

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Durante muchos años el diseño de pavimentos fue realizado mediante metodologías empíricas dentro las cuales ha sobresalido la impulsada por la AASHTO, Dicha guía fue basada en la pista experimental desarrollada a finales de los años 50 en el condado de Ottawa, Illinois, y que generó el desarrollo de varias metodologías de diseño que fueron sucediendo cada cierto tiempo, hasta decantar en la guía AAHSTO 93.

Posteriormente mediante el proyecto NCHRP 1-37^a (Witzack et al, 2002), dirigido por el Dr. Matt Witzack, se empezó el desarrollo de una guía de diseño de pavimentos empírico-mecánica (MEPDG por sus siglas en inglés), que estuviera basada en las propiedades mecánicas de las estructuras, en las propiedades de los materiales componentes, una correcta modelación del clima y finalmente, ecuaciones de transferencia calibradas que convirtieran las respuestas del pavimentos esfuerzos, deformaciones y deflexiones, en deterioros típicos, tales como agrietamiento por fatiga, deformación permanente, agrietamiento por baja temperatura, e incluso correlaciones para determinar el incremento temporal del Índice de Regularidad Internacional (IRI) o los baches. De esta manera, luego de monitorear muchas secciones de pavimento por los Estados Unidos y Canadá, considerando como base en un algoritmo de principios mecánicos, el año 2008 se terminó de gestar un software que es bastante versátil, tanto para el diseño de pavimentos rígidos como flexibles.

Una vez que la guía MEPDG salió para su uso generalizado, muchísimos diseñadores latinoamericanos buscaron el uso del software para diseño, pero se toparon con una primera dificultad: Un alto costo aún en versiones académicas, y además, los investigadