactitud e información que se necesita para realizar el diseño de las estructuras.

Cuando se habla de evaluación estructural de pavimentos debe concentrarse primero en determinar la capacidad portante que tiene el sistema pavimento-sub-rasante en una estructura vial existente, en cualquier momento de su vida de servicio, para lograr cuantificar y establecer las necesidades de rehabilitación, cuando el pavimento está llegando al fin de su vida útil y se desea prolongarla, o cuando el pavimento va a cambiar su función y cambiarán las cargas. Por ejemplo, la implementación de un nuevo tipo de avión en un aeropuerto existente, o la modificación de una ruta secundaria a principal con la modificación del tráfico pesado sobre esa arteria, etc. La evaluación estructural de los pavimentos de una red se ha vuelto una necesidad que va aumentando a medida que se completa el diseño y la construcción de una red vial nacional o regional y consecuentemente aumenta la necesidad de su preservación y rehabilitación, ya que la inversión que se realiza en la construcción de los elementos que componen el pavimento es alta y debe preservarse. (Garnica Anguas, 2004).

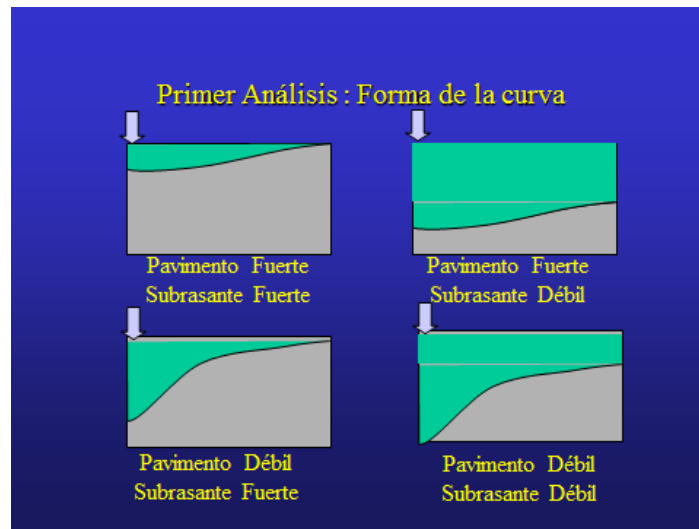
Los ingenieros han recurrido durante años a los ensayos destructivos, utilizando el método de calicatas para extraer muestras de las capas, hacer sus ensayos en un laboratorio y por este medio llegar a conocer las características de cada material por separado, para luego ver como se distribuyen de una mejor manera incorporándolos al sistema de pavimento y deducir acerca de las características estructurales de las mismas

trabajando en conjunto. El problema de este método es que es costoso, lento y es destructivo ya que hay que romper la capa de rodadura para llegar a extraer una muestra de las capas inferiores y poderlas analizar, creando puntos débiles en el pavimento existente en los casos en que no se realizan las reparaciones, del área afectada por la calicata, en forma adecuada, provocando posibles puntos de filtración de agua que dañan las capas de base, sub-base y en algunos casos la sub-rasante.

Una alternativa a los métodos destructivos consiste en ensayos no destructivos y está basado en realizar un estudio de Deflexiones Dinámicas en la estructura del pavimento. La Deflexión Dinámica permite reflejar una respuesta global del sistema pavimento-sub-rasante bajo una carga dada y a diferencia del método destructivo su medición es simple, rápida, económica y "no destructiva", es decir, no hay cambios en la integridad de la superficie del pavimento. (Garnica Aguas, 2004).

La ventaja de esta metodología es que en la forma y dimensión de la curva de las deflexiones se encierra información muy importante sobre las características estructurales del pavimento y características de nuestra sub-rasante que son las primeras que se deben saber para diseñar las capas superiores o su rehabilitación. (Ilustración 3).

Ilustración 3. Estado del Pavimento/Sub-rasante según el cuenco de deflexiones.



(Higuera Sandoval, 2006)

Otras bondades de este método son la facilidad de aplicación de una carga conocida comparable con la aplicada al pavimento por el eje en movimiento de un vehículo pesado, (La onda de carga simula la producida por un vehículo circulando a 70

km/h, el lapso de duración del impacto de carga, para cualquier combinación de masas y altura de caída, varía entre 25-30 milisegundos), la exactitud en el registro de los resultados, la toma de todo el cuenco de deflexión y la mayor velocidad de medición en sitio, en comparación con otros métodos existentes basados en principios similares de deflexión. (Garnica Anguas, 2004).

La base de este método es la interpretación de la información de deflexiones, forma cualitativa registrada a forma cuantitativa, por medio de un modelo matemático utilizando las deflexiones medidas para determinar los parámetros estructurales del sistema de pavimento. Otra ventaja del método no destructivo FWD es que se puede ir evaluando el comportamiento del diseño durante la vida de la carretera llevando un control adecuado, y así poder obtener conclusiones certeras para alimentar un programa de administración de pavimentos.

El desarrollo de soluciones para modelos matemáticos de pavimentos, la simpleza, rapidez y economía de las mediciones de deflexiones, y el carácter no destructivo de los ensayos, han sido de gran ayuda a todas las metodologías de evaluación estructural de pavimentos en los últimos 20 años.(Garnica Anguas, 2004).

Al implementar un sistema de análisis del comportamiento del pavimento preferiblemente con ensayos no destructivos, se obtiene la información requerida para decidir sobre el orden de prioridades de las secciones a reforzar, evaluando estructuralmente al pavimento y diseñando la óptima solución de mantenimiento y rehabilitación. Paralelamente a las distintas actividades de construcción del pavimento de un proyecto dado se puede recopilar toda la información que posteriormente formara el banco de datos que necesita el FWD para que posteriormente sirvan como fuente para elaborar un programa de mantenimiento de pavimentos principalmente en cuanto a medición, de los daños superficiales del pavimento, de Rugosidad (índice internacional IRI), medición de Deflexiones por medio del FWD y espesores de capa, y así responder a las exigencias impuestas por el tránsito. (Garnica Anguas, 2004).

A partir de las mediciones de deflexión y estudio de fallas superficiales se establecerá un programa de apiques a profundidad de 1 m. como máximo para la evaluación de los espesores existentes del pavimento, características físico-mecánicas de los materiales integrantes de las diferentes capas del pavimento auscultado, verificación de las densidades de campo, valorización de la sub-rasante con el objetivo de verificar los resultados obtenidos por el método no destructivo utilizado. (Garnica Anguas, 2004).

La evaluación estructural de un pavimento existente para su rehabilitación, en forma general se refiere a la determinación del espesor necesario a colocar para incrementar la vida útil de la ruta en un determinado número de años. Esta capa refuerza la vía (desde el punto de vista de esfuerzos verticales de presión) y prolonga la vida útil del pavimento.(Garnica Anguas, 2004). Una vez determinado el (hac) espesor de refuerzo, se procede a estudiar y diseñar diferentes estrategias o soluciones, si hac es mayor de 15cm. debe considerarse la reconstrucción de la vía, si hac es menor de 15cm. se procede a diseñar la rehabilitación del pavimento existente por medio de cualquier método, tomando en cuenta los problemas especiales en cada sección y tramo. Con el fin de obtener una solución óptima, las capas de refuerzo requeridas para la rehabilitación son diseñadas y verificadas con otros métodos de diseño de pavimentos confiables, tales como, el Instituto de Asfalto (USA) basado en las deflexiones centrales máximas admisibles, el AASHTO basado en el número estructural, el de CBR extendido basado en la distribución de las capas y el criterio de fatiga basado en la tracción máxima admisible en la cara inferior del concreto asfáltico. (Garnica Anguas, 2004)

V. BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS, CRITERIOS, FACTORES Y ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

A. MÉTODO DE AASHTO

Este método fue desarrollado por la American Association of State Highways and Transportation Officials de acuerdo a la información empírica obtenida durante las continuas pruebas efectuadas en Illinois entre los años 1958 - 1960 denominadas AASHTO Road Test. Este método ha sido actualizado y mejorado a través del tiempo en 1972, 1973, 1986 y 1993. (Cohen, 1998)

El método de diseño de AASHTO para pavimentos flexibles toma en consideración los siguientes temas:

- Comportamiento del pavimento
- Tránsito
- Sub-rasante
- Materiales de construcción
- Medio ambiente
- Drenaje y sub-drenaje
- Confiabilidad
- Costos del ciclo de vida útil

La ecuación básica de diseño empleada para pavimentos flexibles en este método es la siguiente:(Ecuación 1)

Ecuación 1.

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

Siendo:

W₁₈ = Número previsto de ejes equivalentes de 18 kip (18.000 libras) acumulados durante el período de diseño por carril estudiado.

Z_R= Variante estándar de distribución normal para diferentes rangos de confiabilidad. (El valor **Z_R** varía de acuerdo al grado de confiabilidad **R**). (tabla 1)

S₀= Desviación estándar general, 0.40 - 0.50 para pavimentos flexibles.

Δ PSI= Diferencia entre el índice inicial de servicio (p_i) y el índice final de servicio (p_f) del pavimento.

M_R= Módulo de resiliencia (psi)

SN= Número estructural indicativo del total de pavimento requerido.

Tabla 1. Confiabilidad.

R (%)	Z _R
50	0.00
60	-0.253
70	-0.524
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
95	-1.645
97	-1.881
98	-2.054

El número estructural SN se expresa:

Ecuación 2.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Siendo:

A_j = Coeficiente de la capa j

D_j = Espesor de la capa j (en pulgadas)

M_j = Coeficiente de drenaje de la capa j

Los valores recomendados por el AASHTO del coeficiente m_j para modificar el número estructural de capas no tratadas de materiales de base y sub-base de pavimentos flexibles son expuestos en el siguiente cuadro:

Tabla 2. Valores para coeficiente de drenaje.

CALIDAD DE DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ESTÁ EXPUESTO A LA HUMEDAD A UN NIVEL DE SATURACIÓN			
	MAYOR QUE 1%	1 - 5%	5 - 25%	MAYOR QUE 25%
EXCELENTE	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
BUENO	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
REGULAR	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
MALO	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
DEFICIENTE	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

La definición de las cualidades del drenaje serán de acuerdo a:

Tabla 3. Definición de cualidades del drenaje.

<u>Condición</u>	<u>Tiempo</u>
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Deficiente	agua no sale

Los coeficientes a_j , requeridos para el diseño estructural son asignados por AASHTO para cada capa de material en la estructura del pavimento flexible para hallar así el número estructural SN con base a gráficas y nomogramas utilizados por esta institución para asignar los valores de a_j . (Cohen, 1998)

B. MÉTODO DE CBR EXTENDIDO.

El método de CBR extendido fue desarrollado por Prof. Uzan para carreteras interurbanas con cargas varias. Este método está basado en la ecuación del US Corps of Engineer de la Fuerza Armada Americana. El espesor total de la estructura es obtenido en función de la carga (o el equivalente de ejes de rueda única para múltiples ruedas), el área de contacto o presión, el CBR de la sub-rasante y el número de repeticiones de cargas/ejes. El método fue calibrado usando los datos del AASHO Road Test para una variedad de niveles de carga y configuraciones de ejes simples y dobles (tandem) con doble llanta. (Cohen, 1998)

La ecuación que calcula el espesor de la estructura del pavimento es:

Ecuación 3.

$$H = \alpha(N) \sqrt{\frac{Q}{17.907 CBR} - a^2}$$

Siendo:

H= Espesor de toda la estructura del pavimento (cm)

Q= Carga de la llanta única equivalente (Newton)

a= Radio de contacto de la llanta equivalente (cm)

CBR = CBR de la sub-rasante (%)

(N_j)= Coeficiente en función de la frecuencia del tráfico (N_j número de repeticiones de j ejes)

Las funciones para coeficientes recomendados para las diferentes clases de ejes son:

Para **N_j** 10⁴:

(N) = - 0.076 + 0.277 log N Para eje único de llanta única

(N) = - 0.155 + 0.264 log N Para eje único de llanta doble única

(N) = - 0.0145 + 0.219 log N Para eje doble de llanta doble

Para **N_j** 10⁴:

(N) = 0.212 + 0.2345 log N - 0.0075 (log N)² Para eje único de llanta única

(N) = 0.215 + 0.241 log N - 0.015 (log N)² Para eje único de llanta doble

(N) = 0.205 + 0.244 log N - 0.02 (log N)² Para eje doble de llanta doble

El programa de computación MOD1 (programa de retro-cálculo) calcula el espesor de la estructura para varias distribuciones de cargas/ejes utilizando la ecuación los parámetros y funciones **(N)** mencionados, por medio de ensayos tentativos. Para ello hace uso de la ley de Miner, y con ésta hallar el espesor H correspondiente a la relación: (Cohen, 1998)

Ecuación 4.

$$\sum_j n_j N_j = 1$$

Donde:

n_j= Número de repeticiones del eje j (con un carga **P_j**).

N_j = Número de repeticiones del eje j que el pavimento en diseño podrá soportar durante el período de diseño dado hasta su "destrucción".

La "destrucción" del pavimento es considerada cuando la carretera alcanza su nivel de serviciabilidad final-destrucción funcional y/o estructural. Lo que produce esta "destrucción" es el daño acumulado por las repeticiones de los variados ejes con variados

conjuntos de llantas acumuladas durante el tiempo de vida útil del pavimento. La ley de Miner, conocida en la bibliografía profesional, aceptada y utilizada en campos de ingeniería mecánica, aeronáutica y civil, usa el principio de linealidad entre el daño y el factor del daño (n_j). El espesor del pavimento H_j se compondrá de tres capas: concreto asfáltico, base y sub-base. Para determinar las medidas mínimas de las capas de asfalto y de base, el método adoptó las recomendaciones del cuerpo de Ingeniería del U.S. Army.

a- El espesor mínimo de la carpeta asfáltica se obtiene de la expresión:

Ecuación 5.

$$h_{ac_{mín}} = -12 + 12.5 \log W_{18}$$

Siendo W_{18} (8.2 T) el número acumulado de ejes equivalentes de 18 Kip (18.000 libras) durante el período de diseño.

b- El espesor de la capa de base será de acuerdo a la siguiente relación.

Tabla 4 Espesores definidos por ESAL

No. DE EJES EQUIVALENTE DE 18 Kip - W_{18}	ESPEJOR DE LA CAPA DE BASE CON CBR > 80%
$W_{18} < 10^4$	10 cm.
$10^5 > W_{18} < 10^4$	12 cm.
$10^6 > W_{18} < 10^5$	15 cm.
$10^7 > W_{18} < 10^6$	20 cm.
$W_{18} < 10^7$	23 cm.

La relación admite que el espesor mínimo es de 10cm. La medida mínima establecida y calculada con el programa MOD1, no tendrá la capacidad de soporte al fisuramiento por fatiga durante el mismo período para el cual se calcula el valor H total, y es por ello que se calcula con base al análisis de fatiga. (Cohen, 1998)

C. MODELO DE FATIGA

El espesor de la capa de asfalto se determina usando el análisis de fatiga similarmente a los métodos Shell y del Asphalt Institute. Este método semi-racional de cálculo, se basa en la limitación del grado de deformación en la base inferior de la capa de asfalto calculando la máxima deformación por tensión de acuerdo con las siguientes relaciones modulares de todas las capas del pavimento y sub-rasante: (Cohen, 1998)

Ecuación 6.

$$E_{sr} = 14 * CBR$$

Módulo de elasticidad de la sub-rasante

Ecuación 7.

$$E_{sb} = E_{sr} (1 + 0.003 * h_{sb})$$

Módulo de elasticidad de la sub-base

Ecuación 8.

$$E_b = E_{sb} (1 + 0.0067 * h_b)$$

Módulo de elasticidad de la base

Siendo:

h_b, h_{sb} = Espesor de las capas de base y sub-base respectivamente (mm)

El programa YULEA1 computa las deformaciones por tensión en tres diferentes puntos de la cara inferior de la capa asfáltica entre dos llantas de cuatro toneladas de carga, siendo que el valor máximo es el utilizado en la ecuación de fatiga. El espesor de la capa asfáltica que satisfará el período de fatiga se establece evaluando a tateo la ecuación de Finn y asociada, la cual fue modificada para tomar en cuenta la propagación progresiva del fisuramiento desde la base donde comienza esta capa hacia la superficie de pavimento. (Cohen, 1998)

Ecuación 9.

$$\log W_{18} = -3.13 + \frac{h}{380} - 3.291 \log \varepsilon_t - 0.854 \log E_{ac}$$

Siendo:

W_{18} = Número acumulado de ejes equivalentes de 18 kip (18.000 libras) durante el período de "vida útil" de diseño del pavimento.

h = Espesor de la capa de concreto asfáltico (mm).

t =Máxima deformación de tensión en la cara inferior de la carpeta asfáltica.

E_{ac} =Módulo de elasticidad del concreto asfáltico (Mpa).

En la ecuación No. 9 se utiliza el número de ejes equivalentes de 18 kip (8.2T) convirtiendo los ejes de cada carga por medio de las relación de cargas ($P_j / 8.2$) elevada a la cuarta potencia, siendo P_j la carga de un eje único equivalente de única y doble llanta y la relación ($P_j / 15$) para ejes tandem. La solución final será aquella que satisfaga la ley de Miner respecto a ejes equivalentes de 18kip para cada tipo de carga P_j expresada:(Cohen, 1998)

Ecuación 10.

$$\sum_j w_j/W_j = 1.$$

D. MÉTODO DEL ASPHALT INSTITUTE

El método del Asphalt Institute utiliza el concepto empírico basado en el criterio de deflexión que permite establecer el espesor de refuerzo requerido de acuerdo a la deflexión característica medida a lo largo de la sección estudiada (este concepto es utilizado por otros métodos e institutos de diseño también: los estados de California, Luisiana, Pensilvania, Texas, etc.). Según este método, para cualquier tipo de pavimento flexible hay un límite de deflexión recuperable que depende del número de aplicaciones de ejes de 18 Kip (8.2 Ton) durante el período de diseño. Para llevar a cabo el procedimiento debe determinarse la deflexión máxima permisible en base a su relación con el número de ejes equivalentes de 18 Kip a soportar la carretera durante el período de diseño o por medio de evidencias de campo como en el presente caso. La ecuación que relaciona esta deflexión permisible con las deflexiones medidas en campo y el espesor de refuerzo es: (Ecuación 11), (Cohen, 1998)

Ecuación 11.

$$H = (\log D_i - \log D_f)/K$$

Siendo:

H =Espesor de refuerzo requerido en cm de concreto asfalto

D_i =Deflexión "inicial" actual medida

D_f =Deflexión "final" de diseño

K =Coeficiente 0.025 según el Instituto de Asfalto

VI. EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS

A. GENERALIDADES EN MEZCLAS BITUMINOSAS EN LOS PAVIMENTOS.

Las características de inicio que posee toda carretera se van degradando en el transcurso del tiempo, los factores que inciden y son determinantes para el proceso de deterioro son los siguientes: (TNM LIMITADA, 1998)

- Factores pasivos: que están relacionados directamente con las características del pavimento tales como los materiales que se utilizan, los espesores y el proceso de ejecución.
- Factores activos: que son los que causan el deterioro como por ejemplo las cargas del tránsito y los factores ambientales.

Se debe tener un buen estudio de los factores activos que son difíciles de definir y tienen complejidad, existiendo factores de equivalencia como los EJES EQUIVALENTES (ESAL) que ayudarán a mantener un control sobre estos factores activos y permiten diseñar en base a un número determinado de ESAL. Los ejes transmiten una sollicitación horizontal y vertical sobre el pavimento, esto se puede notar a través del tiempo manifestándose por uno o más de los siguientes casos: Desprendimiento de gravillas o pulimiento de los áridos, fisuración por fatiga, deformaciones permanentes, hundimiento de gravillas, baches y peladuras. Los factores ambientales someten a los pavimentos a una serie de agresiones externas que al final afectan la durabilidad de la mezcla, algunos ejemplos son: la radiación solar, la oxidación del ligante producida por el aire y el agua, las variaciones diarias y estacionales de la temperatura, el derrame de aceites y combustibles, sales fundentes empleadas etc.

Al implementar un sistema de análisis del comportamiento del pavimento preferiblemente con ensayos no destructivos estos proveerán la información requerida para decidir sobre el orden de prioridades de las secciones a recibir tratamiento evaluando estructuralmente al pavimento y diseñando la óptima solución de mantenimiento y rehabilitación. Paralelamente a la ejecución del estudio deflectométrico se recopilarán datos del estado físico actual del pavimento y que se compondrá de la Medición de los Daños Superficiales del Pavimento y de ser posible la Medición de Rugosidad para el establecimiento del índice internacional IRI.

A partir de las mediciones de deflexión y estudio de fallas superficiales se establecerá un programa de apiques (calicatas) a profundidad de 1 metro como máximo para la evaluación de los espesores existentes del pavimento, característica de los materiales utilizados en la construcción, verificación de las densidades de campo, valorización de la sub-rasante y los estudios geotécnicos necesarios (granulometría, límites, humedad, CBR, etc.), a fin de verificar además los resultados obtenidos por el método no destructivo de recopilación de datos.

Dado que las mezclas bituminosas en el pavimento, son las más expuestas al deterioro, se describirá en forma general las características de las mismas. Se caracterizan por tener un cierto porcentaje de vacíos, las mezclas normalizadas deben de tener más de un 3% de vacíos. Si el porcentaje no es más del 6% se tiene mezclas densas y cuando superan el 12% son mezclas abiertas, y si es mayor a 20% son denominadas mezclas drenantes o porosas. El tamaño máximo de árido: las mezclas gruesas con un tamaño máximo de áridos que excede los 8mm, y las finas en las que el tamaño máximo no supera los 8mm. En las mezclas bituminosas es muy importante la combinación del rozamiento interno y su cohesión al igual que el control de calidad de las características de cada material de la mezcla.

La estabilidad es una característica muy importante en las mezclas bituminosas ya que define su resistencia a las deformaciones plásticas, pero otras características a tomar en cuenta son la resistencia a la disgregación, resistencia a la fatiga, flexibilidad, adecuada resistencia al deslizamiento, impermeabilidad en el caso de las mezclas cerradas y permeabilidad en el caso de las drenantes y una resistencia adecuada a los agentes externos, durabilidad. Debe existir un control de calidad de estas características tanto en el diseño, fabricación y puesta en obra. El estudio de los procesos de deterioro es muy importante ya que todas las características descritas anteriormente se verán afectadas al empezar el flujo vehicular.

Clasificación de las mezclas bituminosas (Kraemer 1999). (Tabla 5)

Tabla 5. Tipos de mezclas bituminosas.

Característica	Tipo de mezcla
Fracciones de árido empleadas	Mastico, Mortero, Macadam, Hormigón
Temperatura de puesta en obra	En frío o en caliente
% de huecos en mezcla	Cerradas, semi-cerradas, abiertas, porosas
Tamaño de árido	Gruesas, finas
Estructura de árido	Con esqueleto mineral, sin esqueleto mineral
Granulometría	Continuas, Discontinuas

Las mezclas bituminosas son utilizadas en los pavimentos flexibles para formar las capas de rodadura o las capas intermedias, ahora los pavimentos semi-flexibles son también utilizados como capas de base. Los aglomerados bituminosos están formados básicamente por una combinación de áridos y un ligante hidrocarbonado, esto hace que cada partícula quede cubierta por una película continua de betún.

B. EVALUACIÓN DE FALLAS EN PAVIMENTOS.

En todo pavimento se producen fallas superficiales, las cuales pueden ser causadas por efectos de la carga del tránsito, por efectos ambientales y/o por problemas de durabilidad. La existencia de fallas superficiales otorga al analista una importante indicación tanto de las deficiencias funcionales y estructurales de la carretera estudiada como del valor estructural de la carpeta asfáltica. Se debe hacer una distinción entre dos clases de fallas que se pueden presentar en un pavimento flexible, según Yoder y Witczak.

El primer tipo es denominado falla estructural, que incluye un colapso de la estructura del pavimento o de uno o más de sus componentes, en donde se definen como pavimentos incapaces de resistir las cargas impuestas por el tránsito sobre la superficie de rodadura. El segundo se denomina falla funcional que también puede estar influenciado por la falla estructural pero lo que hace es causar grandes esfuerzos sobre los vehículos que transitan, por lo tanto provocar incomodidad en los usuarios debido al deterioro que presenta la capa de rodadura. La durabilidad de los pavimentos asfálticos se define como la capacidad de resistencia que tienen estos de soportar las cargas

impuestas por el tránsito a través del tiempo. Si se quiere prolongar la vida útil de la estructura de un pavimento a través de una rehabilitación se deben conocer los factores que afectan sus características así como las variaciones en sus propiedades a través del tiempo. Los pavimentos asfálticos están formados por un conjunto de capas superpuestas de cierto espesor y relativamente horizontales. Estas capas contienen distintos materiales adecuadamente compactados que se apoyan sobre una sub-rasante explanada que se define en el movimiento de tierras. (Kraemer *et al.* 1999). Este tipo de pavimentos están formados por capas granulares y una capa bituminosa que sirve de rodadura.

Uno de los principales propósitos de los pavimentos es proporcionar una superficie de rodadura cómoda, segura y de características permanentes que puedan soportar las exigencias del tránsito durante un período de tiempo determinado por el diseño; la capa de rodadura debe transmitir sin ningún problema a las sub-capas del pavimento y éstas al suelo la cargas impuestas por el tránsito para que todas actúen de manera estructural. Estas capas de materiales y suelo deben protegerse ante los factores climáticos y de la humedad para no alterar sus propiedades y que disminuyan su capacidad portante.

Las principales características superficiales que debe ofrecer un pavimento son: adecuada resistencia al deslizamiento, buena regularidad transversal y longitudinal, reducir el ruido de rodadura, opacidad para los horarios nocturnos y drenaje rápido que eviten hidroplaneo y proyecciones de agua hacia otros vehículos. Las características estructurales de los pavimentos están más relacionadas con los espesores, tipos y calidades de los materiales. En un pavimento debe existir armonía en la uniformidad de los materiales integrantes de cada capa para que éste actúe en conjunto. Si no existe dicha armonía y estos permiten cambios volumétricos pueden ocurrir discontinuidades en las tensiones o deformaciones en los planos de contacto produciéndose como consecuencia, fallas que se reflejan en la superficie de rodadura. (TNM LIMITADA, 1998)

1. Deterioro de los pavimentos asfálticos. El deterioro de los pavimentos asfálticos es causado por la insuficiente capacidad resistente de los materiales que los componen, esto hace que no soporte la rotura que provocan las tensiones y deformaciones que determinan los esfuerzos como los del tránsito, cambios de temperatura, hinchamientos o asentamientos. También puede ocurrir pérdida de cohesión en los aglomerados bituminosos por cambios en la temperatura, por efecto de humedad o envejecimiento.

Se debe analizar la sub-rasante que servirá como cimiento de la carretera, si la sub-rasante está compuesta de materiales cohesivos puede experimentar procesos lentos de asentamiento y cambios alternativos de volumen y capacidad portante con la incorporación y eliminación de agua proveniente del deshielo, lluvias o subsuelo, pero, si está compuesta de materiales inestables, compactados inadecuadamente o que permitan el paso del agua con arrastre de finos, se pueden ocasionar erosiones y por consiguiente degradaciones en los finos de las capas superiores que provocarían pérdida de capacidad estructural.

Hay que considerar que la repetición de cargas produce una compactación adicional en las capas, que va decreciendo con el logaritmo del número de repeticiones, estas cargas también provocan una deformación elástica que puede llegar a producir rotura o el desplazamiento de partículas en ellas. Cuando se habla de materiales granulares hay que tener en cuenta que su resistencia horizontal depende del confinamiento y no tienen capacidad para soportar esfuerzos de tracción.

Las capas granulares que son estabilizadas con cemento son rígidas y tienen un comportamiento esencialmente elástico con módulos de elasticidad elevados, cuando estas capas son utilizadas en los pavimentos semi-rígidos sufren agrietamientos ya que los esfuerzos de tracción generados sobrepasan la capacidad de resistencia del material aglomerado. Aquí es donde entra el término de fatiga: la capacidad resistente decrece con el logaritmo del número de repeticiones de carga. En el deterioro de los materiales granulares aglomerados con productos bituminosos que tienen un comportamiento visco-elástico complejo son determinantes ciertos factores, la presencia de agua que disminuye la cohesión del ligante en la mezcla, los cambios de temperatura que disminuyen o incrementan la viscosidad del ligante y con ello incrementa o disminuye la rigidez de la mezcla, y finalmente la oxidación o envejecimiento del betún que aumenta la rigidez de la mezcla sin aumentar la deformación elástica. Es importante mencionar que la capacidad de las mezclas bituminosas para soportar deformaciones unitarias sin rotura varía también con el logaritmo del número de repeticiones de carga.

2. Principales fallas de los pavimentos flexibles: (Rico y Castillo, 2002). Se dividen en tres grupos:

- Fallas por insuficiencia estructural: Ocurren cuando los pavimentos son contruidos con materiales de menor resistencia que la requerida o con materiales de buena calidad pero con espesores insuficientes. Se puede decir que es la falla que ocurre cuando las combinaciones de la resistencia al esfuerzo cortante de cada capa y sus espesores no satisfacen las necesidades de carga que impone el tránsito sobre el pavimento.
- Fallas por defectos constructivos: Ocurren cuando se tienen pavimentos bien proporcionados y formados por materiales de buena calidad pero durante la construcción se produjeron errores o defectos que llevan al fallo del pavimento.
- Fallas por fatiga: Cuando el pavimento sufre una degradación estructural provocada por un número de repeticiones de carga superiores a lo previsto en el período de diseño o el pavimento se encuentra al final de su vida útil. También, influye el envejecimiento del ligante y el tiempo de servicio.

Las fallas descritas anteriormente pueden manifestarse por lo siguiente: fracturamiento (fisuración), deformaciones permanentes o desintegración. A continuación se mencionan algunas de las fallas que se producen en los pavimentos asfálticos, las cuales pueden depender de: efectos del tránsito, características mecánicas, estructuración de los materiales del pavimento, características de las capas inferiores y materiales de sub-rasante. Por lo general se estima que cuando se detectan fallas provocadas por características físico mecánicas de los suelos de subrasante es tiempo de realizar una reconstrucción de la estructura de pavimento.

- **Fallas superficiales:**

La acción abrasiva del tránsito, el envejecimiento y los agentes atmosféricos son los principales causantes de estas fallas, afectan la confortabilidad del usuario de la carretera o pueden también ser ocasionadas por una mal ejecución o el empleo de materiales inadecuados. Como por ejemplo: pérdida de micro-textura, pérdida de macro-textura, peladuras y descarnaduras, desprendimiento de áridos, deformaciones de la capa de rodadura, baches y exudaciones de ligante.

- **Fisuración en piel de cocodrilo**

Este tipo de fisuración consiste en un agrietamiento que aparece sobre la superficie de rodadura, por lo general es provocada por fatiga ocurre en pavimentos que están sobre

sub-rasantes resilientes, con bases débiles o que no están suficientemente compactadas. Este fenómeno puede ser o no ser progresivo, cuando lo es ocurren desprendimientos de la carpeta y lavado de materiales granulares expuestos a la intemperie, por lo tanto, el pavimento pierde resistencia. (Ilustraciones 4 y 5)

Ilustración 4. Fisuración en Piel de Cocodrilo de Severidad Mediana.



Ilustración 5. Fisuración en Piel de Cocodrilo Severidad Alta.



Este tipo de agrietamiento es frecuente en lugares muy fríos principalmente si se utilizan materiales susceptibles al congelamiento, también puede ser indicativo de lugares que requieren sub-drenaje. Lo más importante es determinar si este fenómeno es evolutivo o lento, ya que si es lento se puede tratar de procesos asociados a envejecimiento y fatiga de las capas bituminosas y si son muy rápidas se asocian con la deficiencia estructural o exceso de agua en la estructura.

- **Fisuración en bloque**

Es una falla similar a la piel de cocodrilo sólo que en bloques más grandes (25 cm x 25 cm), puede ser originada por un dimensionamiento insuficiente de la sección del pavimento, por el despegue de la capa superior de mezcla asfáltica, por mala ejecución o una deficiencia en la dosificación del riego de adherencia. Si sucede esto la capa despegada no trabaja en conjunto con el resto del pavimento por lo que se produce fatiga aunque el resto del pavimento este en buen estado y con buena capacidad portante. (Ilustración 6)

Ilustración 6. Fisuración en bloque.



- **Fisuración longitudinal**

Grietas longitudinales de aproximadamente 0.5 cm de ancho, generalmente se presentan en las áreas donde circula el tránsito pesado, pueden ser indicadoras de cambios volumétricos, variación en el contenido de agua, congelamiento, deshielo o también por movimientos de las capas del pavimento predominantemente en dirección horizontal. Si ocurre un asentamiento importante en las capas pueden manifestarse este tipo de fallas, si las grietas están en las zonas de rodadas es muy probable que sea por falta de capacidad portante del pavimento como un paso inicial a la piel de cocodrilo. El desarrollo de estas fisuras empieza con ramificaciones, pérdida de material del borde de la fisura y formación de fisuras de carácter secundario cerca de la fisura principal. (Ilustración 7).

Ilustración 7. Fisuración longitudinal.



- **Fisuración transversal**

Estas fallas son ocasionadas principalmente por asentamientos de terraplenes, por fisuración térmica, reflejo de fisuras de capas profundas cementadas, por defectos de extendido, así como por el paso del tráfico. (Ilustración 8)

Ilustración 8. Fisuración transversal.



- **Hundimiento de la superficie del pavimento (surcos)**

Esta falla es asociada con el aumento de compacidad en las capas granulares de base o sub-base, debido a una carga excesiva, a cargas repetidas ya que aumenta la compacidad por vibración, a la rotura de partículas o a la consolidación de la sub-rasante. El ancho del surco excede al del neumático y existe una tendencia de que sea mayor mientras más profundo se localiza el problema. No se debe confundir con desplazamiento lateral de una mezcla defectuosa, en este caso no se eleva la mezcla a los lados del surco. (Ilustración 9).

Ilustración 9. Hundimiento de la superficie del pavimento (surcos).



- **Fallas por cortante**

Estas fallas son asociadas con la falta de resistencia al esfuerzo cortante en la base o sub-base del pavimento y raramente en la sub-rasante. Se crean surcos profundos muy bien marcados, el ancho no excede mucho al del neumático. Aquí puede haber elevación

del material de la capa de rodadura a los lados del surco, pero si se logra distinguir con facilidad, por su profundidad, a un desplazamiento de material de la mezcla.

- **Consolidación del terreno de cimentación**

Esta falla produce distorsión del pavimento, independientemente de los espesores o de la capacidad estructural del mismo, las deformaciones de la sección transversal pueden producir agrietamientos longitudinales. Cuando falta resistencia en el terreno de cimentación se altera la estabilidad de los materiales, ocurre agrietamiento típico con trayectoria circular, y ésta marca lo que puede ser la cabeza de la falla. (Ilustración 10)

Ilustración 10. Consolidación del terreno de cimentación.



- **Fallas por presencia prolongada de agua en el pavimento. (Yoder y Witczak 1975).**

Estas fallas se producen en las zonas donde varía mucho la temperatura, hay deshielos, se acumula mucha agua o hay problemas de drenaje pueden ser afectadas, ya que las capas del pavimento sin las medidas necesarias pueden ser afectadas por el movimiento excesivo del pavimento provocando la pérdida de cohesión de las mezclas bituminosas y que llegan a degradar la capa de rodadura.

Debido a todas estas fallas es importante hacer este análisis y tomar los criterios más convenientes para la rehabilitación o conservación del proyecto.

VII. PROYECCIONES DE TRÁNSITO (TPDA, ESAL)

El análisis del tránsito de diseño se realizará a partir de los datos (conteos) base que se haya realizado a la fecha por la entidad gubernamental que rige el mantenimiento de carreteras, o la utilización de métodos alternativos que permitan un conocimiento del mismo. (Higuera Sandoval, 2006)

Es un parámetro fundamental para el diseño de pavimentos para poder determinar los espesores decapa que forman la estructura de pavimento. Se pretende cuantificar el número acumulado de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas que en el futuro pasarán sobre la superficie de rodadura de la carretera, en un período determinado de años, proyectados idealmente de 10 a 20 años. Para hacer una buena proyección de tránsito se deben considerar los siguientes numerales:

1. Clasificación de vehículos.
2. Tránsito Promedio Diario (TPD).
3. factores de equivalencia de carga para cada tipo de vehículo.
4. distribución direccional.
5. distribución por carril.
6. proyección de las variables en la vida de diseño.

La clasificación de vehículos que debe utilizarse al realizar conteos vehiculares debe responder a estándares internacionales la utilizada en este trabajo es la normada por el Departamento de Ingeniería de Tránsito de la División de Planificación y Estudios de la Dirección General de Caminos del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de Guatemala. El TPD es esencial para poder determinar el número de ejes equivalentes que debe soportar el pavimento; para determinarlo se realizan conteos vehiculares de 24 horas durante una semana o más días según sea la importancia de la carretera y el estudio a realizar.

El factor camión, es el factor de equivalencia de carga, que se usa para transformar los vehículos pesados a ejes simples cargados de 8.2 toneladas. La distribución direccional y por carril debe determinarse de acuerdo al tipo de vía en estudio y al número de calzadas que posea, normalmente se asigna el 50% del TPD a cada dirección,

distribuyendo luego éste entre los carriles que componen la calzada. Uno de los factores más importantes en el diseño de pavimentos es estimar el tránsito que pasará a través del período de diseño. Para ello debe proyectar el tránsito actual aplicando la tasa o el índice de crecimiento vehicular durante dicho período.

Las siguientes tablas describen los pesos máximos y dimensiones máximas vehiculares para Guatemala. "Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores y sus combinaciones". (Ilustraciones 11,12 y 13) (Higuera Sandoval, 2006) Ilustración 11. Pesos y dimensiones máximas vehiculares (DGC, 2007).

Ilustración 11. Pesos y dimensiones máximas vehiculares (DGC, 2007).

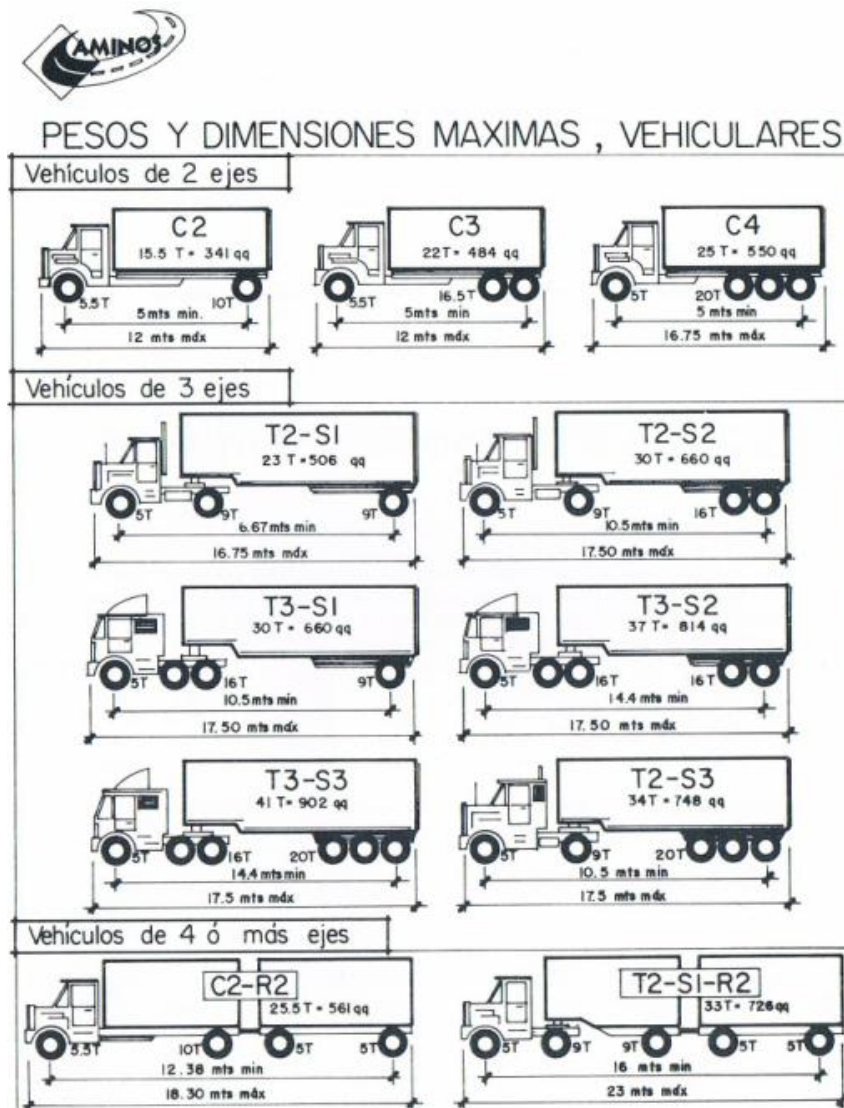


Ilustración 12. Pesos y dimensiones máximas vehiculares (DGC, 2007).

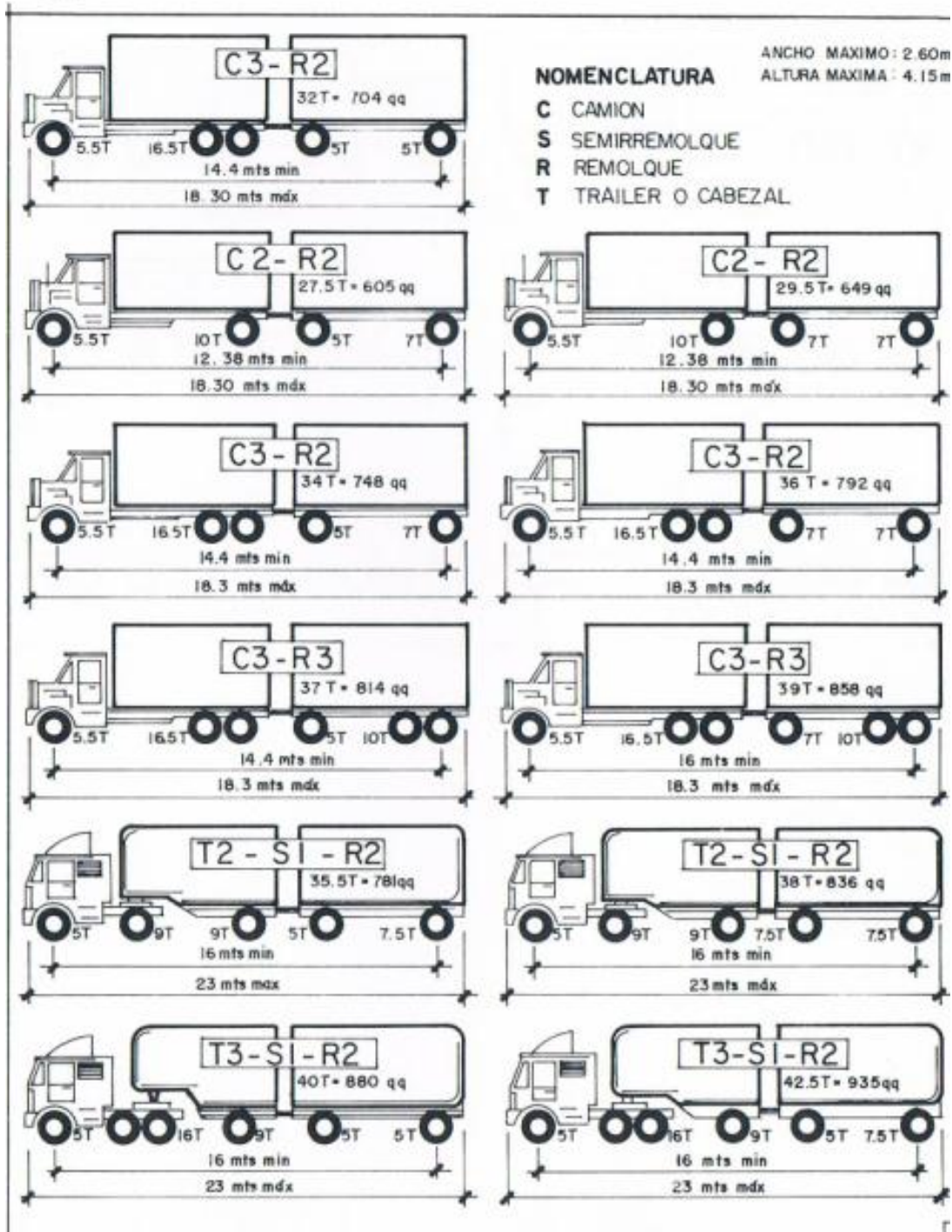
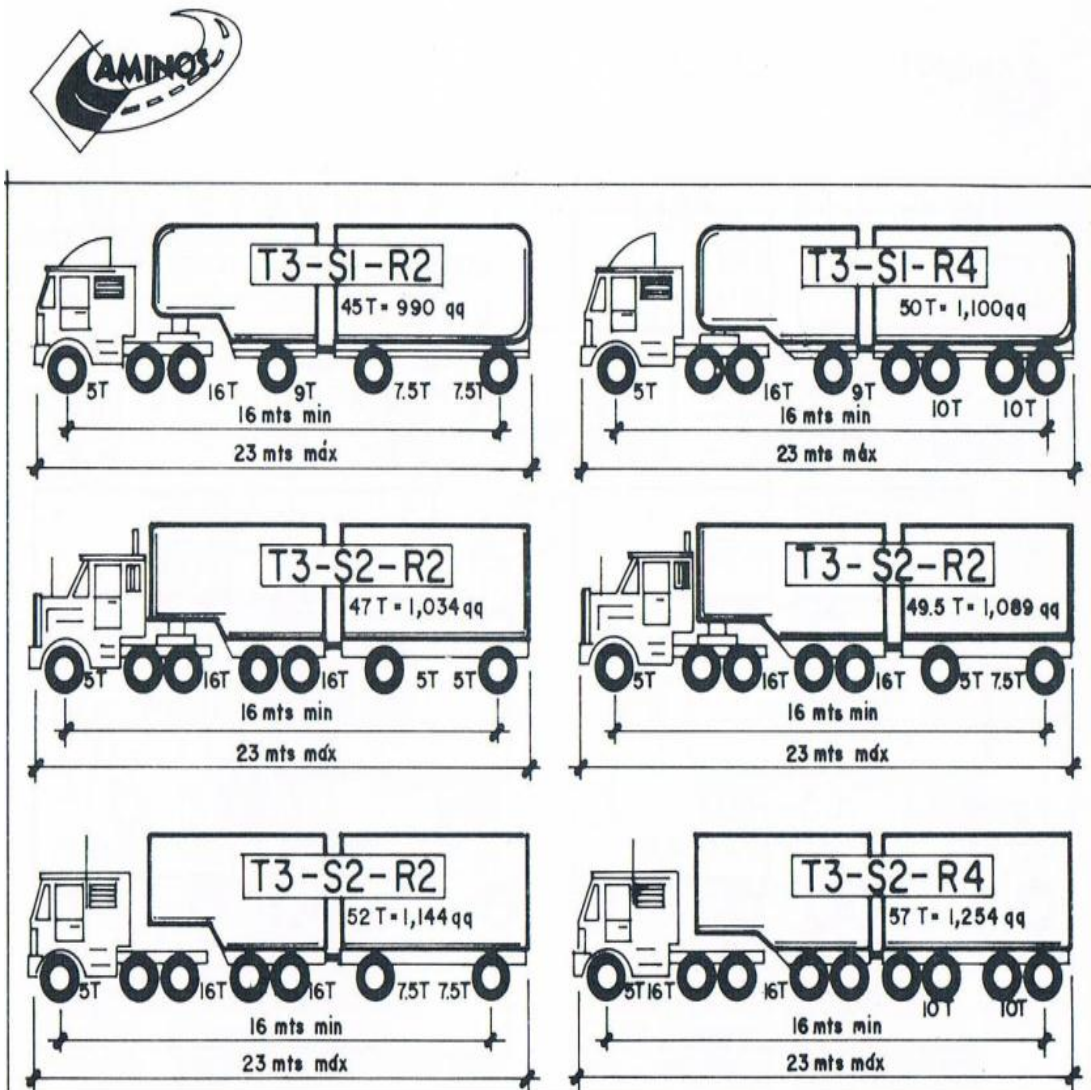


Ilustración 13. Pesos y dimensiones máximas vehiculares(DGC, 2007).



Las cargas son transmitidas a través de los ejes de los vehículos, la magnitud de la carga es proporcional al esfuerzo que el vehículo aplica sobre el pavimento.

A. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA POR VEHÍCULO.

Este factor representa la cantidad de veces que pasa el eje de 8.2 toneladas (eje normalizado de 18,000 lbs) por cada pasada de un tipo de vehículo dado. A continuación, Se puede ver una tabla que nos ilustra las ecuaciones para el cálculo del factor de equivalencia según el tipo de eje. (Tablas 6 y 7) (Higuera Sandoval, 2006)

Tabla 6. Cálculo del factor de equivalencia según el tipo de eje.

Tipo de eje	Fórmula para el cálculo del factor de equivalencia
Simple de rueda simple	$(\text{carga del eje (ton)}/6.6)^4$
Simple de rueda doble	$(\text{carga del eje(ton)}/8.2)^4$
Tándem	$(\text{carga del eje (ton)}/15)^4$
Tridem	$(\text{carga del eje (ton)}/23)^4$

Los factores de equivalencia considerados, de acuerdo al estudio de factores daño de la DGC se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 7. Factores de equivalencia de carga.

Tipo	Descripción	Factor de equivalencia de Carga
1	Autos, microbús, pickup, motos	0.01
2 (Buses)	Bus de pasajeros	1
2 (C2-G)	Camión de 2 ejes	3.44
3	Camión de 3 ejes	6.7
4	Camión de 4 ejes	4.4
5	Camión de 5 ejes	4.4
6	Camión de seis ejes	4.7
EE	Camión con eje adicional	4.7

B. FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA POR EJE ESTÁNDAR DE LA AASHTO

El peso normado por eje de carga estándar es de 18,000 libras (8.2 Ton), el eje de carga estándar es el eje simple con doble rueda en los extremos. Entonces la carga que impone un tipo de vehículo dado al pavimento convertida a carga estándar, se denomina Equivalent Standard Axle Load (ESAL) o W18. La AASHTO usa la relación $W_x/W18$, siendo W18, el número de aplicaciones de carga del eje de 18,000 libras en un tiempo t y

W_x , el número de aplicaciones de carga de un eje x en un tiempo t , para determinar los factores de equivalencia de carga por eje. (Higuera Sandoval, 2006)

C. PRONÓSTICO DE LA COMPONENTE DE TRÁNSITO GENERADO

Consiste en estimar el crecimiento que se presentará por el desarrollo económico en el área del proyecto y los factores que influyen indirectamente en el proyecto como son mayor demanda debido a la construcción y facilidades de acceso, disminución de los tiempos de traslado, que facilita el comercio, la seguridad, la convivencia, etc. También se debe tomar en cuenta los usuarios que utilizan otras carreteras, a la hora de que la nueva esté terminada, podrían cambiar su ruta por facilidad o tiempo. Estos datos se obtienen realizando encuestas a los usuarios de otras carreteras preguntando si a ellos les convendría hacer uso de la nueva carretera. (Higuera Sandoval, 2006).

VIII. MÉTODOS DESTRUCTIVOS VRS.

MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS

Durante años se dispuso únicamente de métodos destructivos para obtener las muestras de los pavimentos existentes. Cuando se habla de métodos destructivos se refiere a la extracción de muestras de las capas granulares del pavimento, (base, sub base y sub-rasante), para ser analizadas en el laboratorio de materiales y suelos. Cuando el tipo de pavimento lo permita, se toman pedazos de la capa de rodadura para derretirla y remoldar varias pastillas y analizar la estabilidad Marshall, fluencia, módulo elástico de la mezcla existente u otras características que son útiles para calcular el espesor de refuerzo del pavimento; en las muestras de base o sub-base se recolecta una cantidad suficiente de material que permita realizar los ensayos de clasificación, granulometría y límites de atterberg, proctor, CBR, y exámenes adicionales que se requiera para un fin específico.

Los ensayos destructivos son a la fecha el método más usado en el diseño de rehabilitaciones y pavimentos nuevos; la ventaja de este método es que se tiene a mano la muestra física de los materiales integrantes de las diferentes capas del pavimento y sus respectivos espesores.

El problema del método, es que durante la toma de muestras se debe destruir la carpeta asfáltica, se interrumpe el tránsito vehicular en el carril donde se realiza el muestreo por un tiempo que como mínimo es de 30 minutos, redundando por lo general en altos riesgos y costos de personal (seguridad y laboratorio), además del transporte de las muestras, almacenamiento y tiempos largos de espera para obtener y disponer de los resultados de los ensayos de laboratorio. Dependiendo del tipo de evaluación a realizar, así es la distancia entre calicatas a ejecutar. Por ejemplo, si es para una evaluación de la condición de una red pavimentada, pueden realizarse a cada 1000 metros, pero para el diseño de pavimento de una vía a rehabilitar deberá hacerse a un máximo de 500 metros entre calicatas en ambos carriles en forma alterna.

Para mejorar las condiciones de comunicación y comercio entre las naciones, el incremento y mantenimiento de las redes viales, ha sido una de las causas que motivó la búsqueda de métodos alternativos a los destructivos. En efecto cuando se tienen que analizar tramos muy grandes (300 km, por ejemplo), es recomendable una auscultación deflectométrica complementada con calicatas. Considerando el tiempo de recolección y la gran cantidad de muestras físicas que se tendrían que cuidar y conservar con parafina para que no pierdan sus propiedades contra las ventajas del FWD que puede evaluar entre 240 y 300 puntos diarios registrando datos a cada 50 metros, lo cual representa unos 30 carril-kilómetro de estudio diario.

Es importante agregar que los suelos de sub-rasante no son homogéneos y puede cambiar en cualquier momento, por lo que los ensayos destructivos a cada 500 metros nos proporcionan información parcial que pueden no reflejar exactamente la realidad del comportamiento del pavimento en estudio; por el contrario los datos del FWD nos permiten un análisis estadístico de las variables, obteniendo un mejor conocimiento del comportamiento de la estructura, y mientras más información se tenga, es más fácil dividir el proyecto en tramos homogéneos de diseño, evitando con ello dar una solución común a todo el proyecto, disminuyendo el riesgo de un sobre-diseño o sub-diseño por tramo homogéneo logrando al mismo tiempo un pavimento bien estructurado tanto técnica como económicamente.

La tendencia en el diseño de pavimentos de hoy, es definir tramos homogéneos en el proyecto, lo cual permite la utilización de ambos métodos en forma complementaria; el método No Destructivo del FWD, nos permite conocer las características principales del pavimento en general y el método destructivo, lo complementa con la extracción de muestras en los puntos críticos o puntos dudosos que se observen en el análisis de los tramos homogéneos determinados después del análisis por deflectometría.

A. DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS DESTRUCTIVOS (métodos tradicionales).

Los métodos convencionales destructivos principalmente utilizan la técnica de calicatas (ensayos destructivos) para el reconocimiento geotécnico del pavimento en una carretera. Las calicatas permiten la inspección directa de los materiales que integran las capas de un pavimento, por lo tanto, es un método de exploración que normalmente entrega información confiable y completa. En cada calicata se deberá realizar una

descripción visual de los materiales que integran cada capa del pavimento registrando también el espesor de dicha capa.

Las calicatas permiten:

- Inspección visual del terreno "in situ".
- Toma de muestras.
- Realización de algún ensayo de campo.

• ENSAYOS DESTRUCTIVOS

Ensayos para capas granulares integrantes de pavimentos flexibles (Base, Sub-base y sub-rasante)

1. Ensayos clasificación:

a. Granulometría. Se define como la manera en que cada uno de los tamaños de grano participa (como % del peso total) en la composición del suelo o material de construcción que representan. Las propiedades físico-mecánicas de los suelos o materiales son función directa de su granulometría y su determinación es fundamental para establecer el comportamiento físico-mecánico. La determinación del tamaño de los granos en suelos y materiales (agregados) se puede hacer por tamizado, con la ayuda de una serie de mallas, o tamices normalizados, y por sedimentación, mediante un hidrómetro. En el caso específico de suelos se pueden usar cuando sea necesario dos procedimientos complementarios, el mediante un hidrómetro o el por decantación.

Cuando se tamiza el suelo se obtiene una distribución exacta de los tamaños de las partículas. Cuando se utiliza el hidrómetro no se logra una verdadera distribución de tamaños sino la secuencia de cómo se asientan en una suspensión una serie de granos con tamaños comprendidos entre 0.0002 mm y 0.2mm con una velocidad supuestamente igual a la de esferas perfectas de diámetro equivalente. Esto es importante tenerlo en cuenta cuando se están ensayando suelos con partículas en forma de laminillas, que no se asientan de la misma manera ni a la misma velocidad, que las esferas perfectas. Por fortuna, la distribución de los tamaños de granos del suelo menores que 0.1mm es poco importante en su comportamiento mecánico. Este depende principalmente de la plasticidad, que si debe determinarse con precisión. (Cipriano, 2004)

b. Límites de Atterberg. El contenido de humedad para el cual un suelo en estado líquido empieza a comportarse como un suelo semilíquido, recibe el nombre de límite superior de flujo viscoso. El contenido de humedad en el que el suelo, debido a sucesivas reducciones de agua, comienza a comportarse de manera plástica, recibe el nombre de límite líquido. El siguiente límite llamado límite plástico, se establece para el contenido de humedad en que el suelo comienza a comportarse como un sólido no plástico. Por último, existe un contenido de humedad por debajo del cual, el suelo no disminuye su volumen cuando pierde agua y recibe el nombre de límite de encogimiento. Los contenidos de humedad que determinan los límites mencionados fueron establecidos por Atterberg.

Límite líquido – LL: Es el contenido de agua para el cual una muesca cortada en una pasta de suelo, con una herramienta normalizada de 12mm de ancho, se cerrará cuando se someta a 25 impactos, dados en la parte inferior de un recipiente normalizado, que contiene la pasta y que hace parte de un aparato mecánico también normalizado. Si la masa de suelo se cierra con menos de 25 golpes, el suelo tiene una humedad correspondiente a un estado semilíquido; si lo hace en más de 25 golpes el suelo tiene una humedad correspondiente a un estado plástico.

Límite plástico – LP: Es el contenido de humedad máximo para el cual un cilindro elaborado con el suelo y moldeado manualmente, se desmorona al reducirse su diámetro hasta 3mm.

Límite de Encogimiento - LE: Es el contenido de humedad, por debajo de cual, el suelo no pierde volumen cuando se seca. De todos los límites, este es el único que no está fijado arbitrariamente, dado que se reconoce por un cambio en el color del suelo, de oscuro a claro.

De acuerdo a los límites anteriores se ha definido el Índice de plasticidad – IP: Es la diferencia numérica entre los límites líquido y Plástico. Indica el rango del contenido de humedad dentro del cual un suelo posee plasticidad.

$$IP = LL - LP \text{ (Cipriano, 2004)}$$

2. Ensayos de compactación. La compactación es la densificación del suelo por medios mecánicos. El objetivo, mejorar la resistencia y estabilidad volumétrica, afectando la permeabilidad, como consecuencia del proceso de densificación de la

masa. La compactación es el procedimiento de aplicar energía al suelo suelto para eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia, su capacidad de soporte y estabilidad entre otras propiedades. Su propósito es el mejoramiento de las propiedades de ingeniería del suelo. Para suelos granulares se puede realizar el ensayo de densidad relativa y para suelos cohesivos el ensayo de Proctor y el ensayo de Harvard. El equipo de compactación depende del tipo de suelo que sea ya que hay unos que se compactan y otros que se deben amasar. (Cipriano, 2004)

a. Ensayo Proctor: Se coloca una muestra de suelo con un contenido de agua seleccionado, en cinco capas, en un molde de dimensiones dadas, y cada capa se compacta con 25 o 56 golpes de un martillo de 44.5N (10lb) que se deja caer desde una distancia de 457mm (18") dándole al suelo un esfuerzo de compactación total de alrededor de 2700kNm/m^3 (56000lbpie/pie^3). Se determina el peso unitario seco resultante. El procedimiento se repite para un número suficiente de contenidos de agua para establecer una relación entre el contenido de agua para el suelo y el peso unitario seco. Al graficar estos datos resulta una relación curvilínea conocida como la curva de compactación. Los valores del contenido óptimo de agua y el peso unitario seco máximo se determinan de la curva de compactación.

3. Ensayos de capacidad soporte:

a. Módulo Resiliente (Mr). Cuando el tránsito se desplaza sobre la superficie de rodadura de un pavimento se transmiten a las diferentes capas de la estructura que lo integran, cargas (esfuerzos) que provocan deflexiones en la estructura desde la capa de rodadura hasta el suelo de la sub-rasante. La suposición fundamental es que, el material que compone la sub-rasante es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico para relacionar los estados por medio del módulo de elasticidad y la razón de Poisson del material.

Hay que tomar en cuenta que la carga de la rueda de un vehículo es dinámica, por lo que solamente, parte de la deformación total que se genera es recuperada, por lo tanto, no es un comportamiento completamente elástico. Por esta razón se introduce el concepto de Módulo resiliente que relaciona las deformaciones recuperables y las

tensiones aplicadas; los ensayos triaxiales han sido muy útiles para desarrollar el módulo resiliente ya que se somete una probeta del material a un estado de esfuerzos compuesto por una presión de confinamiento y un esfuerzo desviador dinámico.

Factores que afectan la magnitud del módulo resiliente:

- No es una magnitud constante
- Depende del estado de esfuerzos solicitante
- Depende de las condiciones físicas del suelo en el momento del ensayo.
- Los esfuerzos son afectados por una presión de confinamiento (σ_3) y un esfuerzo desviador de carácter dinámico (σ_d).

Algo que influye mucho en el valor del módulo resiliente de la muestra es la cantidad de veces que el esfuerzo desviador dinámico se aplica sobre la misma. Si el número de aplicaciones aumenta, también aumentará la magnitud del módulo, luego a partir de las mil repeticiones esta tiende a ser constante; esto se considera un ciclo en donde la muestra se acondiciona a un estado de esfuerzos determinados. Las condiciones del suelo en que se realiza el ensayo son sumamente importantes ya que el módulo resiliente se relaciona con la densidad seca y el contenido de humedad del suelo, relacionando su magnitud en forma directa con la densidad seca y en forma inversa con el contenido de humedad de la muestra.

Hay una relación directa entre la magnitud del módulo resiliente y la intensidad de la presión de confinamiento, o sea, el aumento de la magnitud del módulo resiliente es proporcional al de la presión de confinamiento, y son inversamente proporcionales a la magnitud del módulo resiliente ya que ésta disminuye; depende mucho del suelo, por ejemplo para suelos gruesos esta relación es directa, a diferencia de los finos cohesivos que la relación es inversa.

El concepto de este ensayo es aplicar una cantidad establecida de repeticiones de un esfuerzo desviador dinámico (σ_d) a una probeta que fue sometida anteriormente en una cámara de presión axial a una presión de confinamiento estática (σ_3). En este ensayo se deben medir y registrar la deformación recuperable y el esfuerzo desviador aplicado (σ_d) de los cinco ciclos finales de cada secuencia. A estos valores se les saca un promedio del módulo resiliente, para cada secuencia se obtiene un conjunto de valores promedio de

módulo resiliente σ_d y σ_3 , esta información es suficiente para determinar el comportamiento resiliente del material ensayado. (Higuera Sandoval, 2006)

4. Ensayo de relación de soporte California, (CBR). El Ensayo de Relación de Soporte de California (CBR, CALIFORNIA BEARING RATIO) es una medida indirecta de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, bajo condiciones de humedad y densidad cuidadosamente controladas, que tiene aplicación principalmente en pavimentos flexibles. (Higuera Sandoval, 2006)

El CBR puede describirse como la relación entre el esfuerzo requerido para introducir un pistón normalizado de 3 pulg² dentro de una probeta de suelo de 6 pulgadas de diámetro y 5 pulgadas de altura, con una velocidad de 0.05 pulgadas por minuto; el CBR de una muestra de suelo se determina por lo general para penetraciones del pistón dentro de la muestra a 0.1 y 0.2 pulgadas, escogiendo el mayor de los dos valores representativos de la muestra. (Higuera Sandoval, 2006)

$$\text{CBR (0.1-0.2)} = (\text{Esfuerzo en el suelo ensayado/esfuerzo en la muestra patrón}) \times 100$$

Se calcula el CBR de las capas granulares del pavimento Base, Sub-base y de la sub-rasante, ya que este valor cataloga la contribución estructural de cada capa en el pavimento utilizándose como parámetro fundamental en diversos métodos para el diseño de pavimentos flexibles.

El cálculo de CBR en laboratorio se realiza en suelos finos y granulares y se recomienda cuando sea necesario alterar las condiciones de la sub-rasante durante la construcción; los principales ensayos son:

- Ensayo de CBR en laboratorio para suelos granulares.
- Ensayo de CBR en laboratorio para suelos cohesivos.

Además se pueden realizar los siguientes ensayos:

- Ensayo de CBR con muestras inalteradas: es recomendable para suelos finos y arenosos cuando las condiciones de la sub-rasante no se van a alterar, se utiliza sobre suelos granulares para la rehabilitación de pavimentos y vías.

- Ensayo de CBR in situ o de campo: se hace directamente sobre suelos finos y arenosos cuando las condiciones de la sub-rasante no se alteran durante la construcción.

Tabla 8. Presiones medidas para diferentes penetraciones del pistón en el material patrón para el ensayo CBR.

Penetración, mm	Presión Ejercida MPa	Kgf/cm ²
2.5	6.9	70
5.0	10.3	105
7.5	13.0	133
10.0	15.8	161
12.5	17.9	182

Consiste en comparar la presión necesaria para penetrar un pistón, en una muestra de suelo dada, con la requerida para una muestra patrón. La prueba en el laboratorio consiste en medir la carga necesaria para hacer penetrar un pistón de 19.4 cm² de área en una muestra de suelo a una velocidad de 1.2mm/min, realizando lecturas de carga cada vez que se logre una penetración de 2.5mm, el valor de CBR es la relación, expresada como un porcentaje, entre la presión necesaria para que el pistón penetre los primeros 2.55mm y la presión necesaria para obtener la misma penetración en el material patrón, que es un agregado triturado seleccionado. El ensayo de CBR ha sido cuestionado por los ingenieros, debido a que no mide directamente ninguna propiedad importante del suelo para fines de diseño, pero su fácil ejecución y utilización tan amplia le permitió a los ingenieros calibrar su experiencia con los resultados obtenidos de CBR, de ahí su valor y permanencia, se debe agregar que este ensayo también se puede ejecutar directamente en el terreno o sobre la vía. (Higuera Sandoval, 2006)

5. Ensayos de carpeta asfáltica:

a. Granulometría: La granulometría de una carpeta asfáltica está integrada por una mezcla de agregado grueso (piedra triturada de origen granítico), Agregado fino (arena) y Filler.

b. Agregado Grueso: Material retenido en el tamiz N° 10 será obtenido por trituración de rocas de origen granítico homogéneas, sanas, limpias, de alta dureza, trituradas en fragmentos angulares y de aristas vivas, no permitiéndose la presencia de ningún porcentaje de agregados con mineral en descomposición. Cada una de las fracciones que integran la mezcla deberá estar constituida por agregados pétreos del mismo origen geológico.

c. Agregado Fino: Material que pasa el tamiz N° 10 estará constituido por una mezcla de arena natural y arena de trituración. Estará libre de arcilla y otras materias extrañas. La arena de trituración deberá provenir de rocas que cumplan lo exigido para el agregado grueso.

d. Filler: Material que pasa el tamiz N° 200 Cal (cal hidratada) en polvo, cemento Portland normal o polvo de trituración.

e. Estabilidad Marshall: La estabilidad de un asfalto es su capacidad para resistir desplazamiento y deformación bajo las cargas del tránsito. Un pavimento estable es capaz de mantener su forma y su lisura bajo cargas repetidas; un pavimento inestable desarrolla ahuellamientos (canales), ondulaciones (corrugaciones) y otras señas que indican cambios en la mezcla. Los requisitos de estabilidad sólo pueden establecerse después de un análisis completo del tránsito, debido a que las especificaciones de estabilidad deben ser lo suficiente altas para acomodar adecuadamente el tránsito esperado.

La estabilidad de una mezcla depende de la fricción y la cohesión interna. La fricción interna en las partículas de agregado (fricción entre partículas) está relacionada con características del agregado tales como la forma y textura superficial. La cohesión resulta de la capacidad ligante del asfalto. En términos generales, entre más angular sea la forma de una partícula de agregado y más áspera sea su textura superficial, más alta será la estabilidad de la mezcla. El ensayo de estabilidad está dirigido a medir la resistencia a la deformación de la mezcla. (Mendoza Medrano, 2007)

f. Fluencia: La Fluencia registrada en el deformómetro en centésimas de pulgada es la medida de la deformación bajo carga que ocurre en la mezcla durante el ensayo de Estabilidad Marshall. Las mezclas que tienen valores bajos de fluencia y valores muy altos de estabilidad Marshall se consideran demasiado frágiles y rígidas para un pavimento en servicio y aquellas que tienen valores altos de fluencia son consideradas

demasiado plásticas y tienen tendencia a deformarse fácilmente bajo las cargas del tránsito y temperaturas altas. (Mendoza Medrano, 2007)

$$\text{Relación Estabilidad/Flujo} = (\text{Valor de la estabilidad/valor del flujo}) \times 100$$

g. Módulo de Resiliencia de Mezclas Asfálticas: Los materiales que constituyen los pavimentos se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes. Con el fin de tener en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en modelos a escala natural como en muestras de material probadas en el laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales. Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea y suele denominarse plásticas a aquéllas que permanecen en el pavimento después de cesar la carga. El módulo resiliente M_r es la respuesta al ensayo dinámico, definido como el cociente entre la tensión desviadora axial repetida σ_d y la deformación axial recuperable ϵ_a . En el ensayo de módulo resiliencia para mezclas asfálticas se presentan dos valores de módulo resiliente, uno instantáneo y otro total, debido a que se registran dos deformaciones durante el ciclo de carga, una al finalizar el pulso de carga aplicado-deformación instantánea y la otra al terminar el período de relajación deformación total.

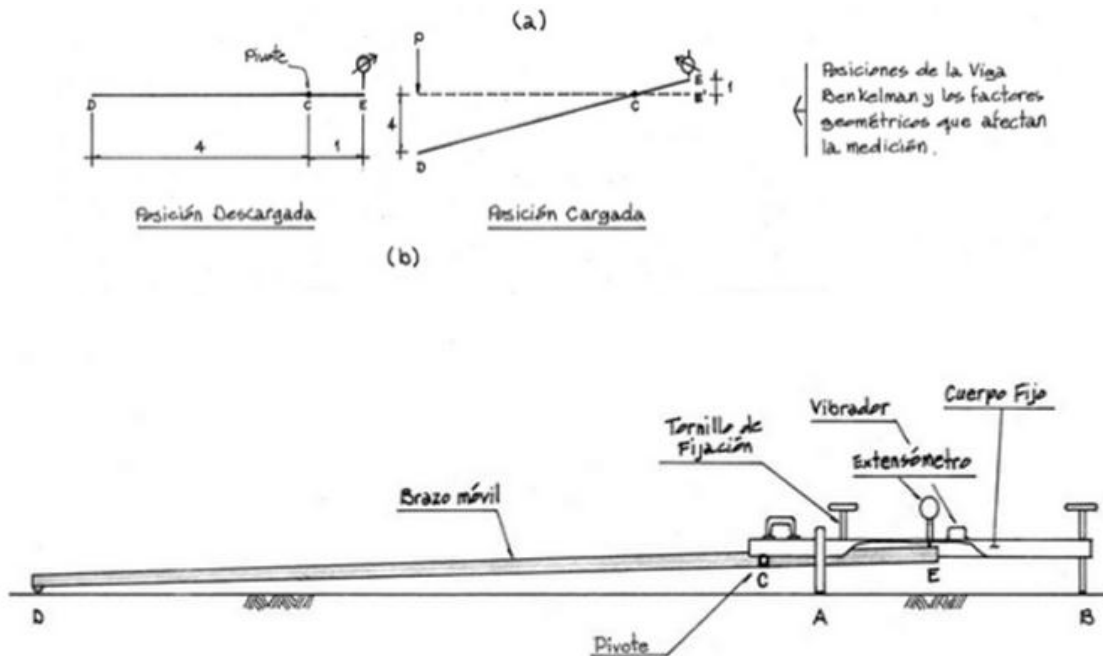
El módulo de resiliencia o rigidez de acuerdo con la temperatura o de la función que se pretenda darle no debe ser mayor a 450,000 psi para controlar el agrietamiento prematuro de la mezcla y no debe de ser menor de 150000 psi para evitar deformación plástica o ahuellamiento prematuro. (Mendoza Medrano, 2007)

B. DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS

Los métodos no destructivos se basan principalmente en la medición de deflectometría para la auscultación y evaluación del desempeño del pavimento de una carretera para lo cual utilizan equipos tales como La Viga Benkelman, Deflectógrafos tipo Lacroix, El Cono de Penetración Dinámico y el FWD tema principal de este trabajo.

1. 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 siguiente figura: (Ilustración 14) (Higuera Sandoval, 2006).

Ilustración 14. Esquema y Principio de Operación de la Viga Benkelman.



La viga consta esencialmente de dos partes:

- Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y uno trasero regulable "B").
- 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 extensómetro de movimiento vertical (punto "E"). (Higuera Sandoval, 2006).

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 extensómetro 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 extensómetro. 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 deflectó 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 extensómetro no están en escala real sino que dependen de la relación de brazos existentes. (Higuera Sandoval, 2006)

El concepto de la viga Benkelman es medir la deflexión por medio de la recuperación de la estructura de pavimento por efecto de la deformación elástica.

Existen dos tipos de vigas:

- Viga simple: Mide una sola deflexión (deflexión máxima de bajo de la rueda).
- Viga doble: Mide dos deflexiones (deflexión máxima y a 25cm de este).

Requerimientos de trabajo:

- Viga Benkelman
- Camión cargado con 8.2 ton en el eje trasero.
- Banderilleros (Ordenan el tránsito)
- Operarios (Llevar la viga y leer en el deformo metro las deflexiones)

Parámetros a analizar:

- Deflexión central y deflexión a 25 cm
- Radio de curvatura

2. Deflectógrafos tipo LACROIX. Es un equipo de deflectometría que mide y registra de forma continua las deflexiones totales en la superficie de un pavimento, esto se hace bajo la carga del eje de un camión. Esta deflexión total corresponde a la máxima deformación registrada en el punto de ensayo.

En algunos modelos se puede evaluar la línea de influencia de la deformada que se origina por la carga, midiendo las deflexiones para diferentes posiciones de puntos de aplicación de la carga con relación a un punto de medida fijo.

El deflectógrafo de tipo Lacroix consiste básicamente en un camión con un eje trasero simple y ruedas gemelas, el camión se mueve a una velocidad continua entre 2 y 3 km/h de forma intermitente y permite que el carretón situado debajo del chasis se arrastre de forma permanente en el pavimento. El carretón está dotado de dos brazos de medida de deflexión, que funcionan con el mismo principio de la viga Benkelman. (Ilustración 15) (Higuera Sandoval, 2006).

Ilustración 15. Deflectógrafos tipo LACROIX.



3. Ensayo del cono de penetración dinámico (PDC). Este ensayo se basa en el principio de desarrollar esfuerzos de corte en el suelo y medir la correspondiente resistencia a la penetración. Las propiedades que da la resistencia a la penetración son el ángulo de fricción interna, los esfuerzos de compresión no confinada y los módulos elásticos. Se ha involucrado poco a poco en el control de calidad de bases y sub-bases granulares, también es aplicable en análisis preliminares de suelos, control de construcción y evaluación estructural de pavimentos existentes. (Higuera Sandoval, 2006)

Descripción del ensayo: El penetrómetro dinámico de cono es un método no destructivo, capaz de medir la capacidad estructural in situ de pavimentos y suelos de fundación, establece la penetración dinámica por golpe, a través de las distintas capas componentes de un pavimento. El perfil de resistencia en profundidad brinda una indicación de las propiedades de los materiales en los diferentes estratos componentes y en las condiciones reales en que estos se encuentran en el momento de ensayo.

El principio de funcionamiento consiste en una sonda o varilla de acero con forma de cono en su extremo inferior que penetra continuamente a través de las capas bajo la acción dinámica de la masa de 8 kg que cae libremente desde una altura preestablecida.

Con la ayuda de una escala se altere la cantidad de milímetros que penetra la sonda para un determinado número de golpes de la masa, descartando la lectura correspondiente al primer golpe, debido a que el área de contacto del cono en el golpe inicial es menor que la de los golpes subsiguientes.

Las lecturas del penetrómetro son representativas hasta profundidades del orden de 800 mm, ya que más allá de este valor el efecto del tránsito sobre el comportamiento de los suelos resulta despreciable. Su empleo no es aconsejable para suelos granulares con tamaños superiores a dos pulgadas.

Para la ejecución de esta prueba es necesario especificar las condiciones de uso. Se recomienda realizar los siguientes pasos:

- Ensamblar el penetrómetro dinámico de cono (PDC)
- Colocar las puntas del PDC en la superficie
- Sostener el PDC perpendicular a la superficie del material.
- Levantar el martillo hasta el extremo de su trayecto y soltarlo; no se debe impulsar hacia abajo, sólo dejarlo caer.
- Registrar la profundidad de penetración según la relación del índice de penetración (DN).
- Se debe tomar una lectura por cada golpe del martillo. Si la relación de penetración es menor a 20mm/golpe, la frecuencia de las lecturas debe variarse así: Una lectura por cada 2 golpes, si penetra de 10 a 20mm por golpe. Una lectura por cada 5 golpes, si penetra 5 a 9 mm por golpe. Una lectura por cada 10 golpes, si penetra 2 a 4 mm por golpe. Continuar la penetración hasta una

profundidad máxima de 800 mm debajo de la superficie. Lecturas de penetración menores a 1mm por cada 20 golpes o más deben descartarse.

Correlaciones con el CBR

Tabla 9. Algunas correlaciones existentes del CBR (%) y el índice de penetración DN (mm/golpe).

AUTOR	MODELO
Colombia – UPTC (suelos finos)	$CBR = 30.52(DN)^{-0.62}$
Colombia – Bateman (suelos finos)	$CBR = 37.9(DN)^{-0.69}$
Colombia – (suelos granulares)	$CBR = 567(DN)^{-1.4}$
Kleyn y Van Heerden	$CBR = 428.5(DN)^{-1.28}$
Overseas Road Note	$CBR = 307(DN)^{-1.057}$
Ponce, Guzmán y Guzmán (Chile)	$CBR = 777.2(DN)^{-1.46}$
Estados Unidos	$CBR = 405.5(DN)^{-1.295}$
Israel	$CBR = 288.4(DN)^{-1.120}$
Norma INVIAS INV. E-172-07	$CBR = 292/(DN)^{1.12}$

La ecuación de la norma INVIAS INV. E-172-07 ha sido derivada de una ecuación recomendada por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos. Esta ecuación se usa para todos los suelos, excepto para los que se clasifiquen como CL y tengan un CBR inferior a 10% y los suelos CH, para los cuales el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos recomienda las siguientes expresiones.

$$\text{Para suelos CL con CBR} < 10\%: \quad CBR = 1/(0.017019DN)^2$$

$$\text{Para suelos tipo CH:} \quad CBR = 1/(0.002871DN)$$

La elección de una correlación apropiada es materia del buen juicio del ingeniero y la utilización debe estar debidamente sustentada mediante documentos técnicos. (Ilustración 16). (Higuera Sandoval, 2006)

Principales aplicaciones del penetrómetro dinámico del cono (PDC). Las siguientes son las principales aplicaciones del penetrómetro dinámico de cono:

- Inspección preliminar de suelos
- Control de construcciones
- Evaluación estructural de pavimentos existentes

Ilustración 16. Cono de penetración dinámica (PDC).



4. Falling Weight Deflectometer, FWD (Deflectómetro de Impacto). “Las nuevas tecnologías para evaluación y auscultación del desempeño de pavimentos constituyen perfectas herramientas para alimentar programas de mantenimiento y administración de sistemas de pavimentos así como proyectos específicos de rehabilitación (reforzamiento) y aseguramiento de la calidad de obra” Lo esencial de la tecnología FWD se fundamenta en la facilidad que ofrece en el rápido proceso y análisis estadístico de la información levantada en campo a utilizar en el diseño de reforzamiento estructural y estimación la vida útil del pavimento de una carretera existente antes, durante y después de su rehabilitación, evaluando el nivel de ejecución del contratista y la calidad de los materiales utilizados.

El FWD facilita tratar las estructuras de los pavimentos de la misma forma que otras estructuras en ingeniería civil usando métodos basados en diseño mecánico.

La selección del tipo de rehabilitación que se va a implementar en un pavimento dado tiene una importancia económica muy significativa, tomar esa decisión sin un conocimiento adecuado de la condición estructural del pavimento pudiera tener consecuencias muy costosas. (Higuera Sandoval, 2006)

El uso de un FWD permite al ingeniero determinar el cuenco de deflexiones causado por una carga controlada, con una exactitud y resolución superior a los métodos de ensayo existentes y que se han comentado anteriormente. El FWD produce una carga de impulso dinámico la cual simula la carga de una rueda en movimiento en lugar de una

carga estática, semi-estática o vibratoria. Estos avances permiten el uso de métodos mecanísticos para el análisis de los datos obtenidos por medio del FWD. El FWDH (Falling Weight Deflectometer Heavy) se utiliza en el análisis de pavimentos especiales o de grandes dimensiones como los aeropuertos y algunas autopistas ya que con una carga más pesada puede simular el peso de una rueda de un avión Boeing 747, y por lo tanto, el FWDH puede medir las deflexiones introducidas en pavimentos por cargas mayores. El FWDL (Falling Weight Deflectometer Light) se recomienda para controles a niveles de base, sub-base o carpetas asfálticas de espesores menores.

Los datos generados con los equipos FWD, combinados con los espesores de las capas, pueden ser usados con confianza para obtener los módulos de elasticidad in-situ, E, de la estructura de un pavimento. Esta información es usada en el análisis estructural para determinar la capacidad portante, la vida remanente, el espesor de reforzamiento y si es necesario la vida útil de un pavimento.

El Deflectómetro de impacto usualmente consta de:

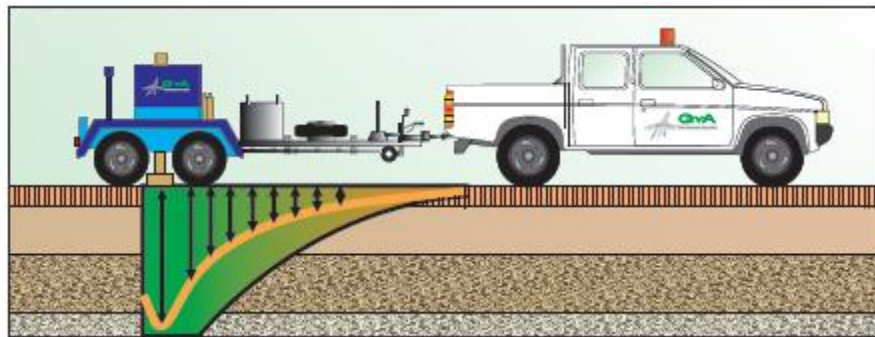
- El vehículo tractor que permite el transporte del remolque de ensayo, desde donde el operador gobierna los ensayos mediante la unidad de control y ordenador de mando.
- El Equipo FWD propiamente dicho se instala en el remolque, (en algunos casos se integra al cuerpo de una furgoneta o pick up). Consta de un sistema hidráulico que permite el levantamiento de las masas de ensayo hasta una altura estandarizada, desde la que se dejan caer sobre una placa de ensayo de 30 cm. de diámetro (45 cm. cuando se ensaya en superficies de base o de sub-bases), pudiéndose aplicar al pavimento una carga variable a voluntad en función de las masas aplicadas y la altura de caída. El rango de variación de la carga de dichas masas se encuentra comprendido entre 4 y 24 Tn.

La medida de las deflexiones se realiza mediante un mínimo de siete sensores, (denominados geófonos), que se sitúan uno debajo de la placa de carga y los otros seis a distancias variables entre ellos hasta alcanzar una suma total de los mismos, no mayor a 2,5 m. del punto de impacto. El uso de geófonos en la medida de las deflexiones elimina la necesidad de un sistema de referencia, obteniéndose valores de deflexión de hasta 10.3 mm con una precisión de 0,5%. Toda la información aportada por el sistema, es

registrada y almacenada por un ordenador personal, que a su vez comanda el Procesador o cerebro del sistema para controlar la realización de las siguientes tareas:

- Control operativo del equipo de medida.
- Escaneo y acondicionamiento de las señales emitidas por los sensores.
- Lectura y cálculo del valor de deflexión y carga aplicada a través del chequeo de las trescientas gráficas contenidas en el ordenador para las muestras obtenidas de cada señal. (Ilustración 17)

Ilustración 17. Deflectómetro de Impacto FWD.



Antes de realizar medidas de las deflexiones es necesario determinar la masa y las alturas de caída de la misma para producir las cargas deseadas. Se pueden seleccionar secuencias de medidas con distintas alturas de caída de las masas. Para el emplazamiento del aparato en cada punto de medida se cuenta con un odómetro de precisión que controla la distancia desde un origen determinado. En cada punto en donde se realiza la medida se aplica una carga de asentamiento de la placa de carga. Una vez que se ha producido esta, se aplican como mínimo 3 cargas para la medida de las deflexiones.

Los programas de control permiten eliminar aquellas medidas en las que las deflexiones o las cargas aplicadas presentan anomalías. Si la medida se considera satisfactoria se procede a su almacenamiento en el ordenador para su posterior tratamiento, así como las distancias, temperaturas e incidencias encontradas.

Existen tres tipos de FWD los cuales aplican los mismos métodos de levantamiento y registro de deflexiones, diferenciándose por la magnitud de carga y

capacidad de análisis de la estructura, lo cual deberá tomarse en cuenta al momento de definir los criterios de análisis en el estudio de cada tipo de estructura:

FWD: utilizado normalmente en el estudio defletoométrico de pavimentos flexibles y rígidos de tramos viales. Se emplea además en el análisis de etapas intermedias en la construcción de pavimentos, tales como bases y sub bases. Permite la aplicación de cargas al pavimento en el rango de 7-120 kN (1,500-27,000 lbf). (Ilustración 18).

Ilustración 18. Sensores (Geófonos) que registran las deflexiones en el FWD.



FWDH: utilizado normalmente en el estudio defletoométrico de pavimentos de Aeropuertos, Autopistas o similares. Permite la aplicación de un amplio rango de cargas con valores de 30-240 kN (6,500-54,000 lbf). (Ilustración 19)

Ilustración 19. Deflectómetro de Impacto "Heavy" utilizado en Aeropuertos.



FWDL: utilizado normalmente en el control de calidad de las capas de base y sub-base de pavimentos flexibles, especialmente en superficies de rodadura asfálticas de espesores limitados (recomendable hasta 5 cm). (Ilustración 20).

Ilustración 20. Deflectómetro de Impacto "Light" utilizado a nivel de base.



IX. PROCEDIMIENTO OPERATIVO DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO.

Antes de empezar el levantamiento y registro de datos en la auscultación de pavimentos es indispensable tener el equipo FWD calibrado para que los datos sean confiables. (CEDEX, 1997)

A. CALIBRACIÓN DE LOS EQUIPOS.

Debido a la incidencia que los estudios deflectométricos tienen en el diseño de reforzamiento de pavimentos o en el control de calidad de los mismos, es importante la calibración de los principales elementos del equipo, los geófonos y la celda de carga. Un equipo que no está bien calibrado registrará resultados erróneos, la calibración periódica del FWD es esencial para evitar desconfianza en las mediciones ya que el uso de este provoca desajustes internos que dan como resultado medidas de deflexiones por debajo de niveles de confianza recomendados por el fabricante del equipo. Un procedimiento de calibración ha sido diseñado para evitar este tipo de errores en la información proporcionada por el equipo. (CEDEX, 1997)

La calibración de los equipos es de dos tipos, la calibración y certificación anual general que es realizada preferentemente por el constructor del equipo, y la calibración mensual que es realizada por el operario del mismo. Para la calibración anual es necesario colocar los geófonos y la celda de carga en un espacio vertical sin deflexiones, cuando los equipos no muestren ningún dato de deflexión es que están calibrados; la calibración mensual es hecha por el operador que es certificado por el fabricante para poder calibrar el equipo. Por ser un equipo que constantemente experimenta golpes puede desajustarse a través del tiempo con facilidad por lo que es necesario realizar controles periódicos para determinar el funcionamiento del mismo, para ello existen dos tipos de calibraciones, la calibración relativa del equipo y la calibración de referencia, las que se describen a continuación.

1. Calibración relativa del equipo. Antes de cada ensayo se debe hacer una comprobación global de la respuesta dinámica del aparato mediante un control automático de señal sobre el nivel de ruido de fondo de todos los sensores. Se debe realizar la calibración al menos cada 10,000 impactos y al menos cada 6

meses, comprobando sobre un pavimento en perfecto estado sin defectos de regularidad superficial ni grietas, sobre el cual se puedan alcanzar deflexiones máximas bajo el centro de la placa de carga de 300 a 600 micrómetros. Se realizan 12 impactos de 50 KN y se descartan los dos primeros, la desviación típica de las deflexiones correspondientes a las 10 lecturas restantes y normalizadas a la misma fuerza de impacto debe de ser menor o igual a 2 micrómetros o al 1.25% del valor medio de las 10 lecturas mas 1.5 micrómetros para cada geófono.

a. **Calibración relativa de los geófonos.** Este proceso nos permite controlar únicamente la precisión de los geófonos, se colocan los geófonos uno sobre otro en una columna que es especial para la calibración de estos dispositivos. Se procede a realizar cinco caídas de una altura determinada. Al concluir las caídas se deben cambiar los sensores de posición en la columna, realizando la misma serie de caídas con cada uno. Al cumplir el ciclo, o sea, que todos los sensores hayan pasado por cada una de las posiciones, se puede calcular los factores de corrección para cada geófono. La calibración relativa se debe de hacer mensualmente para verificar que cada sensor este proporcionando información correcta, ya que los sensores son muy propensos a perder la calibración y pueden existir alteraciones significativas en los resultados. Tener un control mensual ayuda a verificar la estabilidad del sistema de medición del equipo.

Comparar el factor de calibración de referencia con el obtenido ayuda a calcular el factor de calibración total para cada uno de los sensores del equipo.

$$\text{Factor total} = \text{Factor de referencia} \times \text{Factor relativo}$$

Existen rangos para los factores totales, por ejemplo: si este está entre 0.98 y 1.02 teniendo un error de 2% o menor, indica que este geófono se está comportando normalmente y está calibrado. Ahora si se encuentra fuera de este rango indica una falla en el sensor que pudo haber sido provocada por un accidente, una mala limpieza, mantención o simplemente por la edad que tiene el dispositivo.

Para este ensayo la deflexión debe de estar comprendida entre 300 y 600 micrómetros. Para comprobar que todo está funcionando bien la diferencia entre el mayor y menor valor de lectura de los geófonos apilados debe ser inferior al 1% de la lectura + 2 micrómetros. Los controles descritos anteriormente también se deben de hacer cuando se repara el equipo o se sustituye algún componente. (Ilustración 21)

Ilustración 21. Calibración Relativa de Geófonos.



b. Calibración de la celda de carga, medición de carga. Se emplea un sistema de sensores de referencia que son colocados bajo el plato de carga del FWD. Se realiza una secuencia de cuatro alturas y cinco caídas en cada una para calibrar la celda de carga y finalmente determinar el factor de corrección que necesita ésta como se plantea en la ecuación de abajo.

Ecuación 12.

$$\text{Factor de Calibración} = \frac{\text{Carga referencia}}{\text{Carga FWD}}$$

2. Calibración de referencia. Se requiere un sistema de medición de referencia independiente, en donde las mediciones de carga y deflexión se puedan calibrar. Tanto el FWD como los sistemas de referencia son programados para la medición de cargas y deflexiones bajo ciertas condiciones.

a. Calibración de la medición de deflexiones. Se utiliza una losa de concreto que es especialmente construida para la calibración de geófonos, los sensores del FWD se montan en la losa incluyendo el sensor de referencia. Los geófonos a calibrar son

conectados al procesador del equipo de deflectometría y él de referencia se conecta a un procesador independiente. Cuando se tiene listo el montaje del sistema, se procede a aplicar una secuencia de cuatro alturas y cinco caídas utilizando el sistema de carga del FWD, el procedimiento sirve para calcular el factor de calibración, correlacionando la deflexión obtenida por el geófono a calibrar con la deflexión de referencia, como se describe en la ecuación de abajo.

$$\text{Factor de Calibración} = \frac{\text{Deflexión referencia}}{\text{Deflexión FWD}}$$

Por el equipo que se necesita y los cuidados en la forma de operación de este sistema de calibración absoluta es fundamental que dicha calibración sea realizada por técnicos de la casa del fabricante del equipo. La calibración absoluta se debe realizar anualmente y si se desea mantener un mejor control se recomienda que se mida mensualmente un tramo ya conocido para comparar datos.

B. OPERACIONES EN PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.

Previo a iniciar las mediciones y el uso del equipo FWD, se debe obtener información complementaria importante que identifica el proyecto, empezando con la localización y longitud del tramo, la función que tendrá la carretera, ancho y número de carriles por sentido, características y espesores de las capas del pavimento, medición de la temperatura, presencia de bordillos y hombros e información sobre el nivel freático. Con los espesores de capa de pavimento y las características físico-mecánicas de los materiales de cada uno de ellas se calcula la rigidez del pavimento y en base a esto la ubicación de los geófonos. (CEDEX, 1997)

El operario debe tener una lista de tareas que no puede dejar de hacer, primero, tener el nivel de carga estándar de 50KN a menos que se le indique lo contrario, verificar que la posición de los sensores este de acuerdo al tipo de pavimento para obtener un mejor cuenco de deflexiones, límites de temperatura de 0a 30 grados Celsius, elegir el carril del ensayo, elegir la línea longitudinal de medida de deflexiones que puede ser en la zona de rodadura exterior, zona de rodadura interior, ambas o especial. Tomar la separación entre los puntos del ensayo, número de impactos por puntos de ensayo (normalmente 3). (Ilustración 22)

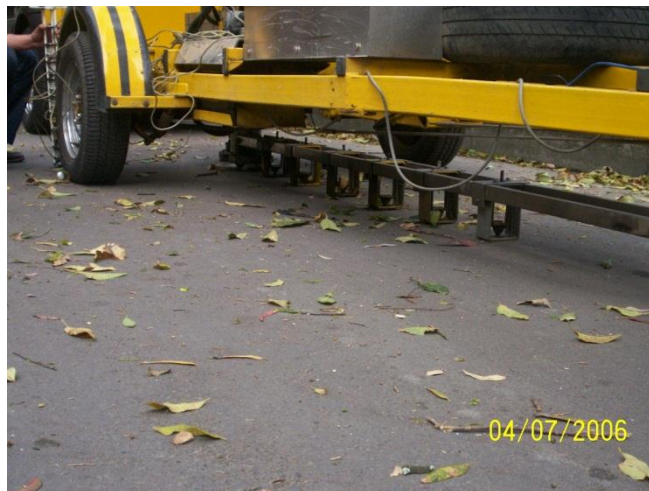
Ilustración 22. Celda de carga en el FWD.



1. Posicionamiento de los sensores en la viga. El FWD debe tener por lo menos 7 geófonos (sensores), ubicados a distancias entre 0 y 2500 mm del centro de la carga. La posición de estos sensores se toma de la siguiente serie: (Ilustración 23) (CEDEX, 1997)

0 – 200 – 300 – 450 – 600 – 900 – 1200 – 1500 – 1800 – 2100 – 2400 mm.

Ilustración 23. Ubicación de los Geófonos en el FWD.



Siendo fijos los geófonos ubicados en las posiciones 0 – 300 – 600 y 900 mm. En general la ubicación de los geófonos depende de la rigidez global de la estructura del pavimento, la rigidez de la sub-rasante tiene una gran influencia sobre el cuenco de

deflexiones, por esta razón se deben colocar por lo menos dos sensores a una distancia determinada del centro de la carga para que se pueda evaluar la rigidez de la subrasante. Los dos sensores extremos deben estar ubicados a suficiente distancia del centro de carga, la distribución ideal serían dos sensores por cada espesor de capa del pavimento. Para poder establecer una distribución de los geófonos, la rigidez de los pavimentos se divide en tres categorías que dependen de la lectura del sensor que está situado bajo el centro de la placa de carga (d_0).

Para pavimento duro: $d_0 \leq 500$ micrómetros.

Para pavimento intermedio: $500 \text{ micrómetros} < d_0 \leq 1.000$ micrómetros.

Para pavimento débil: $1.000 \text{ micrómetros} < d_0$.

Dada la variabilidad del espesor por cada capa que integra el pavimento a lo largo de un proyecto en términos generales se sugiere asumir la distribución para un pavimento intermedio, con un mínimo de 7 sensores.

Pavimento duro: **0 – 200 – 300 – 600 – 900 – 1500 – 2100**

Pavimento intermedio: **0 – 300 – 600 – 900 – 1200 – 1500 – 1800**

Pavimento débil: **0 – 300 – 450 – 600 – 900 – 1200 – 1500**

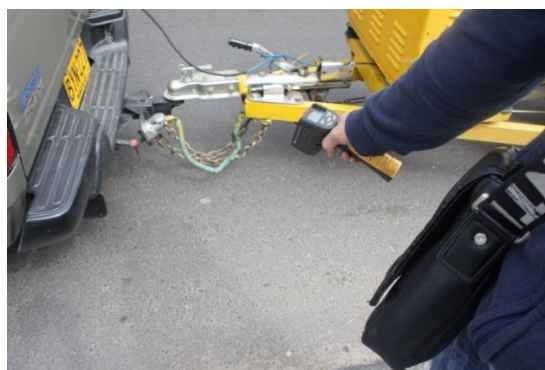
2. Definición del punto de inicio del proyecto. Debe definirse el punto de inicio del proyecto, tomando para ello el estacionamiento marcado en la ruta o tomar como referencia algún elemento permanente a partir del cual se pueda medir la distancia hacia el punto de partida, con la idea de poder relacionar los resultados con los estacionamientos existentes o futuros del proyecto. Se debe tomar en cuenta que las distancias medidas durante la ejecución del estudio son odométricas y las de construcción del proyecto son topográficas por lo que, de ser posible, deberá referenciarse cada punto medido por medio de un GPS. (CEDEX, 1997)

3. Medición de la temperatura ambiente y del pavimento. Debido a la variación de temperatura en la capa de rodadura durante la ejecución de las mediciones, la temperatura del pavimento debe de ser medida por lo menos al comenzar y terminar las mediciones de un tramo, o tomadas cada 4 horas como máximo, si cambian las condiciones del entorno donde se está midiendo (posición del sol). Esto para poder

normalizar las mediciones a una temperatura dada, cuyo parámetro es 20 grados centígrados.

Para medir la temperatura en la carpeta asfáltica se debe tomar en cuenta el espesor de la capa de mezcla asfáltica; si esta es de $h \geq 50$ mm, se necesita sólo una perforación; cuando el espesor (h) de la capa de rodadura está entre 50 y 100 mm se requieren dos perforaciones, una 25mm bajo de la superficie y otra a $h-25$ mm; cuando el espesor h de la capa es mayor a 100mm se realizan tres perforaciones una con profundidad de 25mm bajo la superficie, otra con $\frac{1}{2} h$ y por último una a $h-25$ mm. Las profundidades deben de ser medidas y registradas al mismo tiempo que las temperaturas. Lo ideal es tomar varios puntos pero sólo se registra la temperatura a $1/4h$ y $1/2h$ con un **h** mínimo de 40mm (se debe tomar la hora exacta de estas temperaturas). Para registrar la temperatura se llena la perforación con un líquido conductor que puede ser agua, esperar que la misma tome la temperatura del asfalto (aproximadamente 5 minutos) y luego hacer la medición. La temperatura superficial se puede medir con un termómetro infrarrojo. (Ilustración 24 y 25), (CEDEX, 1997)

Ilustración 24. Medición de temperatura superficial con termómetro infrarrojo.



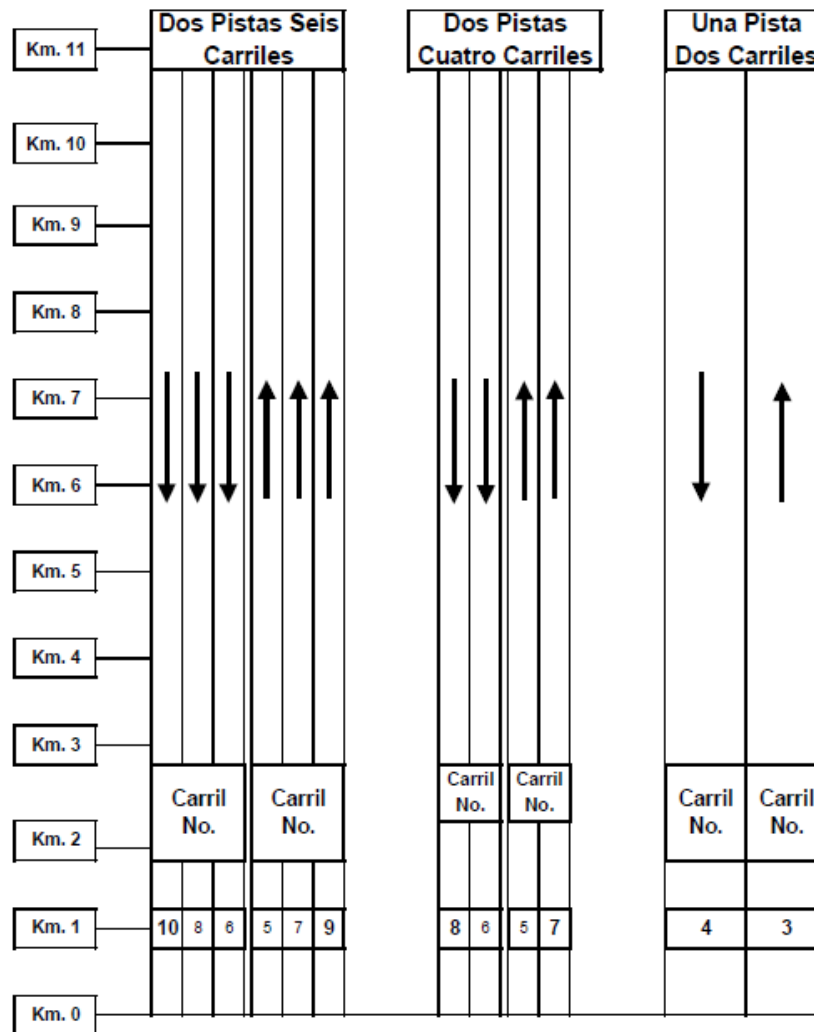
Se debe conocer la temperatura del pavimento antes de seguir con la medida del FWD, cuando se tiene una temperatura de mezcla bituminosa alta las capas de esta mezcla se comportan más como un material plástico que como material elástico, por lo tanto, se dificulta la corrección por temperatura. La rigidez de la capa de la mezcla asfáltica es dependiente de la temperatura de corrección, por lo cual puede llegar a ser grande y potencialmente imprecisa. Por ello se recomienda que las mediciones se realicen en las horas tempranas de la mañana o en todo caso evitar mediciones si la temperatura ambiente al medio día es demasiado alta. (CEDEX, 1997)

Ilustración 25. Medición de temperatura de asfalto.



4. Definición del carril para la medida de deflexiones. Las mediciones pueden ser tomadas en un carril o en ambos carriles, en el caso de vías con varios carriles debe elegirse el carril con mayor carga vehicular para realizar los ensayos (por lo general el carril lento), y en los otros carriles sólo se toman datos en casos especiales, cuando se necesite información específica. Se toman medidas en ambos carriles cuando existe mucha diferencia en la composición del tráfico entre uno y otro. Es importante identificar en el programa el carril sobre el cual se hacen las mediciones, utilizando para ello el sistema de referencia internacional que se muestra en la figura a continuación:(Ilustración 26), (CEDEX, 1997).

Ilustración 26. Definición de carril para medidas de deflexiones.



El número que identifica el carril no indica la cantidad de carriles que tiene la carretera, este indica el carril en el que se realizó la evaluación y la parte de la carretera para la que se da algún dato. A continuación se mencionan los casos más frecuentes:

Carril 3: Este nos indica que se está hablando de una carretera de una sola pista con dos carriles, uno que va en el sentido ascendente del kilometraje y otro que va en el sentido descendente del kilometraje. Al hablar por ejemplo de un re-capeo para una determinada carretera que es carril No3, este re-capeo deberá ser colocado tanto en el carril que se aleja como el que regresa (carril 3 y 4 del dibujo de la derecha).

Carril 7: Este nos indica que se está hablando de los dos carriles en el sentido ascendente del kilometraje, de una carretera de dos pistas, con cuatro carriles. Al hablar

por ejemplo de un re-capeo para una determinada carretera que es carril No 7, este re-capeo deberá ser colocado en los dos carriles que se alejan (carril 5 y 7 del dibujo del centro).

Carril 8: Este nos indica que se está hablando de los dos carriles en el sentido descendente del kilometraje, de una carretera de dos pistas, con cuatro carriles. Al hablar por ejemplo de un re-capeo para una determinada carretera que es carril No 8, este re-capeo deberá ser colocado en los dos carriles que se acercan (carril 6 y 8 del dibujo del centro).

Carril 9: Este nos indica que se está hablando de los tres carriles en el sentido ascendente del kilometraje, de una carretera de dos pistas, con seis carriles. Al hablar por ejemplo de un recapeo para una determinada carretera que es carril No 9, este recapeo deberá ser colocado en los tres carriles que se alejan (carril 5, 7 y 9 del dibujo del centro).

Carril 10: Este nos indica que se está hablando de los tres carriles en el sentido descendente del kilometraje, de una carretera de dos pistas, con seis carriles. Al hablar por ejemplo de un recapeo para una determinada carretera que es carril No 10, este re-capeo deberá ser colocado en los tres carriles que se acercan (carril 6, 8 y 10 del dibujo de la izquierda).

5. Elección de la línea longitudinal para las medidas de la deflexión. Como se mencionó anteriormente las medidas se pueden efectuar sobre la zona de rodadura, sobre la zona exterior y sobre ambas. La ventaja de medir entre las zonas de rodadura son: se mide sobre el pavimento en su estado original, ya que no ha tenido un paso continuo del tráfico, esto permite determinar las condiciones estructurales que tenía inicialmente. Aunque pudo haberse alterado por envejecimiento. Esta zona del pavimento no tiene problema al aplicar una placa de carga ya que el contacto es bueno con el pavimento. La desventaja de medir en estas zonas es que las medidas no toman en cuenta el grado de alteración de las características del pavimento por efecto de los vehículos pesados.

Por otro lado, las ventajas de medir sobre la zona de rodadura exterior son: que no se necesita hacer correcciones posteriores si la zona de rodada está muy cerca al borde del pavimento. Los valores de las mediciones serán más altos que los medidos en las zonas

de rodadas debido a la influencia de la cercanía del borde. A la hora de realizar el análisis con el modelo matemático para las multicapas no se tendrá que tomar en consideración el efecto del borde o rigideces ya que se estaría trabajando sobre rigideces ideales que se utilizan en el mismo programa de multi-capas, aquí es probable que el modelo corrija la aproximación y se lleguen a calcular las deformaciones reales de la estructura.

En este método las mediciones se realizan en las zonas cargadas del pavimento. Ahora si se mide al mismo tiempo entre las zonas de rodada y sobre la zona de rodada exterior se puede tener problemas si la zona de rodada está muy próxima al borde del pavimento ya que una de las llantas del deflectómetro puede tener que apoyarse sobre el hombro o probablemente fuera de la zona del pavimento y puede alterarse la estabilidad del equipo. Si se está calculando la vida residual del pavimento y se usa como base los valores del módulo de rigidez inicial, pueden aparecer problemas si la estructura de pavimento es inestable bajo la zona de rodadura exterior. Las ventajas de medir al mismo tiempo entre las zonas de rodada y zonas de rodada exterior son que se puede comparar las deflexiones medidas y el módulo de rigidez calculado en ambas zonas y proporcionando información sobre la vida residual del pavimento. Las desventajas de medir en ambas zonas es que es más costoso y este costo adicional podría utilizarse en un ensayo probeta-testigo. (CEDEX, 1997)

Lo recomendable es que la barra de medición se apoye a la altura de la rodadura izquierda.

6. Cantidad de puntos de ensayo. Parámetros para determinar la cantidad de puntos a realizar por kilómetro.

- Si el tramo es menor a 2 ó 3 kilómetros, se recomienda realizar mediciones a cada 25 metros en ambos carriles en forma alterna, lo que permitirá tener suficiente información para determinar los parámetros de diseño.
- Si el tramo es mayor de 3 kilómetros se debe analizar el destino del estudio, en la forma siguiente: para diseño de rehabilitación o control de calidad, a cada 50 metros en ambos carriles, en forma alterna. Para estudio de red, a cada 250 metros en el carril cargado-pesado.

Por lo general se requiere un mínimo de 12 puntos de ensayo por tramo homogéneo para lograr realizar una evaluación de los cuencos de deflexión. Un tramo homogéneo se define como un sector de la carretera que presenta las mismas características en estructura de pavimento o su comportamiento a lo largo de toda su longitud, por lo tanto, tiene una capacidad soporte uniforme y el diseño de refuerzo será el mismo. Para tomar las decisiones a base de estadística y definir los tramos homogéneos se necesita una suficiente cantidad de puntos que brinden la información necesaria. (CEDEX, 1997)

7. Elección del nivel de carga. Se inicia aplicando la carga máxima de 50KN, si las deflexiones captadas por los geófonos más lejanos del centro de la carga son pequeñas o menores a 20 micrómetros, se tiene un problema de precisión para el cual existen tres soluciones:

- Aumentar el nivel de carga en intervalos de 10KN para llegar a alcanzar una medida mínima de la deflexión exterior mayor a 20 micrómetros
- En el caso de pavimentos con interacción tensional entre capas, acercar más los últimos geófonos al centro de impacto para que capturen una deflexión mayor y por lo tanto la rigidez de la sub-rasante
- Si la sub-rasante es muy rígida, se puede admitir valores inferiores a 20 micrómetros. (CEDEX, 1997)

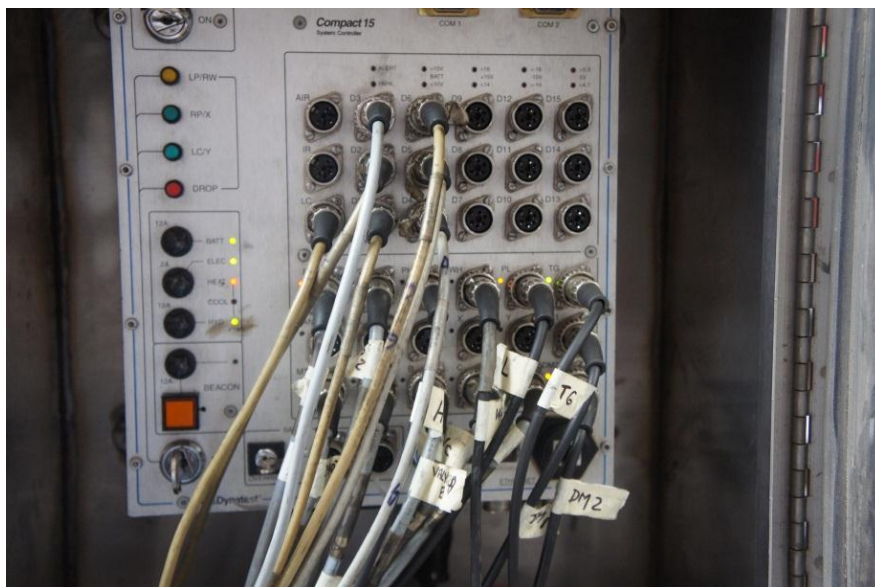
8. Medidas en cada punto de ensayo. Se aplica un mínimo de tres ciclos de carga complementándolo con un impacto para comprobar el asentamiento de la placa. Los datos provocados por el primer impacto no se registran en el ordenador, sólo registra los de los siguientes tres impactos además de incluir el número correlativo de identificación del punto de ensayo (estación), carril y posición transversal dentro del carril, número de impacto, hora local, temperatura de la superficie y del pavimento, valor máximo de carga aplicada y deflexiones. En el caso que alguna de las mediciones obtenidas en la estación difiera en más o menos un 5% de las otras mediciones debe anularse este impacto y tomar uno adicional.

Durante la medición, hay que asegurarse que no exista agua sobre la superficie y que el área total de la placa este haciendo pleno contacto con el pavimento. (CEDEX, 1997).

X. METODOLOGÍA DE TRABAJO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

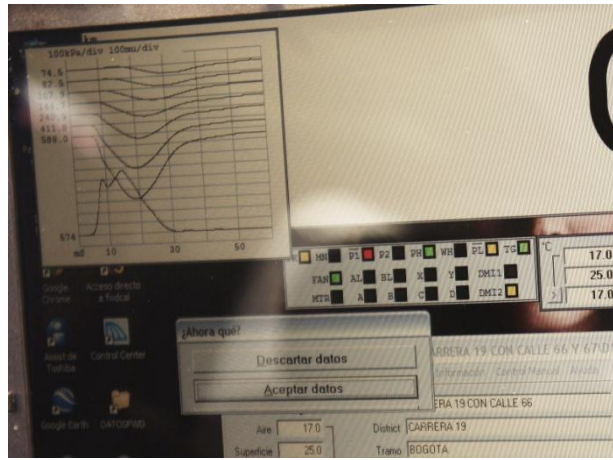
Para empezar a trabajar con el FWD sin ningún problema se debe programar la secuencia en la computadora, la secuencia inicia cuando el programa de computación solicita la identificación del lugar, altura y número de caídas. (Ilustración 27), (CEDEX, 1997).

Ilustración 27. Computadora que controla los elementos del FWD



El proceso de carga para la medición de cada punto se lleva a cabo mediante una masa que se eleva y se deja caer por gravedad encima de un plato de carga, desde una altura determinada, produciendo un impacto p en psi que forma una gráfica semejante a la mitad de un seno, se refleja en la curva deflectométrica (Gráfica de deflexión) que se observa en la pantalla de la computadora de abordó. (Ilustración 28)

Ilustración 28. Gráfica de deflexiones observada en la computadora portátil.



La onda de carga simula la producida por un vehículo circulando a 70 km/h. El lapso de duración del impacto de carga, para la combinación masa y altura de caída, varía entre 25-30 milisegundos.

Se programa la secuencia para que lo primero que tenga que hacer el FWD sea bajar el plato de carga y los geófonos, después que deje caer la carga según los datos programados como la altura y el número de caídas. La caída producirá un cuenco prácticamente instantáneo de deflexiones en la superficie y los geófonos se encargarán de medir las deflexiones en cada punto. Cuando el equipo termina el ensayo se vuelve a levantar la celda y la barra de los geófonos para poderse movilizar al siguiente punto, 35 segundos aproximadamente toma este proceso cuando se utiliza una carga de 8165 kgf, pero en realidad lo que define la duración de la medición es la secuencia que se programa anteriormente. (Ilustración 29).

Ilustración 29. Trailer y vehículo remolcador para el FWD.



Todo el control del procedimiento para realizar una prueba se hace dentro del vehículo remolcador, por medio de una computadora portátil que nos comunica, a través de una interfaz, con la computadora del equipo. Se debe programar de tal manera que cuando exista un error en la ejecución ya sea por algún geófono que está mal colocado, que la celda de carga no se acomodó bien, que el equipo no baje ni suba por alguna razón, la computadora portátil despliegue un mensaje en pantalla. Algo que no se puede programar son las notificaciones de los errores que puedan surgir de un equipo mal calibrado, es por ello que el técnico encargado de las mediciones debe chequear en cada punto que los resultados de las cargas aplicadas no varíen en más o menos 5% entre ellas, y en el caso que suceda deberá anular la medición y repetir inmediatamente el punto; en caso que subsista el error deberá calibrarse el equipo en campo de acuerdo a los métodos anteriormente anotados. (Ilustración 30).

Ilustración 30. Operaciones con el FWD (control de estaciones).



El proceso de levantamiento y registro de datos en campo termina cuando, la información medida, carga aplicada y deflexiones, son mostradas en la pantalla o bien se almacenan en un disco duro. La ubicación de los puntos que se ensayan depende de factores como el tipo de pavimento y del uso que se le quiere dar a las mediciones obtenidas, muchos ingenieros prefieren ensayar donde se noten las huellas de las ruedas de los carros ya que es donde se ha recibido mayor carga y se puede notar deterioro acumulado, al final de haberlo realizado, se obtendrán datos mucho más castigadores y tendrá un factor de seguridad adicional.

Como se anotó anteriormente, la distancia entre punto y punto depende del objetivo del estudio, ya que si es para refuerzo estructural se requiere una mayor cantidad de información, lo que representa distancias más cortas entre puntos que las asumidas para un análisis sólo de chequeo o de red. La distancia entre puntos también depende del largo del proyecto y su determinación repercute en el rendimiento diario del equipo; si el tiempo que transcurre entre el posicionamiento del vehículo, toma de datos y su desplazamiento al punto siguiente es de aproximadamente 1.5 a 2.5 minutos, se puede estimar que el rendimiento diario será de entre 200 y 240 puntos, lo que representa la medición promedio de 10 kilómetro/carril-día, tomando puntos a cada 50 metros o 20 kilómetros diarios con mediciones a cada 100 metros.

XI. ANÁLISIS DE LAS MEDIDAS EFECTUADAS CON EL FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER, FWD (DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO) EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Concepto y medida de la deflexión.

Como se mencionó anteriormente el pavimento es una estructura constituida por varias capas y materiales (multicapa), que al ser sometida a una determinada sollicitación, normalmente una carga ortogonal al pavimento que produce un estado de tensiones y deformaciones, se desplaza en sentido vertical en magnitudes muy pequeñas (del orden de centésimas o milésimas de milímetro). Este desplazamiento vertical se conoce con el nombre de deflexión. La deflexión es una característica de cada tipo y estado del pavimento que está intrínsecamente relacionada con los valores de los módulos de las capas. Existiendo una correspondencia entre los valores de los módulos y los valores de la deflexión. (Crespo y Ruiz, 2001)

A. VALIDACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación se muestra un ejemplo de la forma que presenta una hoja con datos crudos proporcionados por el FWD, en una base de datos de Notepad: (Ilustración 31). En ella se anota los datos principales de la ruta a medir, como son nombre de la ruta, fecha, carril, distribución de los geófonos, kilometraje, temperatura del pavimento, carga aplicada, datos medidos en cada geófono, lo que facilita el control del trabajo para el ingeniero encargado del análisis, ya que puede detectar anomalías al analizar estos datos.

Ilustración 31. Revisión de datos crudos en Notepad.

Fecha y carril medido

Identifica distribución de geófonos

Kilometraje, temperature pavimento y ambiente

Datos medidos en cada geófono

```

CARRIL3 - Notepad
File Edit Format View Help
R32 197 070803CARRIL3 36F10
700023008002-95341127.3403111 8
150 0 300 600 900 120015001800
C:\FWD\DATOS\ .FWD
DON JUSTO/SN. JOSE PINULA
S 4.87503 38 23 194
S 4.87503 38 23 198
0' 100'0' 100'0 4.875
20 15 3.5 5 2 10 2 8
Ld 519 1 90.4
D1 5471 1.008 1.022
D2 5472 1.004 1.044
D3 5704 1.008 .9990
D4 5601 1.006 .9920
D5 3455 1.012 .9930
D6 5473 1.005 1.027
D7 5474 1.005 1.034
D0 3533 1.038 1.043
D0 5717 1.000 1.024
D0 5573 1.000 1.027
yovani y jose
00121011.....
0 0 0 0 .....
*0+000 0+000
Nombre de Ruta
Nombre
*0+000 0+000
.....
..... 0 0Peak...
.....123.....
1233111122222223333333344444444
*****
.....
.....
TNM Guatemala
*0+000 0+000
S 0.00003 38 23 I01035
5471191 560 275 120 67 62 53
5471144 545 273 120 69 62 54
5471127 539 269 120 68 60 53
S 0.12503 38 23 I01036
546 915 502 239 135 95 77 63
547 892 498 238 135 94 75 62
548 885 498 240 136 96 77 65
S 0.25003 38 23 I01037
5431171 699 321 158 104 83 71
5431092 670 317 162 105 90 76
5431092 669 317 161 106 88 76
S 0.37503 38 23 I01039
5401033 541 211 101 71 59 49
540 996 530 210 102 70 58 49
:
    
```

Como detectar si hay errores de medición en los archivos crudos:(Ilustración 32)

Ilustración 32. Revisión de datos crudos en Notepad.

```

CARRIL3 - Notepad
File Edit Format View Help
R32 197 070803CARRIL3 36F10
700023008002-95341127.3403111 8
150 0 300 600 900 120015001800
C:\FWD\DATOS\ .Fwd
DON JUSTO/SN. JOSE PINULA
S 4.87503 38 23 194
S 4.87503 38 23 198
0' 100'0' 100'0 4.875
20 15 3.5 5 2 10 2 8
Ld 519 1 90.4
D1 5471 1.008 1.022
D2 5472 1.004 1.044
D3 5704 1.008 .9990
D4 5601 1.006 .9920
D5 3455 1.012 .9930
D6 5473 1.005 1.027
D7 5474 1.005 1.034
D0 3533 1.038 1.043
D0 5717 1.000 1.024
D0 5573 1.000 1.027
yovani y jose
00121011.....
0 0 0 0 .....
*0+000 0+000
Nombre de Ruta
Nombre
*0+000 0+000
.....
0 0Peak...
.....123.....
123311112222222233333333344444444
.....*.....
.....
TNM Guatemala
*0+000 0+000
S 0.00003 38 23 I01035
5471191 560 275 120 67 62 53
5471144 545 273 120 69 62 54
5471127 539 269 120 68 60 53
S 0.12503 38 23 I01036
546 915 502 229 135 95 77 63
547 892 498 238 135 94 75 62
548 885 498 240 136 96 77 65
S 0.25003 38 23 I01037
5431171 699 321 158 104 83 71
5431092 670 317 162 105 90 76
5431092 669 317 161 106 88 76
S 0.37503 38 23 I01039
5401033 541 211 101 71 59 49
540 996 530 210 102 70 58 49

```

Error en lecturas de geófono, da resultados mayores en el segundo geófono en relación al primero.

Archivos crudos en una base de datos Access (.MDB): (Ilustración 33).

**Ilustración 33. Datos crudos en una base de datos ACCESS
(.MDB).**

	StationID ▾	DropIC ▾	Histc ▾	Stre ▾	Force ▾	D1 ▾	D2 ▾	D3 ▾	D4 ▾	D5 ▾	D6 ▾	D7 ▾
+	1	1	<input type="checkbox"/>	563	39.82	919.2	678.8	362.5	194.0	117.0	93.7	84.3
+	1	2	<input type="checkbox"/>	560	39.55	918.0	678.0	362.1	192.1	114.1	89.9	77.3
+	2	3	<input type="checkbox"/>	583	41.17	539.3	386.3	234.9	145.9	103.0	82.1	72.0
+	2	4	<input type="checkbox"/>	574	40.54	530.4	381.4	232.3	147.4	102.5	82.2	68.2
+	3	5	<input type="checkbox"/>	572	40.43	441.9	313.1	204.4	136.3	98.4	77.5	66.0
+	3	6	<input type="checkbox"/>	570	40.28	433.9	308.2	202.3	135.1	97.8	77.4	67.2
+	4	7	<input type="checkbox"/>	571	40.33	524.0	319.4	180.5	112.0	87.7	68.1	59.6
+	4	8	<input type="checkbox"/>	572	40.45	520.9	320.6	182.4	113.8	90.0	70.4	63.5
+	5	9	<input type="checkbox"/>	581	41.07	478.5	325.5	194.4	121.6	88.3	69.3	62.4
+	5	10	<input type="checkbox"/>	576	40.72	472.5	324.6	194.9	122.4	89.2	69.7	62.5
+	6	11	<input type="checkbox"/>	565	39.94	451.6	303.2	190.1	123.5	88.5	69.7	62.1
+	6	12	<input type="checkbox"/>	562	39.71	449.3	303.8	191.0	124.4	88.6	70.5	64.0
+	7	13	<input type="checkbox"/>	579	40.89	408.9	293.1	194.6	131.0	92.6	73.7	66.5
+	7	14	<input type="checkbox"/>	576	40.72	405.8	291.9	194.8	130.8	93.0	74.1	66.2
+	8	15	<input type="checkbox"/>	572	40.40	513.3	365.4	235.4	155.4	108.8	83.0	72.7
+	8	16	<input type="checkbox"/>	574	40.57	508.1	364.9	234.5	153.2	107.3	81.4	70.2
+	9	17	<input type="checkbox"/>	560	39.55	562.5	409.5	248.4	154.2	108.8	86.4	77.1
+	9	18	<input type="checkbox"/>	561	39.68	555.4	404.9	246.5	154.4	108.7	86.8	76.7
+	10	19	<input type="checkbox"/>	558	39.46	578.2	391.0	240.9	154.9	113.8	89.0	78.3
+	10	20	<input type="checkbox"/>	556	39.30	566.5	386.9	239.7	154.3	113.1	88.2	78.0
+	11	21	<input type="checkbox"/>	555	39.23	703.5	450.2	257.1	153.9	111.0	91.8	81.2
+	11	22	<input type="checkbox"/>	562	39.71	696.5	450.7	259.3	156.4	113.2	94.3	84.1
+	12	23	<input type="checkbox"/>	555	39.23	789.8	501.7	276.0	159.1	112.7	94.8	78.5
+	12	24	<input type="checkbox"/>	551	38.93	784.9	501.6	277.0	159.6	112.9	94.7	78.4
+	13	25	<input type="checkbox"/>	549	38.81	837.5	538.1	284.4	168.5	124.2	99.1	86.9
+	13	26	<input type="checkbox"/>	553	39.09	823.9	537.0	285.8	168.0	124.7	99.8	90.1

B. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL, MÓDULO ELÁSTICO RESILENTE DE PAVIMENTO Y DE SUB-RASANTE

1. Análisis de información proporcionada por el FWD en pavimentos asfálticos.

El método AASHTO fue desarrollado con base en ensayos de laboratorio o estáticos en campo. En cambio, el FWD realiza un ensayo no destructivo en campo, que aplica una carga de impacto al pavimento proporcionando información que representa el comportamiento real del pavimento en campo.

Por lo tanto, para poder emplear los valores obtenidos con el FWD (campo) en la guía AASHTO, es necesario realizar algunas correcciones que permitan hacer equivalentes los resultados. Hasta el momento, de acuerdo a la experiencia en los pavimentos analizados, se han detectado dos factores que influyen en los resultados del FWD. El primero de ellos es el efecto de cambiar de un ensayo de terreno (FWD) a valores obtenidos mediante los ensayos utilizados en el desarrollo de las fórmulas de diseño AASHTO. El segundo corresponde al aumento de la capacidad estructural producido por el espesor del terraplén, efecto que no fue considerado en el método AASHTO, 1993.

El FWD permite determinar las características físico-mecánicas de los materiales integrantes de cada capa de una estructura de pavimento, Módulo de resiliencia de sub-rasante (M_R), Módulo Efectivo del pavimento (E_p) y Número Estructural Efectivo SN. Para el retro-análisis en pavimentos flexibles existen principalmente dos métodos:

- Método propuesto por la guía AASHTO
- Programas de Multicapa

(Tabla 10)

Tabla 10. Datos procesados en programa de retro-análisis, aplicación macro en Excel (AASHTO).

Abscisa (mts)	Observación	Temp. Asfalto	Carga Corregida (kN)	Deflexiones Corregidas A 40 M(micrones)							Tipo Superficie	Tipo de Apoyo	TH1 (cm)	TH2 (cm)	TH TOTAL (cm)	Df0 (micrones) (Corregida a 20°C)	Mr Aashto (kg/cm²)	Mr Diseño Aashto(kg/c m²)	Ep (kg/cm²)	r > 0.7ae	SN Aashto
				Df0	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6											
28350	0	35	40	323	207	118	77	54	38	31	Flexible	Granular	10	52	62	272	1404	463	6939	0.9	5.1
28440	0	35	40	341	210	108	64	42	32	24	Flexible	Granular	10	52	62	287	1705	563	5911	0.9	4.8
28450	0	35	40	318	187	89	45	29	22	18	Flexible	Granular	10	52	62	268	2396	791	5757	0.9	4.8
28540	0	35	40	280	172	87	49	30	24	16	Flexible	Granular	10	52	62	236	2232	736	7002	0.9	5.1
28550	0	35	40	283	169	79	39	22	14	9	Flexible	Granular	10	52	62	238	2744	906	6437	0.9	5
28640	0	35	40	233	144	76	49	37	30	26	Flexible	Granular	10	52	62	196	2230	736	9039	0.9	5.6
28650	0	35	40	283	162	82	50	39	31	24	Flexible	Granular	10	52	62	238	2149	709	6994	0.9	5.1
28740	0	35	40	306	192	100	61	47	40	35	Flexible	Granular	10	52	62	258	1778	587	6748	0.9	5
28790	0	35	40	289	178	94	56	39	30	24	Flexible	Granular	10	52	62	244	1951	644	7029	0.9	5.1
28840	0	35	40	264	162	93	62	46	35	28	Flexible	Granular	10	52	62	222	1735	573	8449	0.9	5.4
28850	0	35	40	254	146	75	48	37	30	27	Flexible	Granular	10	52	62	214	2259	745	7947	0.9	5.3
28940	0	35	40	279	171	89	52	37	30	27	Flexible	Granular	10	52	62	235	2088	689	7209	0.9	5.2
28950	0	35	40	332	201	95	46	26	17	13	Flexible	Granular	10	52	62	279	2355	777	5472	0.9	4.7
29040	0	35	40	322	202	105	62	43	33	27	Flexible	Granular	10	52	62	271	1736	573	6368	0.9	4.9
29050	0	35	40	347	224	125	76	50	35	26	Flexible	Granular	10	52	62	293	1424	470	6195	0.9	4.9
29140	0	35	40	339	208	101	51	29	18	13	Flexible	Granular	10	52	62	286	2144	707	5467	0.9	4.7
29150	0	35	40	324	196	95	50	32	25	21	Flexible	Granular	10	52	62	273	2165	714	5802	0.9	4.8
29240	0	35	40	275	166	78	41	27	21	17	Flexible	Granular	10	52	62	232	2652	875	6732	0.9	5
29250	0	35	40	273	168	89	54	38	29	24	Flexible	Granular	10	52	62	230	1995	658	7567	0.9	5.2
29340	0	35	40	310	194	110	67	50	39	33	Flexible	Granular	10	52	62	261	1616	533	6912	0.9	5.1
29350	0	35	40	295	188	111	77	60	48	40	Flexible	Granular	10	52	62	248	1402	463	7950	0.9	5.3
29440	0	35	40	384	245	145	97	71	56	45	Flexible	Granular	10	52	62	323	1119	369	5990	0.9	4.8
29450	0	35	40	269	158	81	53	40	33	28	Flexible	Granular	10	42	52	226	2014	664	8278	0.6	4.5
29540.1	0	35	40	392	223	119	73	51	38	32	Flexible	Granular	10	42	52	330	1361	449	5751	0.6	4
29550	0	35	40	253	151	76	46	34	26	24	Flexible	Granular	10	42	52	213	2138	702	8861	0.6	4.6
29640	0	35	40	264	166	91	55	38	28	22	Flexible	Granular	10	42	52	222	1967	649	8650	0.9	4.6

El método AASHTO de retro-análisis para pavimentos flexibles, es un proceso iterativo, en donde, previo a determinar el Número Estructural Efectivo SN hay que definirla inter-fase entre estructura de pavimento y sub-rasante, a través de, calcular el radio del bulbo de tensión en la inter-fase pavimento-sub-rasante, radio con el que se puede calcular la mínima distancia radial r_a la cual las deflexiones medidas pueden ser tomadas como precisas para el retro-cálculo del módulo de resiliencia, se recomienda usar $\geq 0.7a_e$. El Número Estructural Efectivo SN se calcula en base al módulo efectivo del pavimento E_p y el módulo de resiliencia de sub-rasante M_R elegido en la iteración. El cálculo de E_p y M_R depende de la distancia escogida, por lo cual, se debe iterar hasta encontrar la distancia apropiada. (Higuera Sandoval, 2011)

A continuación, se describen las distintas etapas del proceso iterativo.

2. Cálculo del módulo de resiliencia de sub-rasante (M_R). El cálculo del módulo resiliente de la sub-rasante, según AASHTO (1993), puede realizarse de tres formas:

- Ensayos de laboratorio.
- Ensayos NDT (NON-DESTRUCTIVE TEST).
- Estimación mediante correlación con CBR.

No importa cual fuese el método usado, el M_R debe ser congruente con el valor usado en la ecuación del AASHTO Road Test, especialmente, cuando éste es determinado a partir de un NDT, ya que éste ensayo da valores altos del módulo de resiliencia de la sub-rasante con respecto al ensayo de laboratorio utilizado en AASHTO.

El método de cálculo que se describe a continuación se basa en mediciones no destructivas mediante el uso del FWD. (Higuera Sandoval, 2011)

El módulo resiliente M_R se puede calcular según la siguiente fórmula:(Ecuación 13)

Ecuación 13.

$$M_R = \frac{(1 - \mu_s^2) \cdot P}{\pi \cdot d_r \cdot r}$$

Si asumimos un coeficiente de Poisson para suelos finos de:

$$\mu_s = 0,5$$

Entonces:(Ecuación 14)

Ecuación 14.

$$M_r = \frac{0,24 \cdot P}{d_r \cdot r}$$

Donde:

- M_R** = Módulo de resiliencia de la sub-rasante (psi).
- P** = Carga aplicada (lbs).
- d_r** = Deflexión medida a una distancia r de la placa (pulg).
- r** = Distancia al punto de medida (pulg).
- μ_s** = Coeficiente de Poisson de la sub-rasante.

Con respecto a las relaciones de Poisson de estos tipos de materiales, se puede asumir un valor de $\mu=0.35$ para mezclas asfálticas, $\mu=0.40$ para suelos granulares y $\mu=0.50$ para los suelos finos de sub-rasante.

Debe destacarse que el M_R calculado según esta ecuación y no sufre correcciones por efecto de la temperatura, ya que la deflexión utilizada sólo depende de la deformación de la sub-rasante. Suponiéndose que a una distancia razonable de la carga, la deflexión no está influenciada por los valores de los módulos de las capas superiores, sin embargo, no debe alejarse demasiado el punto de medida, ya que las deflexiones serían muy pequeñas y de difícil determinación. Por lo tanto, el M_R no sólo depende de la información de la sub-rasante

Es importante hacer notar que el método utilizado para calcular el módulo resiliente, según la fórmula anterior, corresponde al módulo elástico de la sub-rasante. Por lo cual, es necesario corregirlo para adaptar sus valores a los empleados durante la prueba AASHTO 1993.

Para corregirlo se recomienda utilizar la siguiente fórmula:(Ecuación 15)

Ecuación 15.

$$M_r = C \cdot \frac{(1 - \mu_s^2) \cdot P}{\pi \cdot d_r \cdot r}$$

Donde:

C= Factor de corrección.

El valor $C < 0,33$ corresponde a análisis hechos sobre suelos finos. La guía AASTHO no propone un valor para suelos granulares. Tampoco se hace referencia a los terraplenes de espesor considerable, ya sean finos, granulares o combinaciones de ambos. Para determinar el valor C adecuado a usar en este tipo de suelos se han desarrollado algunas investigaciones las cuales han arrojado los factores de ajuste C promedio anotados en la Tabla 11. (Higuera Sandoval, 2011)

Tabla 11. Factores de ajuste C.

Tipo de pavimento	Factor de ajuste "C" promedio	Coefficiente de variación (%)
Suelos de sub-rasante bajo una sub-rasante estabilizada.	0,75	13
Suelos de sub-rasante bajo un pavimento sin una capa de base y/o sub-base granular no ligada, y sin sub-rasante estabilizada.	0,52	37
Suelos de sub-rasante bajo un pavimento con una capa de base y/o sub-base granular no ligada, pero sin sub-rasante estabilizada.	0,35	49

3. Cálculo del módulo efectivo del pavimento (Ep). Para determinar el módulo efectivo del pavimento, es necesario calcular la distancia mínima r a través de las expresiones:

$$r > 0,7 \cdot a_e$$

Ecuación 16

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left[D \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R}} \right]^2}$$

Donde:

a_e : radio del bulbo de presiones en la interface sub-rasante – pavimento (pulg.).

a : radio del plato de carga del NDT (pulg.).

D : espesor total del pavimento sobre la sub-rasante (pulg.).

E_p : módulo efectivo de todas las capas del pavimento sobre la sub-rasante (psi).

Para calcular el módulo efectivo del pavimento la siguiente ecuación se debe resolver para E_p/M_R . Se ha calculado anteriormente el M_R y el equipo proporciona D_0 por lo tanto también es factible despejar E_p sin ningún problema de la siguiente ecuación (hay que recordar que es un proceso iterativo).

Ecuación 17

$$d_0 = 1,5 \cdot p \cdot a \cdot \left[\frac{1}{M_R \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R}} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}}{E_p} \right]$$

Dónde:

d_0 : deflexión máxima medida bajo el plato de carga.

p : presión del plato de carga en psi.

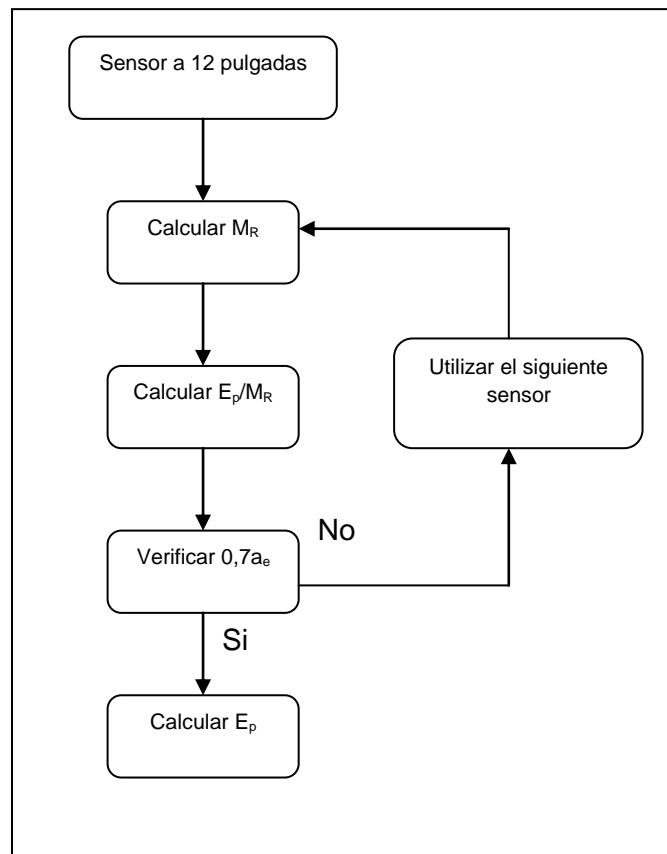
D : espesor total de las capas del pavimento sobre la sub-rasante en pulgadas.

a : radio del plato de carga del NDT (pulg.).

Si se desea utilizar el módulo efectivo del pavimento para comparar su evolución a lo largo del proyecto, es necesario corregir d_0 por la temperatura del pavimento. Además, si este valor va a ser utilizado en la fórmula anterior para calcular el número estructural efectivo, es necesario que la temperatura a la cual se lleva el valor d_0 sea 68 °F, para ser consistente con el procedimiento de diseño AASHTO.

El proceso iterativo que se debe seguir para determinar las características de las capas, se muestra en la siguiente figura: (Ilustración 34).

Ilustración 34. Iteraciones para determinar E_p



4. Corrección por temperatura. Para poder corregir d_0 por temperatura, es necesario medir la temperatura del asfalto, para lo cual, existen distintos métodos, siendo el más recomendado el que se describe a continuación.

Se puede medir directamente la temperatura perforando un agujero en la superficie del concreto asfáltico, insertando un líquido y una sonda para medir temperatura. Se lee la temperatura cuando la misma se estabiliza. Esto debe hacerse al menos tres veces durante cada día de ensayo, para tener una curva de temperatura versus tiempo y poder usarla para asignar una temperatura de mezcla a cada cuenco (AASHTO, 1993). Si la temperatura de la mezcla de asfalto no está disponible, se puede estimar a partir de la temperatura del aire usando los procedimientos realizados por Southgate, Shell, Asphalt Institute o Hoffman y Thompson. Para ajustar d_0 es necesario estimar un factor de ajuste según las figuras a continuación (AASHTO, 1993). (Ilustraciones 35 y 36)(Higuera Sandoval, 2011).

Ilustración 35. Factor de ajuste para d_0 por temperatura de la mezcla asfáltica con base granular o tratada con asfalto.

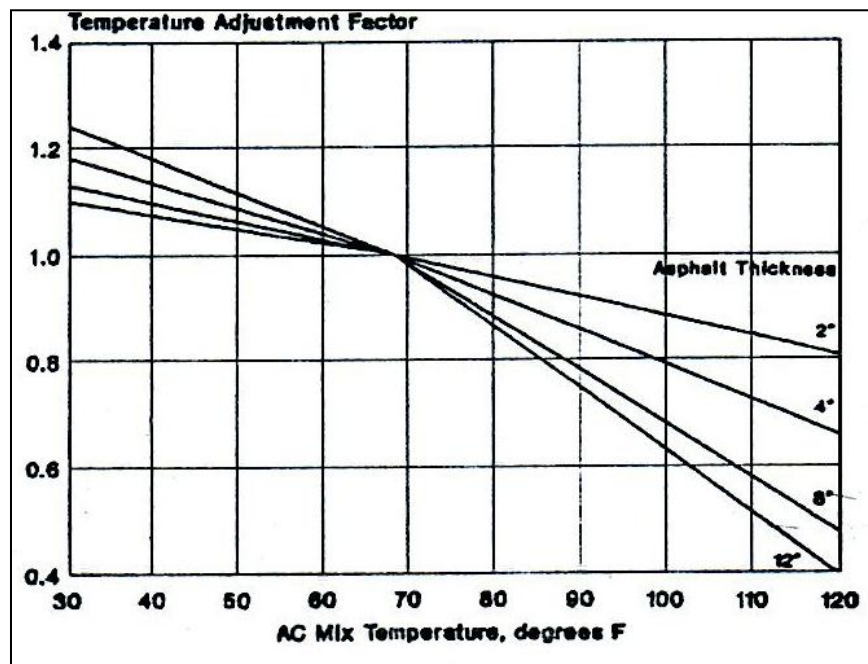
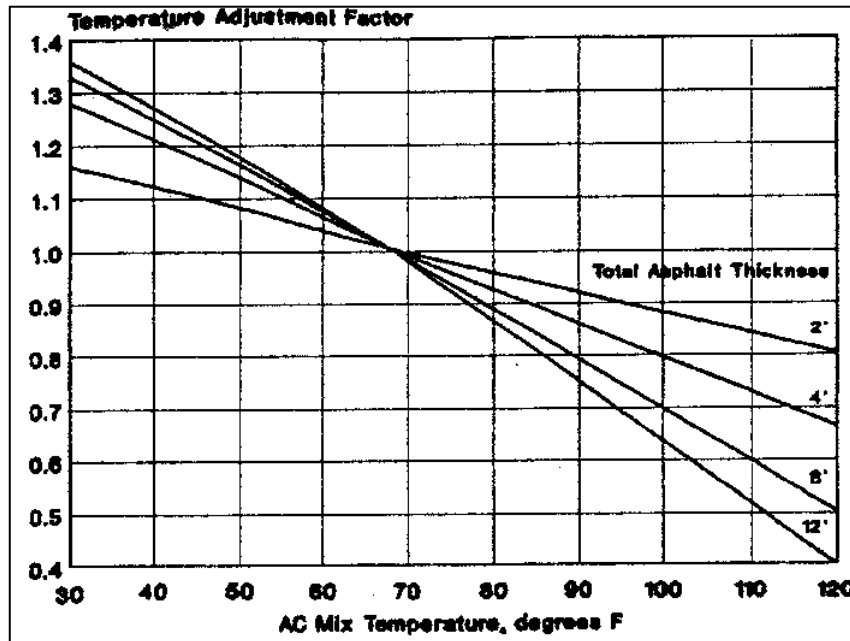


Ilustración 36. Factor de ajuste para do por temperatura de la mezcla asfáltica con base tratada con cemento o puzolana



Una vez determinado el factor de ajuste por temperatura se puede corregir d_0 según la siguiente fórmula:(Ecuación 18)(Higuera Sandoval, 2011)

Ecuación 18.

$$d_{0\text{corregido}} = d_0 \cdot \text{Factor de ajuste}$$

5. **Determinación del número estructural efectivo del pavimento (SN_{eff}).** La metodología de diseño de refuerzo estructural de pavimentos AASHTO propone la siguiente fórmula para calcular el número estructural efectivo (SN_{eff}):(Ecuación 19)

Ecuación 19.

$$SN_{\text{eff}} = 0.0045 \cdot D^3 \cdot \sqrt{E_p}$$

Donde:

SN_{eff}: es el número estructural efectivo de la estructura existente en pulgadas.

D: es el espesor total de las capas del pavimento sobre la sub-rasante en pulgadas.

E_p: Módulo efectivo del pavimento, en psi

XII. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE REFUERZO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS COMPLEMENTANDO LOS MÉTODOS DESTRUCTIVOS Y LOS NO DESTRUCTIVOS.

A. FACTORES DE DISEÑO

1. **Nivel de confianza, (R, expresado en %).** Es una medida que incluye algún grado de seguridad en el proceso de diseño y que permite asegurar que las alternativas de diseño durarán el período de análisis. En el siguiente cuadro se presentan niveles de confianza recomendados para diferentes tipos de carreteras; con estos se determina el valor de la desviación normal estándar (Z_r) con que se desea diseñar el pavimento. (Tabla 12)(Cipriano, 2004)

Tabla 12. Nivel de confianza.

Tipo de carretera	Nivel de Confiabilidad, R (%)	
	Urbana	Interurbana
Autopistas y carreteras importantes	85.0-99.9	80.0-99.9
Arterias principales	80.0-99.0	75.0-95.0
Colectoras	80.0-95.0	75.0-95.0
Locales	50.0-80.0	50.0-80.0

Tabla 13. Desviación Normal Estándar, (Zr).

Confiabilidad, %	Desviación Normal Estándar, Zr
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

2. Error normal combinado, (So.) El error normal combinado (So) tiene en cuenta el error desviación del diseño, la variación de las propiedades de los materiales, la variación de las propiedades de la sub-rasante, la variación en la estimación del tránsito, la variación de las condiciones climáticas y la variación en la calidad de la construcción. Los valores recomendados del So se presentan en la siguiente tabla. (Tabla 14), (Cipriano, 2004)

Tabla 14. Error normal combinado, (So).

Proyecto de pavimento	Desviación Estándar, So
Rango para pavimentos flexibles	0.40-0.50
Construcción nueva	0.45
Sobre-capas	0.50

3. Nivel de serviciabilidad (Δ IPS). El índice de serviciabilidad presente (Δ IPS) tiene en cuenta el comportamiento del pavimento y queda definido por una calificación de 1 a 5. Para pavimentos flexibles se parte de una valor inicial de $P_o = 4.2$ y se determina el valor donde ocurre la falla funcional del pavimento $P_t = 2.2$, es decir, que la pérdida del índice de serviciabilidad es de Δ IPS = $4.2 - 2.2 = 2.0$. Los valores de serviciabilidad inicial y final recomendados por la AASHTO se presentan a continuación:(Tablas 15 y 16)(Cipriano, 2004)

Tabla 15. Serviciabilidad Inicial, P_o .

Tipo pavimento	Serviciabilidad Inicial, P_o
Concreto	4.5
Asfalto	4.2

Tabla 16. Serviciabilidad Final, Pt.

Tipo de vía	Serviciabilidad Final, Pt
Autopista	2.5-3.0
Carreteras	2.0-2.5
Zonas industriales	
Pavimento urbano principal	1.5-2.0
Pavimento urbano secundario	1.5-2.0

B. CÁLCULO DE EL NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO (SN_{req})

El SN requerido se calcula por el método AASHTO (1993) y la ecuación:(Ecuación 20) (Higuera Sandoval, 2011)

Ecuación 20.

$$\log W_{18} = Z_R - S_o + 9.36 \times \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log M_R - 8.07$$

Donde:

W₁₈= Número de ejes equivalentes de 18,000 lb (8.2 ton) acumulados para el período de diseño.

Z_R = Desviación estándar normal, correspondiente a la confiabilidad adoptada.

S_o= Error estándar combinado del comportamiento de la predicción del tránsito.

Δ PSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial (P_o) y el final (Pt).

M_R= Módulo resiliente de la sub-rasante (psi).

SN = Número estructural requerido o SN_{req}

El SN efectivo SN_{eff} se calcula por medio de la evaluación de la estructura existente a través del método FWD y la ecuación:

$$SN_{eff} = 0.0045 * D^{*3} \sqrt{E_p}$$

C. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE REFUERZO ESTRUCTURAL

El SN de refuerzo SN_f se calcula por una simple diferencia: (Ecuación 21 y 22) (TNM, 1998).

Ecuación 21.

$$SN_f = SN_{req} - SN_{eff}$$

Ecuación 22.

$$SN_f = a_d * H_{ca}$$

- SN_{req}** : Número estructural requerido
- a_d** : Coeficiente estructural de la capa de superficie de rodadura conocido.
- H_{ca}** : Espesor de refuerzo requerido (pulgadas)
- SN_f** : Número estructural de refuerzo
- SN_{eff}** : Número estructural efectivo del pavimento existente.

Al estimar la capacidad estructural en base a mediciones de deflexión con el FWD, se está evaluando la respuesta estructural del pavimento en campo ante las cargas reales de tránsito, por lo tanto este método es más realista que los propuestos por AASHTO.

XIII. INTERPRETACIÓN, PRESENTACIÓN DE GRÁFICAS Y VALORES PROMEDIO DE DATOS.

Durante el levantamiento y registro de datos a lo largo de todo el tramo carretero en campo se ingresan las temperaturas de asfalto, de superficie y del aire, y se determina el carril en estudio y la distancia para realizar la medición de cada punto. Para poder iniciar el proceso de interpretación de datos y así obtener el espesor de refuerzo estructural en cm, en oficina, antes de empezar a aplicar las ecuaciones de retro-calculo como se explicó en el **capítulo XI** se debe ingresar en el programa los siguientes datos: el tipo de superficie (flexible o rígida), el tipo de apoyo (granular o estabilizado), espesor de carpeta de rodadura en cm (TH1), espesor total de capas granulares de la estructura (TH2) y la temperatura de asfalto. El programa procesa las cargas registradas normalizándolas a un valor predeterminado y las deflexiones las normaliza a una temperatura de 20 grados C.

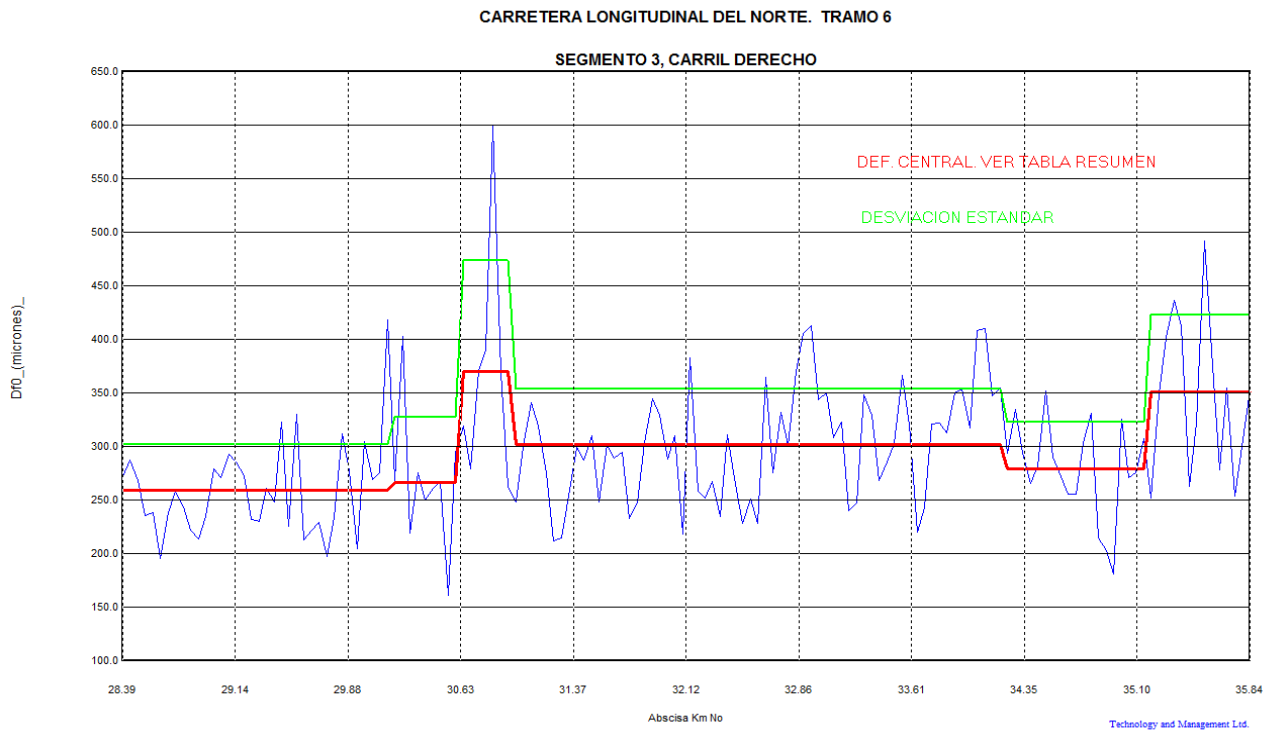
Al correr el programa se obtiene la Deflexión Central (Df_0), Módulo de Resiliencia de sub-rasante (Mr), Módulo Efectivo de Pavimento (Ep) y el Número estructural efectivo (SN_{eff}) del pavimento existente. Posteriormente se calculan los parámetros estadísticos, promedio, desviación estándar, percentil 85 y coeficiente de variación por tramos homogéneos tanto para deflexión central (Df_0) como para Módulo de Pavimento (Ep), Módulo de resiliencia de sub-rasante (Mr) y Número estructural efectivo (SN_{eff}) los cuales se presentan en las gráficas, Df_0 , Mr , Ep , y SN_{eff} versus estación.

A. DATOS PARA TRAMOS (SECCIONES) HOMOGÉNEOS

1. Deflexión central (Df_0): La deflexión central es la deflexión máxima registrada en el geófono ubicado en la celda de carga, que se utiliza para discriminar el tipo de rigidez del pavimento auscultado de acuerdo a los rangos indicados en la pág. 75. Al observar su magnitud en la gráfica Df_0 vs. Estación se pueden empezar a notar sectores homogéneos que presentan similares valores de deflexión.

Una buena interpretación es aquella que toma como referencia la gráfica de la deflexión central Df_0 ya que proporciona una idea general del comportamiento del pavimento considerando que una deflexión alta puede originarse por una sub-rasante deficiente, módulo de pavimento deficiente o ambos. Posteriormente se correlaciona con los resultados de las gráficas de Módulo de Resiliencia de sub-rasante **Mr** , Módulo Efectivo de Pavimento **Ep** y Número estructural efectivo **SN_{eff}** .

Ilustración 37. GRÁFICA DE DEFLEXIÓN CENTRAL (Dfo vs. Estación) (TNM, 2012).



Usualmente para efectos de análisis de resultados o diseño se considera los valores representados en las gráficas por la desviación estándar, debiendo tomar en cuenta que para el análisis de la gráfica de deflexión central el valor de la desviación estándar es positivo ya que da un valor más crítico a considerar.

Del análisis de la gráfica se puede hacer una primera división considerando que los primeros 2 kilómetros (de la estación 28+390 a la 30+630) tienen valores de deflexión promedio menores que los del resto del proyecto con lo cual ya definimos dos sectores que funcionan en forma diferente, ya sea por el tipo de sub-rasante o por la construcción del pavimento, pudiéndose observar además que los valores de la desviación estándar son bastante uniformes en forma general, con coeficientes de variación entre 16% y 21% como se podrá observar en la tabla a continuación:

Tabla 17. Resumen de la Deflexión Central Dfo (TNM, 2012).

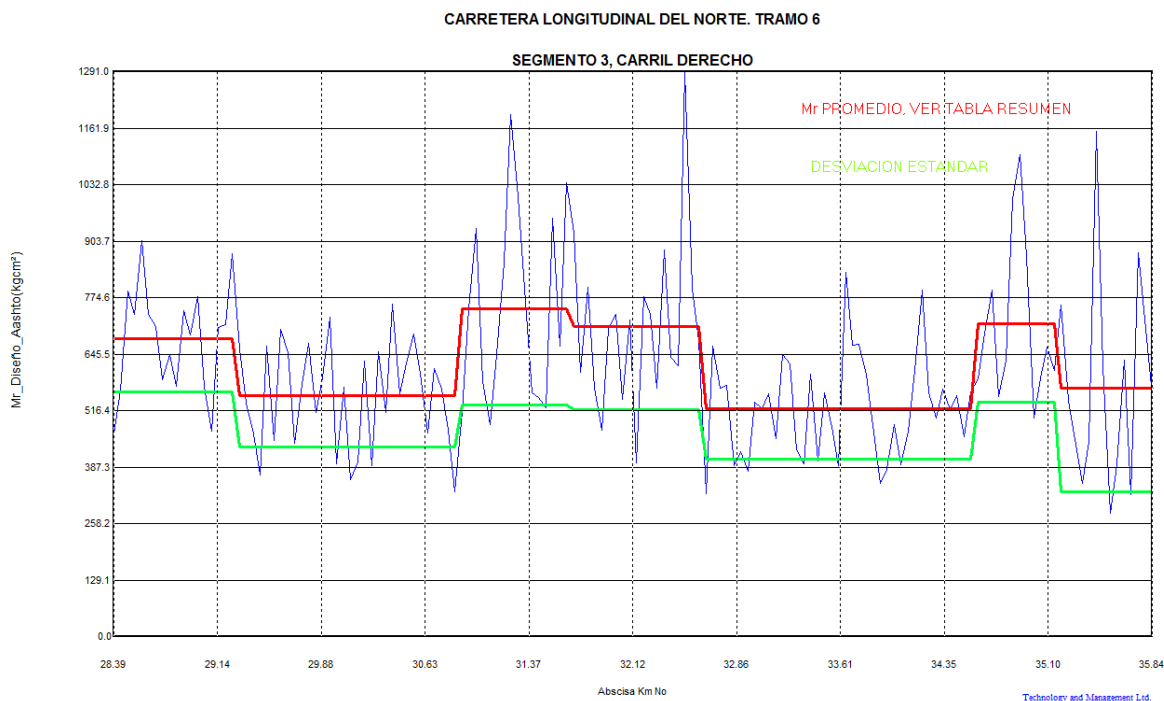
SEGMENTO 3. CARRIL DERECHO					
Sector		DEFLECCION CENTRAL	STD	Percentil 85	Coef. Var
De	Hasta				
28.390	30.140	259	43	302	17%
30.140	30.590	267	61	327	23%
30.590	30.940	370	104	474	28%
30.940	34.190	302	52	354	17%
34.190	35.140	280	44	323	16%
35.140	35.840	351	72	423	21%

Con esta información se puede tomar una primera idea del estado de pavimento, sus valores promedio corresponden a un pavimento bien construido, ya que los valores que presenta el percentil 85 (desviación estándar) son menores a los de deflexión máxima aceptable para pavimentos flexibles que varía entre 750 -1000 micrones según el tránsito del tramo.

2. Módulo resiliente de sub-rasante (Mr). Se procede ahora al análisis del módulo de sub-rasante y posteriormente al estudio del módulo del pavimento para confirmar el análisis previo de la deflexión central.

En la gráfica del módulo de sub-rasante se procede a analizar el valor promedio el cual nos indica valores arriba de $CBR = 5\%$ lo que representa un suelo adecuado para cimentar el pavimento; especialmente en esta gráfica se puede formar una idea de la falta de homogeneidad del suelo de sub-rasante pudiéndose definir tres sectores a considerar para efectos del diseño final tomando en cuenta especialmente que por motivos de construcción es conveniente definir pavimentos en longitudes no menores de 2 ó 3 km. Pudiéndose sugerir al final del proyecto un estudio de calicatas para confirmar los datos del estudio deflectométrico ya que este sector presenta los valores de desviación estándar de menor magnitud. En el resto del proyecto podrán definirse para diseño un CBR entre 4% y 5%. Como calicatas complementarias podría hacerse en los puntos críticos de cada sector homogéneo por ejemplo del punto ubicado en la estación 30+850 aproximadamente.

**Ilustración 38. GRÁFICA DEL MÓDULO RESILIENTE DE SUB-RASANTE (Mr vs. Estación)
(TNM, 2012).**



Los resultados de la anterior grafica se deben anotar en tablas resumen que permitan tener un mejor conocimiento de los sectores homogéneos de acuerdo a los estacionamientos.

Tabla 18. Resumen del Módulo de Sub-rasante Mr(TNM, 2012).

SEGMENTO 3. CARRIL DERECHO					
Sector		Mr (kg/cm ²)	STD	Percentil 85	Coef. Var
De	Hasta	Promedio			
28.390	29.240	681	120.61	560	0.177
29.240	30.840	550	116.84	433	0.212
30.840	31.640	750	221.13	529	0.295
31.640	32.590	708	189.39	519	0.267
32.590	34.540	522	114.99	407	0.220
34.540	35.140	716	179.48	536	0.251
35.140	35.840	567	237.42	330	0.418

En la Tabla 18, puede observarse que el tramo donde se sugiere el estudio de calicatas (est. 35+140 a est. 35+840) es el que presenta mayor variabilidad en los datos obtenidos con un 41.8% de coeficiente de variación.

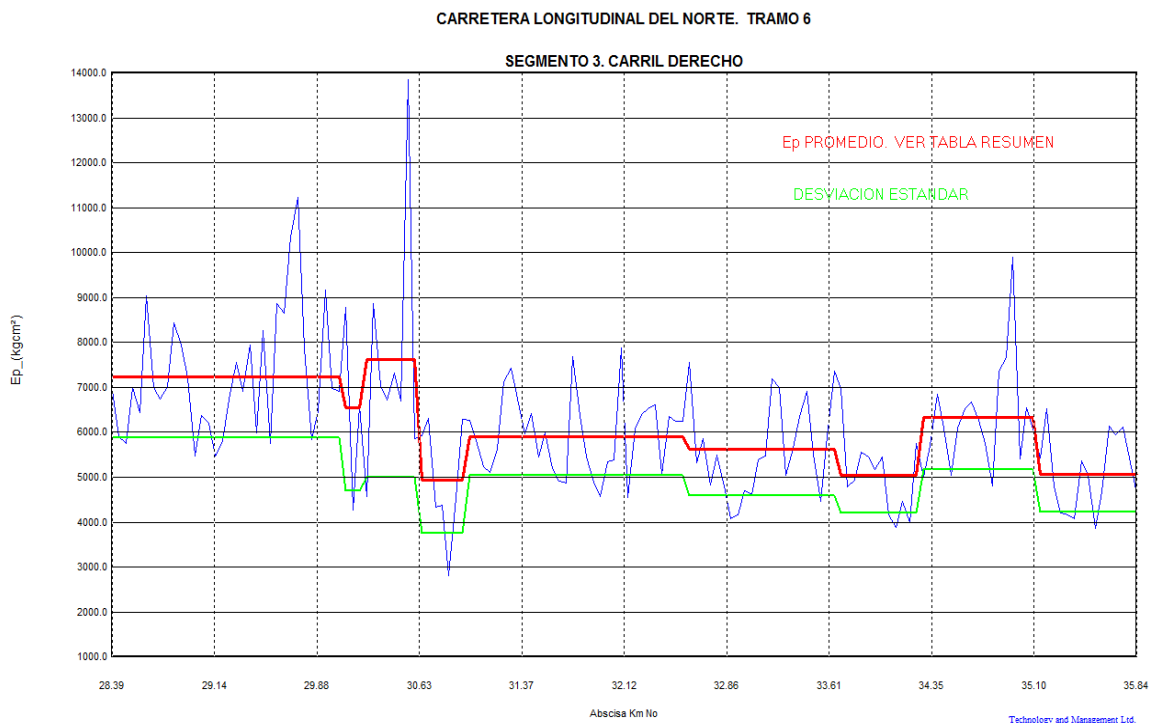
Los datos registrados son generados en kgcm^2 y para hacer su conversión a valores de CBR (siempre y cuando sean suelos finos) se puede utilizar la siguiente fórmula:

Ecuación 23

$$Mr = 2555 \times \text{CBR}^{0.64}$$

3. Módulo de pavimento (Ep). El módulo de pavimento da información sobre la forma de construcción, y la calidad de los materiales utilizados ya que los controles que se realizan en laboratorio sobre los bancos que aportan los materiales al proyecto son representativos de su calidad de soporte no así de parámetros constructivos como compactación, humedad y limpieza en su colocación.

Ilustración 39. GRÁFICA DEL MÓDULO DE PAVIMENTO (Ep vs. Estación) (TNM, 2012).



En la anterior gráfica se puede definir dos sectores cuyo comportamiento difiere. El primero de ellos de la estación 28+390 a la estación 30+630, tramo que presenta mayores valores de módulo pero con poca homogeneidad en los resultados. El tramo de la estación 30+630 al final presenta valores promedio menores pero más uniformes lo que redundará en la vida útil del pavimento. Podría asumirse además que el punto de variación ubicado en la estación 30+630 será crítico en la vida del pavimento ya que en

ese sector estará sujeto a esfuerzos generados por la diferencia de módulos que presenta.

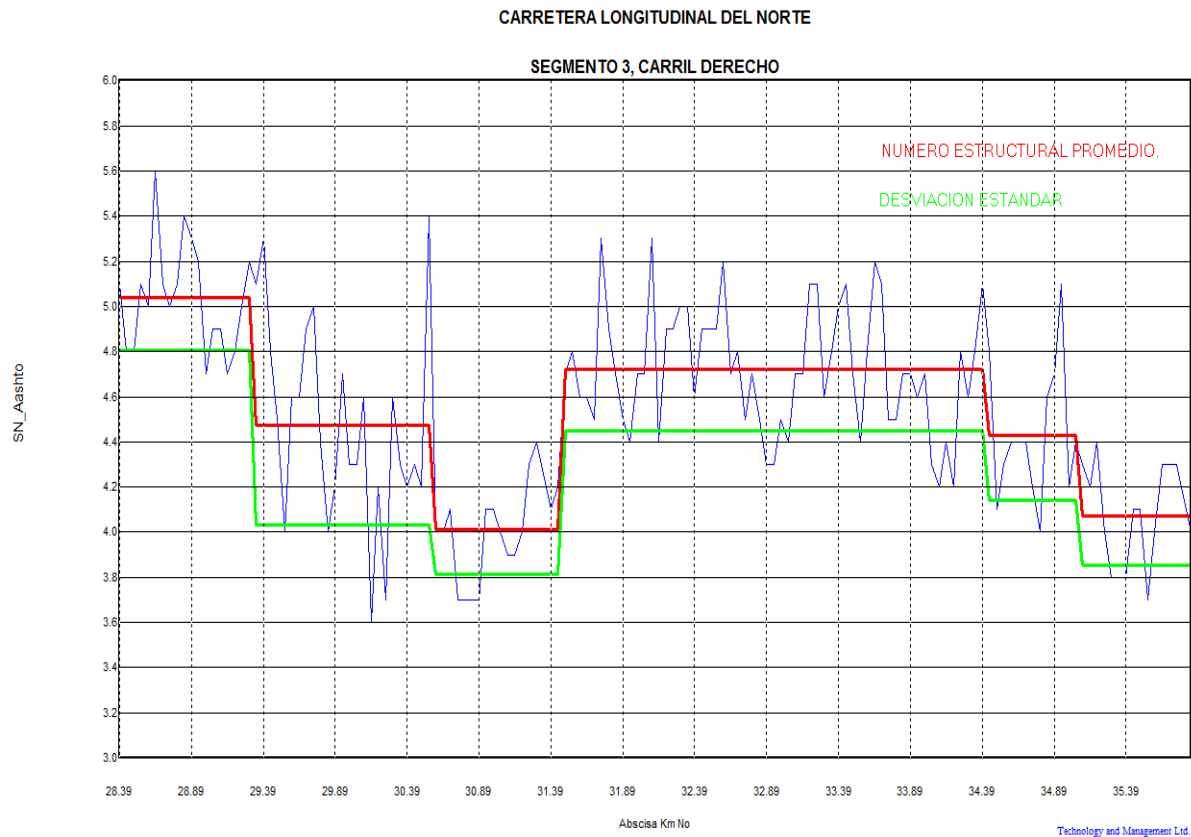
Tabla 19. Resumen del Módulo de Pavimento, E_p (TNM, 2012).

SEGMENTO 3. CARRIL DERECHO					
Sector		E_p (kg/cm ²)	STD	Percentil 85	Coef. Var
De	Hasta	Promedio			
28.390	30.040	7244	1366	5878	19%
30.040	30.190	6554	1845	4709	28%
30.190	30.590	7615	2624	4991	34%
30.590	30.940	4946	1197	3749	24%
30.940	32.540	5905	865	5040	15%
32.540	33.640	5622	1024	4598	18%
33.640	34.240	5048	845	4203	17%
34.240	35.090	6340	1179	5162	19%
35.090	35.840	5066	836	4230	17%

La tabla anterior (Tabla 19) presenta los sectores homogéneos de acuerdo a los valores encontrados. Debe hacerse la observación que la definición de sectores homogéneos depende del diseñador y su interpretación de los valores proporcionados. Con el análisis de los parámetros de deflexión central D_{fo} , Módulo de Sub-rasante M_r y Módulo de Pavimento E_p se puede concluir que el pavimento ha sido construido adecuadamente y la uniformidad de deflexiones se atribuye más al módulo de pavimento que a la sub-rasante.

4. Número estructural de pavimento (SN). El número estructural es el resultado de la forma en que interactúan las diferentes capas y su aporte en la distribución de cargas. Es por ello que para una sub-rasante de baja capacidad soporte (CBR menor a 3%) los requerimientos de espesores de pavimento son mayores que para una sub-rasante con alta capacidad soporte (CBR mayor de 8%), siempre y cuando se tengan los mismos requerimientos del diseño (ESAL, niveles de servicio, confiabilidad).

**Ilustración 40. GRÁFICA DEL NÚMERO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO
(SN vs. Estación)(TNM, 2012).**



En el proyecto que se analiza se utilizó un mismo diseño (espesores de carpeta, base y sub-base) a lo largo de los 7 km. Se observa que dada la uniformidad del pavimento y la variabilidad de la sub-rasante los valores finales del número estructural alcanzado dependen más del valor de sub-rasante en algunos sectores que de las capas del pavimento, las cuales tienen similares características a lo largo del proyecto. Esto viene a corroborar que la tendencia a colocar un mismo diseño de capas da como resultado una falta de uniformidad en los valores finales alcanzado, teniendo como consecuencia que a lo largo de la vida útil del pavimento los sectores con menor valor se deterioran prematuramente o en forma diferente al resto de proyecto. Como ejemplo en este proyecto puede concluir que a los tramos comprendidos de la estación 30+500 a la 31+400, y estación 35+040 a la estación 35+840, que presentan el menor número estructural, deberá proporcionarse un mayor mantenimiento preventivo.

Tabla 20. Resumen del número estructural de pavimento SN (TNM, 2012).

SEGMENTO 3. CARRIL DERECHO					
Sector		SN Promedio	STD	Percentil 85	Coef. Var
De	Hasta				
28.390	29.240	5.03	0.24	4.79	5%
29.240	30.490	4.46	0.43	4.04	10%
30.490	31.390	4.09	0.39	3.70	10%
31.390	34.440	4.71	0.27	4.44	6%
34.440	35.040	4.40	0.28	4.12	6%
35.040	35.840	4.07	0.22	3.86	5%

En resumen se define un número estructural alto en relación al esperado (SN = 4.1) y un coeficiente de variación bajo lo que corrobora lo mencionado en relación a la buena construcción de la estructura de pavimento.

5. Análisis del diseño de rehabilitación. Para este ejemplo dado que el menor sector de número estructural SN comprendido de la estación 30+400 a la 31+500 se calculara el espesor de refuerzo necesario para alcanzar un número estructural de SN = 4.5 que es el valor intermedio de los SN de los tramos equivalentes.

Para esto se ingresa el período de diseño, valor de serviciabilidad inicial y final, desviación estándar de todas las variables S_o , Confiabilidad R, ESAL en el período de diseño, coeficiente estructural de capa de rodadura correspondiente al tipo de mezcla asfáltica que se dispone y que se pretende utilizar en el refuerzo, finalmente el programa presenta en la pantalla el SN requerido, el delta SN (ΔSN) o Número estructural de refuerzo SN, y el Hca (cm) o espesor de refuerzo requerido D_{o1} . (Tabla 21)

Tabla 21. Datos requeridos para diseño de reforzamiento estructural.

PS_{lo}	4.2
PS_{if}	2.2
ΔPSI	2
S_o	0.45
R	85
a₁	0.4

Una vez terminado el análisis el programa presenta el cuadro resumen a continuación.

Tabla 22. Cuadro resumen que despliega el programa para la rehabilitación. (TNM, 2012).

Df0 (micrones) (Corregida a 20°C)	Mr AASHTO (kg/cm ²)	Mr Diseño AASHTO (kg/cm ²)	Ep (kg/cm ²)	r > 0.7ae	SN AASHTO	D25	Mr Diseño AASHTO (PSI)	W18_10 años	SN Req_10 años	ΔSN	Hca_AASHTO 10 años (cm)
255	1404	463	8067	0.9	4.8	226	6590	10,000,000	4.8	0.0	0.0
269	1705	563	6747	0.9	4.6	231	6500	10,000,000	4.8	0.2	1.2
251	2396	791	6447	0.9	4.5	209	11246	10,000,000	4.0	-0.5	0.0
221	2232	736	7929	0.9	4.8	190	6240	10,000,000	4.9	0.1	0.4
223	2744	906	7196	0.9	4.6	188	6443	10,000,000	4.8	0.2	1.3
184	2230	736	10391	0.9	5.3	159	10020	10,000,000	4.2	-1.1	0.0
223	2149	709	7961	0.9	4.8	182	10087	10,000,000	4.1	-0.7	0.0

Como se mencionó anteriormente, el espesor de refuerzo estructural se determina de la siguiente manera:

$$SN_f = SN_{req} - SN_{eff} \quad SN_f = a_d * Hca$$

SN_{req} : Número estructural requerido

a_d : Coeficiente estructural de la capa de superficie de rodadura conocido.

Hca : Espesor de refuerzo requerido (pulgadas)

SN_f : Número estructural de refuerzo

SN_{eff} : Número estructural efectivo del pavimento existente.

De acuerdo a las sanas prácticas de la ingeniería vial y a experiencias propias en la realización de refuerzos estructurales, los espesores de refuerzo estructural no deben ser menores a 4cm. Es recomendable, por motivos constructivos, crear sectores homogéneos de re-capeo no menores a los 3 km ya que distancias menores dificulta el manejo de la colocadora de asfaltos (Finisher), haciéndolo oneroso. La experiencia del diseñador definirá al final del análisis las longitudes de reforzamiento por espesores requeridos (Hca) proporcionándole al constructor sectores homogéneos de trabajo, los cuales deben traslaparse con un mínimo de 150 metros.

B. INDICADORES DEL ESTADO DE PAVIMENTO/SUB-RASANTE A PARTIR DEL CUENCO DE DEFLEXIONES.

1. **El área del cuenco de deflexiones.** El Área de Cuenco de deflexiones es una herramienta de interés para observar la capacidad estructural del pavimento de una carretera, por medio del área y las deflexiones se pueden identificar si el problema estructural está en la sub-rasante o en la estructura de pavimento. (Crespo y Ruiz, 2001)

El valor del Área se define por la siguiente expresión (Ecuación 24):

Ecuación 24. Determinación del Área.

$$\text{Área} = 150(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90})/D_0$$

Siendo:

D_0 = Deflexión en el centro de la carga

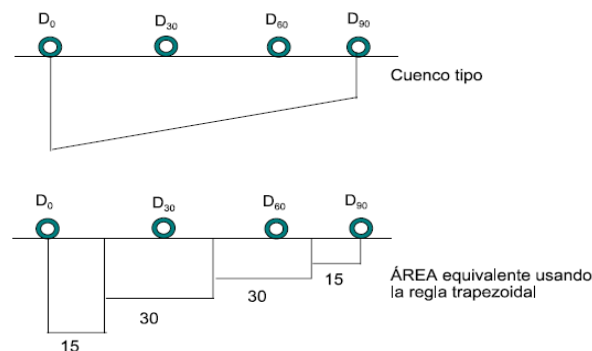
D_{30} = Deflexión a 30 cm de la carga

D_{60} = Deflexión a 60 cm de la carga

D_{90} = Deflexión a 90 cm de la carga

Se debe mencionar que el Área al estar normalizada por el valor de la deflexión máxima (bajo la carga) tiene unidades de milímetros (o cm., según se desee hablar); también que el valor del Área está acotado entre un máximo, fácil de determinar ya que ocurre cuando los 4 valores de deflexión son iguales, lo cual no es muy probable que suceda; entrando en la ecuación se obtiene que el valor máximo del Área es igual a $150 \cdot (1 + 2 + 2 + 1) = 900 \text{mm}$. (Ilustración 41)

Ilustración 41. Cuenco de Deflexiones y Área Equivalente.



También tiene un mínimo que se presentaría en un sistema mono-capa. Las relaciones entre los sensores resultan ser: $D_{30}/D_0 = 0.26$; $D_{30}/D_0 = 0.125$; $D_{30}/D_0 = 0.083$. Si se aplican los valores anteriores a la ecuación del Área resulta un valor mínimo de 278 mm.

De la observación del valor del Área y de la deflexión se han establecido tendencias sobre el estado del pavimento: (Tabla 23), (Crespo y Ruiz, 2001).

Tabla 23. Conclusiones del estado del pavimento/sub-rasante según Área y D_0

ÁREA	DEFLEXIÓN MÁXIMA D_0	CONCLUSIONES
BAJA	BAJA	PAVIMENTO DÉBIL, SUB-RASANTE FUERTE.
BAJA	ALTA	PAVIMENTO DÉBIL, SUB-RASANTE DÉBIL.
ALTA	BAJA	PAVIMENTO FUERTE, SUB-RASANTE FUERTE.
ALTA	ALTA	PAVIMENTO FUERTE, SUB-RASANTE DÉBIL

Tabla 24. Valores típicos de áreas

Tipo de pavimento	Área (mm)
Pavimento de concreto hidráulico	610-840
Pavimento asfáltico espesor > 10cm	530-760
Pavimento asfáltico espesor < 10cm	410-530
Tratamiento superficial	380-430
Débil tratamiento superficial	300-380

Tabla 25. Rangos de Áreas en diferentes tipos de pavimentos según el Dr. Hoffman.

Tipo de pavimento	Valor de área
Flexible	≤ 600
Semi-rígido	600-710
Rígido	>710

Tabla 26. Ejemplo de Conclusiones del estado de pavimento usando valores de Área y D_0 .

Caso	D_0	Área	Conclusión
1	255	591	Baja/Alta
2	727	704	Alta/Muy Alta
3	452	650	Alta/Alta
4	277	590	Baja/Alta
5	388	525	Media/Media
6	308	581	Media/Alta
7	257	617	Baja/Alta

2. **BCI, BDI y SCI.** Trabajar con el cuenco de deflexiones es una gran ventaja, ya que a parte de la estimación del área y del módulo de la sub-rasante. Varios estudios han desarrollado nuevos indicadores y parámetros calculados a partir de las deflexiones. La Universidad de Carolina del Norte (Assesing Pavement Layer Condition Using Deflection Data (Y.R. King et) ha desarrollado índices que nos definen la condición de nuestra estructura y sub-rasante. Entre estos están el índice de Curvatura (BCI), índice Base de Daño (BDI) e índice de Curvatura Superficial (SCI). (Ecuaciones 25,26 y 27).

Ecuación 25. Valor de BCI: $BCI = D_{60}-D_{90}$

Ecuación 26. Valor de BDI: $BDI = D_{30}-D_{60}$

Ecuación 27. Valor de SCI: $SCI = D_0-D_{30}$

Tabla 27. Ejemplo de BCI, BDI y SCI

Caso	BCI	BDI	SCI
1	34	44	72
2	105	119	97
3	69	89	84
4	41	61	70
5	59	107	119
6	49	73	78
7	39	52	58
8	31	38	48
9	140	285	542
10	67	135	289
11	32	85	210

Valores elevados de BDI o BCI indican pobres resistencias de la sub-rasante. En el caso de arriba se observa que en los casos 2 y 9 definidos los dos con un CBR de 5 (sub-rasante mala) son los que presentan valores más elevados de BDI aunque mucho mas el caso 9 que en el dos, lo mismo sucede en el BCI pero con una menor diferencia. Se considera que en el caso 2 se colocó 20 cm de mezcla bituminosa y en el caso 9 sólo 5cm.

El SCI es mucho más sensible a las variaciones de espesor de mezcla bituminosa, los casos 9,10 y 11 (todos con 5cm de mezcla bituminosa) son los que presentan mayores valores de SCI. (Crespo y Ruiz, 2001)

3. Cálculo tensional directo. Para contribuir al análisis y al conocimiento de los valores típicos de secciones de un pavimento se ha elaborado la siguiente tabla que contiene para cada una de las secciones el valor máximo de la deformación horizontal en la fibra inferior del pavimento expresado en micro-deformaciones (micras por metro $\mu\text{m}/\text{m}$) y el valor máximo de la deformación vertical en la fibra superior de la sub-rasante expresado en micro-deformaciones (micras por metro $\mu\text{m}/\text{m}$).

Tabla 28. Ejemplo de Cálculo Tensional Directo.

Caso	D0	ϵ_{pav}	ϵ_{sg}
1	225	82	199
2	727	196	550
3	452	164	397
4	277	128	276
5	388	221	671
6	308	153	445
7	257	111	314
8	222	83	232
9	1356	477	951
10	685	241	481
11	426	163	281

Los valores anteriores son algo diferentes de los que un cálculo directo típico produciría ya que ese supuesto se suele modelar la carga por un semi-eje de 6.5 ton dotado de ruedas gemelas de 3.25 Ton cada una, en este caso se ha modelado como carga de una placa de 30cm. de diámetro y 65kN de peso, y 920kPa resultante. (Crespo y Ruiz, 2001)

XIV. CONCLUSIONES

- Los modelos matemáticos modernos procesan y analizan gran cantidad de datos de comportamiento de pavimentos para el control de calidad durante el proceso constructivo y desarrollan soluciones de reforzamiento estructural en forma simple, rápida y económica.
- Las metodologías de diseño de refuerzo estructural de: Instituto de Asfalto (USA) basado en las deflexiones centrales máximas admisibles, AASHTO basado en el número estructural SN, CBR extendido basado en la distribución de las capas y el criterio de fatiga basado en la tracción máxima admisible en la cara inferior del concreto asfáltico, son metodologías confiables a utilizar con los resultados obtenidos por métodos no destructivos.
- El método no destructivo FWD ofrece la ventaja de evaluar entre 240 y 300 puntos diarios registrando datos a cada 50 metros, lo cual representa una longitud de 30 kilómetros de estudio diario (carril-kilómetro) por lo tanto es eficiente cuando se tiene que determinar el espesor de reforzamiento estructural en tramos mayores a 100 km.
- Al estimar la capacidad estructural con base en mediciones de deflexión con el FWD, se está evaluando la respuesta estructural del pavimento directamente en campo ante las cargas reales de tránsito y las condiciones adversas del medio ambiente, por lo tanto este método es más realista que los resultados obtenidos por métodos destructivos.
- El método de FWD complementado con cualquiera de los métodos destructivos convencionales es una herramienta valiosa en la Ingeniería de diseño de pavimentos.
- Una buena interpretación es aquella que toma como referencia la gráfica de la deflexión central Df_0 correlacionandola con las gráficas de Módulo de Resiliencia de sub-rasante **Mr**, Módulo Efectivo de Pavimento **Ep** y Número estructural efectivo **SN_{eff}**, con sus respectivas líneas de parámetros estadísticos, promedios y desviaciones estandar.

- En las gráficas de Df_0 , Mr , Ep , y SN_{eff} los tramos que presentan los mismos valores de desviación estandar para cada tramo homogéneo, son los valores a utilizar en el diseño del pavimento.
- Como se puede observar en el ejemplo analizado el colocar un sólo diseño a lo largo de un proyecto, dada las características de sub-rasante y métodos de construcción da como resultado sectores con valores de número estructural SN mayores a los requeridos (sobre-diseño estructural innecesario) o menores valores de SN (sub-diseño estructural); la utilización de los resultados en una forma adecuada permite realizar diseños en sectores homogéneos cubriendo las necesidades de cada uno de ellos y a un costo adecuado asegurando así que la vida útil del proyecto se mantenga a lo largo de la longitud de su tramo.

XV. RECOMENDACIONES

- La confiabilidad de los resultados en los estudios deflectométricos radica básicamente en que los equipos a utilizar estén perfectamente calibrados y se siga el procedimiento de normas indicado en este trabajo las que nos permiten realizar los chequeos pertinentes.
- Por su rapidez, simpleza y economía se recomienda utilizar el FWD para control de calidad en las diferentes capas de la construcción (sub-base, base y carpetas), especialmente a nivel de base ya que en caso de un faltante estructural a ese nivel es más económico incrementar el espesor de la base que colocar posteriormente carpetas asfálticas adicionales para cumplir con el número estructural requerido.
- El diseño de reforzamiento estructural de pavimentos utilizando métodos no destructivos es más eficiente ya que se utilizan modelos matemáticos modernos que procesan y analizan en forma confiable gran cantidad de datos de comportamiento de pavimentos.
- Con el fin de obtener una solución óptima se recomienda chequear el diseño de refuerzo estructural con las siguientes metodologías: el Instituto de Asfalto (USA) basado en las deflexiones centrales máximas admisibles, el AASHTO basado en el número estructural SN, el de CBR extendido basado en la distribución de las capas y el criterio de fatiga basado en la tracción máxima admisible en la cara inferior del concreto asfáltico.
- Cuando se tiene que determinar el espesor de reforzamiento estructural es recomendable una auscultación deflectométrica a distancias no mayores de 50 metros en cada carril en forma alterna lo que dará información de la ruta a cada 25 metros.
- Tanto el método del FWD como el método destructivo de diseño de pavimentos AASHTO utilizan para procesar, registrar y analizar los datos de desempeño de una estructura existente y la calidad de los materiales integrantes de dicha estructura respectivamente, metodologías confiables, por lo que se recomienda utilizarlos en la investigación, diseño de reforzamientos estructurales, controles de

- calidad y en forma complementaria para alimentar programas de administración de pavimentos.
- Para realizar una interpretación certera de los datos levantados y registrados en campo por un FWD se recomienda tomar como referencia la gráfica de la deflexión central Df_0 correlacionandola con las gráficas de Módulo de Resiliencia de sub-rasante **Mr**, Módulo Efectivo de Pavimento **Ep** y Número estructural efectivo $SN_{eff.}$, ya que lo anterior permite definir los tramos homogéneos en forma segura en cuanto a espesores. Dado que se tiene valores diferentes para cada carril en el momento del análisis y determinación de valores a utilizar en el diseño se recomienda utilizar los menores valores de cada carril a fin de obtener un adecuado refuerzo especialmente en carreteras de dos carriles.

XVI. BIBLIOGRAFÍA

- AEPO, 2001, *Evaluación Estructural de Firmes de Carreteras, El Área del Cuenco de Deflexiones El Módulo de la Explanada*, Ramón Crespo del Río, J. Fernando Ruiz Romero.<http://www.camineros.com/docs/cam010.pdf>
- ALVA HURTADO, JORGE. Dr. Ing. XI CONGRESO IBERO-LATINOAMERICANO DEL ASFALTO, 2001, *Evaluación de la capacidad soporte del terreno por medio de un equipo de penetración dinámica*.
- ASOCIACIÓN MEXICANA de INGENIERÍA de VÍAS TERRESTRES, 2005, A.C. *Sistema de Administración de Pavimentos*. México.
- BROWN, S.F, TAM, W.S., and BRUNTON, J.M., 1987, *Structural evaluation and overlay design: Analysis and implementation*. Proceedings 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Vol 1. University of Michigan. Pp. 1.013-1.028. Ann Arbor, MI,.
- CLAESSEN, A. I. M., EDWARDS, J.M., SOMMER, P., and UGE, P., MI 1977, *Asphalt pavement design – the Shell method*. Proceedings 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol. 1. University of Michigan. Ann Arbor.
- CHANG CHANG, ING. LUIS, 2001, Laboratorio Geotécnico Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).
- COHEN, EHUD, ING. *TNM LIMITADA métodos de diseño Guatemala 1998*.
- DEFLECTION BOWL, 1995. *No pitfall any more* (Deflectier profielgeen val kuilmeer, en Holandes), Publicación 92, Centre for Research and Contract Standarization in Civil and Traffic Engineering (CROW. Ede, The Netherlands).
- DEPARTMENT OF TRANSPORT, 1993, *Design Manual for Roads and Bridges. Volume 7 Pavement design and Maintenance. Section 2 Pavement Maintenance*

- Assessment. Part 3 HA 53/93 *Use of the Falling Weight Deflectometer on Trunk Roads*. London: HMSO.
- GARNICA ANGUAS, Paul y CORREA, Ángel. 2004 *Conceptos mecanicistas en Pavimentos*. Secretaría de comunicaciones y transportes – Instituto Mexicano del Transporte. Publicación técnica No. 258. Sandfandila 270 págs.
- GEOCISA, S.A. *Auscultación y Gestión de Infraestructuras*, Servicio dependiente de la Dirección de Producción de Geotecnia y Cimientos.
- GUZMÁN SUAREZ, Edwin Antonio. 2007, *Carreteras destapadas: Nociones de diseño, construcción y mantenimiento – estructuras de pavimento*. Tesis de grado. Escuela de Transporte y Vías, facultad de ingeniería, Universidad Pedagógica y Tecnología de Colombia. Tunja,.
- HIGUERA SANDOVAL, 2006, Carlos Hernando. *Nociones sobre evaluación y rehabilitación de estructuras de pavimento*. Guías de clase. Escuela de Transporte y Vías, Facultad de Ingeniería. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Tunja.
- HIGUERA SANDOVAL, 2011, Carlos Hernando. *Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos para carretera, Volumen I (Principios fundamentales de tránsito, factores climáticos y geotécnia Vial) y Volumen II (Teoría, métodos de diseño y ejemplos de aplicación)*.
- HOFFMAN, M. S., 1977, “*Application of Elasticity Models for Evaluation of Flexible Pavements*”, Thesis submitted in partial fulfillment for the M. Sc. Degree, Technion, Israel Institute of Technology, (In Hebrew).
- HUANG, Yang H. 2004, *Pavement analysis and design*. University of Kentucky. Segunda Edición. University of Kentucky Prentice Hall. New Jersey.
- HIGUERA SANDOVAL, 2006, Carlos Hernando. *Nociones sobre evaluación y rehabilitación de estructuras de pavimento*. Guías de clase. Escuela de Transporte y Vías, Facultad de Ingeniería. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Tunja.

- INSTITUTO BOLIVIANO DEL CEMENTO Y EL HORMIGÓN, LA PAZ - BOLIVIA TRADUCCIÓN Y ADAPTACIÓN, 2007, Curso del Instituto Nacional de Carreteras (NHI–National Highway *Diseño de Sobrecarpetas en Pavimentos (AASHTO-93) Y SOFTWARE DIPAV 2.0.*
- HERNANDO CARLOS, ING. 2011,. *Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos para carretera, Volumen I (Principios fundamentales de tránsito, factores climáticos y geotécnia Vial) y Volumen II (Teoría, métodos de diseño y ejemplos de aplicación).*
- *PRELIMINARY GUIDELINES for CALIBRATION of FALLING WEIGHT DEFLECTOMETERS*, 1995, Centre for Research and Contract Standardization in Civil and Traffic Engineering (CROW). Ede, The Neatherlands.
- VAN GURP, C.A. P. M., and DORSMAN, J, March 1994, *Comparative study and field calibration of falling weight deflectometers*, Report 7-94-401-14. Road and Railroad Research Laboratory, Delft University of Technology. Delft.
- VAN GURP, C.A.P.M., June 1995, *Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of falling weight deflectometers.* Ph. D. Thesis. Delft University of Technology. Delft.

XVII. ANEXOS

METODOLOGÍA YONAPAVE

Es un método no destructivo, básicamente consiste en la forma de interpretar y analizar la información levantada y registrada por un equipo FWD. La metodología fue creada por Mario S. Hooffman su principal característica es que nos permite calcular el Número estructural efectivo (SN_{eff}) cuando se desconocen los espesores de capa de los pavimentos de los tramos en los proyectos. (Hoffman, 1977)

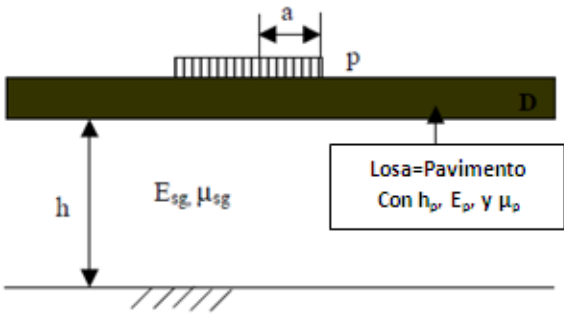
Este método es directo, simple y es conocido como YONAPAVE evalúa las necesidades estructurales de pavimentos flexibles. YONAPAVE estima el número estructural efectivo S_{Neff} y el módulo de sub-rasante equivalente independientemente a cuales sean los espesores del pavimento. El conocimiento del S_{Neff} , Módulo de sub-rasante y el ESAL o W18 en el período de diseño, permite la determinación del refuerzo estructural requerido. Las ecuaciones simples de YONAPAVE pueden resolverse usando una calculadora sencilla, haciéndolo un método sencillo para realizar cálculos en campo. La simplicidad del método y su independencia hacia los programas computacionales, hacen que YONAPAVE sea beneficioso para estimar las necesidades estructurales de la red vial usando los datos del FWD recolectados. (Hoffman, 1977).

El método recae en el modelo de Hogg, plataforma infinita sobre una sub-rasante elástica de espesores finitos o infinitos. Los valores de sub-rasante obtenidos con el método propuesto se correlacionan con los valores determinados usando el programa MODULUS (Software de Retro-cálculo).

A. DERIVACIÓN DEL MÉTODO YONAPAVE

Hogg reportó en el análisis de una losa de espesor delgado sobre una cimentación elástica de profundidad finita o infinita en 1938 y 1944. Wiseman *et. al* describió la aplicación del modelo para la evaluación del pavimento. Hoffman desarrollo una solución para calcular los cuencos de deflexiones en el modelo de Hogg bajo cargas de cualquier forma en cualquier distancia desde la carga central. La tabla de abajo nos muestra las definiciones y parámetros del modelo. (Ilustración 41), (Hoffman, 1977).

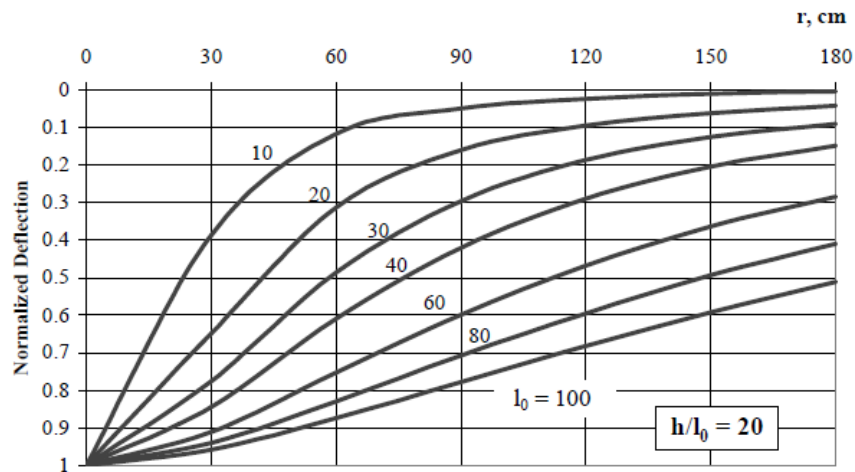
Ilustración 42. Definiciones y parámetros del modelo de Hogg.

Modelo Geométrico	
Parámetros del Modelo básico	<p>Rigidez de pavimento $D = \frac{E_p h_p^3}{12(1 - \mu_p^2)} \dots [2]$</p> <p>Longitud Característica $l_0 = \sqrt[3]{\frac{D}{E_{sg}} * \frac{(1 + \mu_{sg})(3 - 4\mu_{sg})}{2(1 - \mu_{sg})}} \dots [3]$</p> <p>Relación de Modulo subrasante y coeficiente de Poisson, E_{sg}, μ_{sg}</p>

Se puede ver en la ecuación anterior que reemplazando el sistema de pavimento-subrasante real con la simplificación del Hogg permite la evaluación del SN efectivo, como fue propuesto por AASHTO, de las características de longitud y módulo de elasticidad de la sub-rasante. El SN efectivo ya no es una función directa de h_p , el problema se reduce a determinar l_0 y E_{sg} de la interpretación del cuenco de deflexiones del FWD. (Hoffman, 1977).

1. **Cuenco de deflexiones de Hogg.** La figura de abajo nos muestra cuencos de deflexiones cargadas en el modelo de Hogg con un plato circular con radio de 6 pulgadas representando la geometría del FWD. La figura ilustra la variación de las relaciones de deflexión D_r/D_0 para deflexiones a cualquier distancia del centro relacionado a la deflexión central para diferentes valores de l_0 . Y para un fondo rugoso localizado a una profundidad de 20 veces l_0 ($h/l_0=20$). (Ilustración 42)

Ilustración 43. Deflexión normalizada para el YONAPAVE.



La figura de abajo muestra la variación del área de cuenco de deflexiones como una función de la longitud característica para el modelo de Hogg con manto rocoso localizado a una profundidad de 10 veces l_0 ($h/l_0=10$). El área de cuenco de deflexiones es calculada por la siguiente expresión:(Ecuación 28), (Hoffman, 1977).

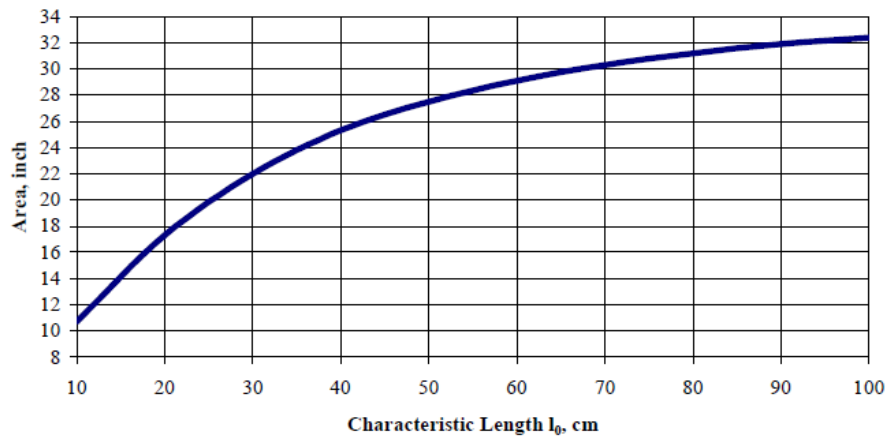
Ecuación 28. Área = $6(1+2(D_{30}/D_0)+2(D_{60}/D_0)+(D_{90}/D_0))....$

En donde:

Área = área de cuenco de deflexiones, en pulgadas.

$D_0, D_{30}, D_{60}, D_{90}$ = deflexiones del FWD a $r = 0, 30, 60$ y 90 cm respectivamente. (Ilustración 43), (Hoffman, 1977).

Ilustración 44. Área de un cuenco de deflexiones para un valor elegido de h/l0. (Hoffman, 1977)



Se puede ver que la longitud característica es determinada directamente del área de cuenco de deflexión para un valor elegido de h/l_0 . Área Similar vs. Curvas de l_0 pueden desarrollarse para diferentes valores de h/l_0 . La longitud característica es determinada independientemente del espesor de pavimento. (Hoffman, 1977)

La variación del factor de deflexión máximo del FWD en el modelo de Hogg como una función de la longitud característica para diferentes valores de h/l_0 . El factor máximo de deflexión es definido como: (Ecuación 29) (Hoffman, 1977)

Ecuación 29.

$$\text{Factor máximo de deflexión} = D_0 E_{sg} / pa$$

Siendo:

D_0 = deflexión máxima bajo la presión de un plato de carga de 12 pulgadas de diámetro

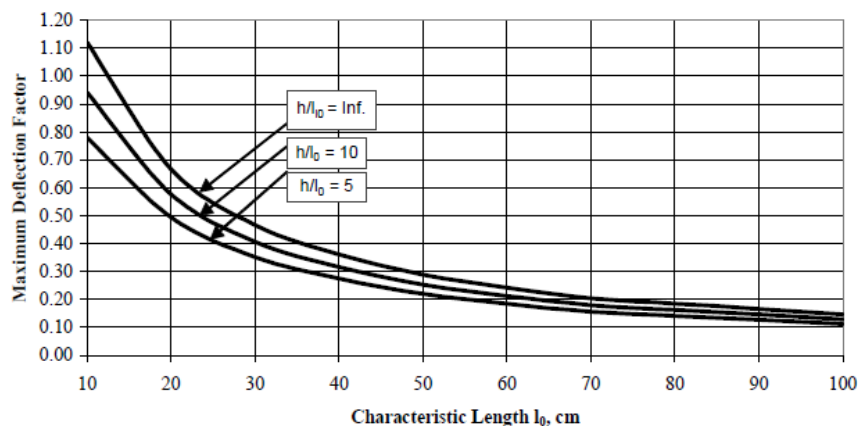
E_{sg} = Módulo de elasticidad de la sub-rasante, en unidades de cara/área.

P = presión sobre el FWD plato de carga, en las mismas unidades que el E_{sg}

A = radio del FWD plato de carga, mismas unidades que D_0

Una vez h/l_0 fue escogido, y l_0 fue determinado de una relación similar a la gráfica anterior, el factor de deflexión máxima puede ser determinado de la figura siguiente, el módulo de elasticidad de la sub-rasante es calculado del factor de la deflexión máxima multiplicándolo por la presión y radio actual del plato del FWD, y dividiéndolo por la deflexión máxima medida por el FWD. Habiendo determinado l_0 y E_{sg} , el número estructural efectivo del pavimento puede ser determinado por la ecuación: **$S_{Neff} = 0.0182l_0^3 \sqrt{E_{sg}}$** , (Ilustración 43), (Hoffman, 1977).

Ilustración 45. Factor de deflexión máximo.



B. LOS ALGORITMOS DEL YONAPAVE.

Basado en numerosas comparaciones entre el módulo de sub-rasante determinado usando YONAPAVE y las calculadas por MODULUS, se encontró que se obtiene una mejor concordancia cuando la profundidad del manto rocoso en el modelo de Hogg, h/l_0 , es determinado como una función del área de cuenco de deflexiones. Utilizando técnicas simples de curva que encajan es posible expresar la relación entre la longitud característica y el área del cuenco de deflexiones a través de la siguiente expresión:(Ecuación 30)(Hoffman, 1977).

Ecuación 30.

$$l_0 = A x e^{B \times \text{Area}}$$

Donde:

l_0 = longitud característica en cm.

Área = Área de Cuenco de deflexiones, en pulgadas

A, B = Coeficientes de curva que encajan

Coeficientes de curva:

Tabla 29. Coeficientes de curva YONAPAVE.

Range of Area Values, inch	h/l_0	A	B
Area \geq 23.0	5	3.275	0.1039
21.0 \leq Area $<$ 23.0	10	3.691	0.0948
19.0 \leq Area $<$ 21.0	20	2.800	0.1044
Area $<$ 19.0	40	2.371	0.1096

En una forma similar es posible encajar curvas exponenciales para la determinación de E_{sg} usando Una expresión de esta forma:(Hoffman, 1977).

Ecuación 31.

$$E_{sg} = m \times (p/D_0) \times l_0^n \dots$$

Siendo:

E_{sg} = El módulo de elasticidad de la subrasante en Mpa

P = Presión sobre el plato de prueba en el FWD

D_0 = Deflexión del FWD bajo el plato de carga, en μm .

M, n = coeficientes de curva de ajuste

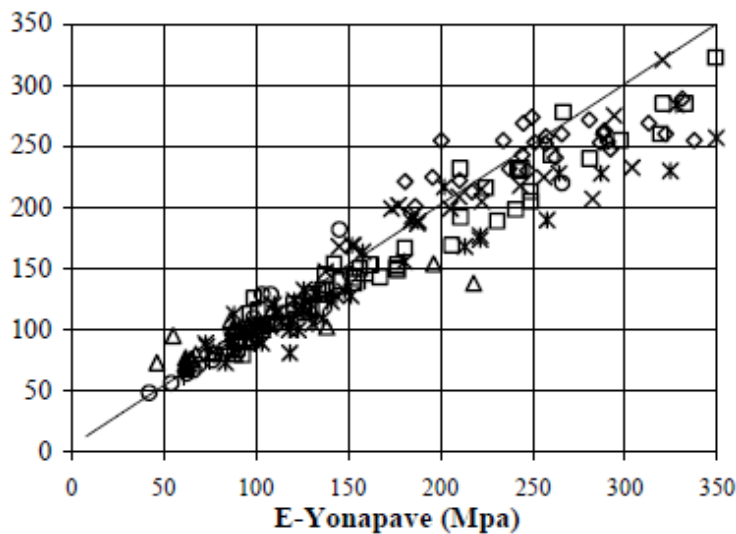
Tabla 30. Coeficientes de curva de ajuste.

h/l_0	m	n
5	926.9	-0.8595
10	1,152.1	-0.8782
20	1,277.6	-0.8867
40	1,344.2	-0.8945

En la figura de abajo se ve la relación entre valores de Módulo de Sub-rasante Esg determinados con el MODULUS y con el YONAPAVE en secciones de pavimentos en servicio de Israel. La figura muestra que los valores de E determinados para ambos métodos están en general en concordancia y siguen razonablemente la línea de equidad; La mayor concordancia se da para valores de Esg debajo de 200MPa. (Ilustración 46), (Hoffman, 1977).

Ilustración 46. Línea de equidad para ambos módulos (E-Yonapave, E-Modulus).

E-Modulus (Mpa)



◇ 4 □ 90 △ 60 × 2 ✖ 73 ○ 767 + MB

C. DETERMINACIÓN DEL SNEFF

Una vez los valores de I_0 y E_{sg} son determinados es posible calcular SNeff usando la ecuación $SNeff = 0.0182I_0^3\sqrt{E_{sg}}$... Por la relación de las características del modelo de Hogg, donde la estructura de pavimento es modelada como una losa delgada, y ninguna deflexión toma lugar entre la estructura de pavimento, la ecuación mencionada sub-estima el SN. Entonces la siguiente corrección es propuesta, (Hoffman, 1977):

$$SNeff \text{ corregido} = 2(SNeff) - 0.5.$$

La ecuación de arriba tiene un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.84$. Por eso los valores de SN obtenidos usando la ecuación $SNeff = 0.0182I_0^3\sqrt{E_{sg}}$... deben de ser corregidos utilizando la otra ecuación para poder utilizar el modelo de Hogg de la losa delgada relacionada bajo predicciones. (Hoffman, 1977).

Corrección por temperatura del SNeff.

La temperatura tiene un efecto directo en el módulo de elasticidad de la capa de asfalto. Este efecto se refleja en los parámetros el cuenco de deflexiones del FWD medidos a diferentes temperaturas de concreto asfáltico, también depende de la composición, edad, y grado de deterioro. El efecto de temperatura en las deflexiones del FWD es muy influenciado por el espesor de capa.

Basado en unas mediciones del cuenco de deflexiones del FWD realizadas en diferentes pavimentos flexibles y pavimentos de aeropuertos en Israel en el mismo día de verano a diferentes temperaturas de concreto asfáltico, fue posible establecer rangos típicos de efectos relacionados con la temperatura (para capas de AC de 10cm o más), como se indica abajo:(Hoffman, 1977)

- Variación típica de temperatura a 5cm de profundidad: +60% (entre la mañana y el medio día)
- Variación típica en la máxima deflexión del FWD bajo una plato de carga para ese rango de temperatura: +20%
- Variación típica de área de cuenco de deflexiones para ese rango de temperatura.

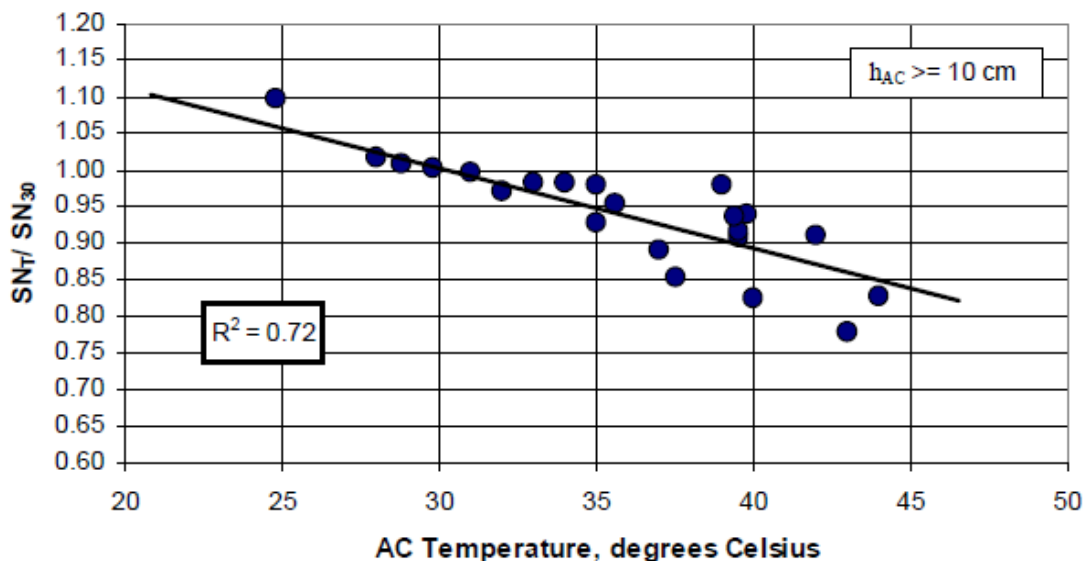
En el rango de temperaturas de concreto asfáltico el retro-análisis del MODULUS para una característica para tri-capa de esos pavimentos tienen las siguientes variaciones típicas:

- Variación típica de E_{AC} : -50%
- Variación típica de E_{GR} : +10%
- Variación típica de E_{SG} : -10%

Dónde: E_{AC} , E_{GR} , y E_{SG} son los módulos de elasticidad de la capa del concreto asfáltico, la capa granular y la sub-rasante, respectivamente. La figura de abajo muestra la variación del número estructural efectivo a cualquier temperatura relacionada a una temperatura base de 30 grados centígrados versus la temperatura de la capa AC medida a una profundidad de 5cm. Los valores de temperatura de SN fueron computados usando el método YONAPAVE en diferentes carreteras y pavimentos de aeropuertos en Israel donde las deflexiones del FWD fueron hechas el mismo día de la mañana hasta la tarde.

Una temperatura base de 30 grados centígrados fue escogida para reflejar las condiciones climáticas de Israel. (Ilustración 47)(Hoffman, 1977).

Ilustración 47. SN_T/SN_{30} vs. Temperatura AC.



Esta relación se puede expresar con la siguiente fórmula:

$$SN_T / SN_{30c} = 1.33 - 0.011T \dots$$

Donde:

SNT = SN efectivo a cualquier temperatura de concreto asfáltico.

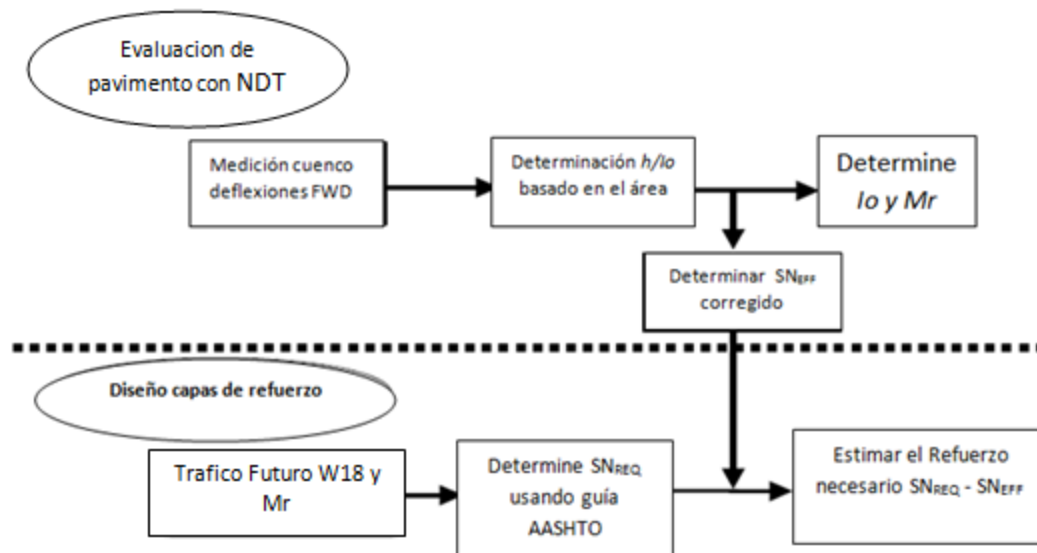
SN_{30C} = SN efectivo a una temperatura base de 30 grados centígrados

T = temperatura del concreto asfáltico en grados centígrados a una profundidad de 5cm.

Determinar los valores de “diseño”. Usar un 30 percentil para Esg, y de 10 a 30 percentil para el S_Neff corregido. Los percentiles recomendados para S_Neff dependen de la importancia de la carretera analizada. Usar los percentiles más bajos para las carreteras y calles principales y más importantes. (Hoffman, 1977)

Implementación del YONAPAVE para evaluación estructural y diseño de sobre-capas. (Ilustración 48),(Hoffman, 1977).

Ilustración 48. Algoritmo para la metodología YONAPAVE.



La estructura adecuada o las necesidades que exigen las sobre-capas pueden determinarse con el siguiente esquema: (Hoffman, 1977)

1. Estimar W18 a futuro en términos de 18,000 lb (8.2 toneladas).
2. Usando el Esg evaluado con YONAPAVE y la demanda futura del tráfico, determinar el SN requerido basado en la guía de AASHTO 1993.

3. Comparar el SN requerido con el S_{Neff} corregido evaluado para establecer una estructura adecuada y cumplir con las necesidades de cargas. Si el S_{Neff} corregido es más alto que el SN requerido, no hay un déficit estructural en el pavimento. Si el S_{Neff} corregido es menor al SN requerido, es posible expresar el esfuerzo faltante en términos de espesores sobre-capas de concreto asfáltico usando la siguiente expresión:(Ecuación 32).

Ecuación 32.

$$h_{AC} = (SN_{req} - S_{Neff}) / \alpha \dots$$

Donde:

h_{AC} = espesor de la capa de concreto asfáltico, pulgadas

α = coeficiente estructural de capa de concreto asfáltico

XVIII. GLOSARIO

AASHO ROAD TEST: experimento realizado por la AASHTO para determinar como el tráfico contribuye al deterioro del pavimento de las carreteras.

Base y Sub-base: las bases y sub-bases son capas de material pétreo adecuadamente seleccionadas para traspasar las cargas de la carpeta de rodadura a la sub-rasante. Puesto que los esfuerzos en un pavimento decrecen con la profundidad, la ubicación de estos materiales dentro de la estructura de un pavimento. (UCV,2008).

Betún: es un hidrocarburo soluble en bisulfuro de carbono (CS₂).

Bitumen: mezcla de líquidos orgánicos altamente viscosos, negros, pegajosos, completamente solubles en disulfuro de carbono y compuestos principalmente por hidrocarburos aromáticos poli-cíclicos. Fracción residual resultante de la destilación fraccionada del petróleo. (IDIEM 1999).

Calicatas o Apiques: excavación superficial que se realiza en un terreno, con la finalidad de permitir la observación de los estratos del suelo a diferentes profundidades y eventualmente obtener muestras generalmente disturbadas. (Repsol, 2009)

CBR: el CBR de un suelo es la carga unitaria correspondiente a 0.1" ó 0.2" de penetración, expresada en por ciento en su respectivo valor estándar. También se dice que mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controlada. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, que no es constante para un suelo dado sino que se aplica sólo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo. (Chang, 2001).

Celda de Carga: es un transductor que es utilizado para convertir una fuerza en una señal eléctrica. Esta conversión es indirecta y se realiza en dos etapas. Mediante un dispositivo mecánico, la fuerza que se desea medir deforma una galga extensiométrica.

Coefficiente Estructural de Capa: coeficientes que están relacionados con parámetros resistentes de bases granulares, sub-bases granulares, bases tratadas con asfalto y bases tratadas con cemento.

Confiability: es la probabilidad que una sección de pavimento diseñada usando el proceso de diseño/rendimiento va a rendir satisfactoriamente sobre el tráfico y condiciones de entorno para el período de diseño.

Cuenco de Deflexiones: es el gráfico resultante de la representación sobre el eje de abscisas de las distancias de los sensores al centro de la placa de carga y en ordenadas las deflexiones obtenidas en cada uno de los sensores.

Deflexión Central: deflexión que se produce en el punto de carga del FWD, siendo la máxima observada en el cuenco.

Desviación Estándar: es una medida de centralización o dispersión para variables de razón (ratio o cociente) y de intervalo, de gran utilidad en la estadística descriptiva.

Ensayos Destructivos: son ensayos que requieren romper el pavimento para obtener muestras y así analizar sus características en un laboratorio.

Ensayos No Destructivos: son ensayos que no hacen ningún daño a la carretera y a través de deflexiones se puede obtener información confiable de las características de un pavimento/sub-rasante.

Fatiga: la fatiga puede definirse como el fenómeno por el cual el material falla por la repetición de cargas que no son lo suficientemente grandes para causar la falla en una sola aplicación. De este modo, por encima de un cierto esfuerzo se presenta un daño estructural que después de un número de repeticiones de carga inducirá la falla en el material. (Hugo M., 2012).

Filler: deberá estar constituido por polvo mineral fino o cemento hidráulico, cal u otro material inerte de origen calizo, libre de materia orgánica y partículas de arcilla. Se debe utilizar siempre en mezclas densas y finas y, ocasionalmente en mezclas gruesas. (IDIEM 1999).

Geófonos: sensores del FWD que registran las deflexiones.

Hac: espesor de refuerzo.

Hacmin: espesor de refuerzo mínimo para el recapeo.

hb: espesor de las capa de base.

hsb: espesor de capa de sub-base.

Interface: en este trabajo se define como puntos donde se produce un cambio de pavimento (estructura) a sub-rasante,

Interfaz: es la conexión entre dos ordenadores o máquinas de cualquier tipo dando una comunicación entre distintos niveles.

Índice de Rugosidad: describe las vibraciones del vehículo causadas por la irregularidad del perfil y es linealmente proporcional a la rugosidad de la vía.

Material Grueso: deberá estar constituida por partículas trituradas, limpias y tenaces que se ajusten a los requisitos de las especificaciones como abrasión, desintegración en sulfato de sodio, %partículas planas y alargadas, caras fracturadas etc. (IDIEM 1999).

Material Fino: pasa por tamiz No 4 (5mm) deberá estar constituida por arenas naturales o provenientes de la trituración de rocas o gravas. Sus partículas deben ser duras, tenaces y libres de arcilla o sustancias perjudiciales. Se emplearán en la preparación de mezclas densas, gruesas y finas deben cumplir con los requisitos de las especificaciones como índice de plasticidad, desintegración al sulfato de sodio, etc. (IDIEM 1999).

Micrón: el micrómetro o micrón es la unidad de longitud equivalente a una millonésima parte de un metro. Su símbolo científico es μm .

Módulo de Pavimento: representa en kg/cm^2 la calidad de un pavimento en conjunto, de este factor depende el número estructural.

Módulo de Resiliencia: está definido como la relación existente entre el esfuerzo desviador aplicado y la deformación axial recuperable después de haber realizado una prueba de carga repetida en una cámara triaxial dinámica. En ingeniería, se llama resiliencia de un material a la energía de deformación (por unidad de volumen) que puede ser recuperada de un cuerpo deformado cuando cesa el esfuerzo que causa la deformación. La resiliencia es igual al trabajo externo realizado para deformar un material hasta su límite elástico.

Mod 1: programa de computación que utiliza el retro-cálculo (base de datos de cuencos teóricos) para obtener las deflexiones.

Número Estructural: representa la capacidad de un pavimento para soportar las sollicitaciones del tráfico. (AEPO, 1998).

Número Estructural Efectivo: representa la capacidad existente de un pavimento. (AEPO, 1998).

Número Estructural Requerido: representa la capacidad que debe tener un pavimento para alcanzar las nuevas solicitudes de tránsito o de prolongación (años). (AEPO, 1998).

Número Estructural de Refuerzo: es el número estructural faltante para alcanzar el requerido teniendo ya el aporte del número estructural efectivo. (AEPO, 1998).

Rozamiento interno de partículas: fricción entre los elementos de la mezcla o de la capa granular.

Sub-rasante: superficie terminada de la carretera a nivel de movimiento de tierras (corte o relleno), sobre la cual se coloca la estructura del pavimento. (Repsol, 2007)

TPDA: tránsito promedio diario anual.

Vástago: barra o varilla metálica que sirve para unir o sostener otras piezas o transmitir un movimiento a un mecanismo.

YULEA1: Programa de computadora que se basa en la ecuación de fatiga.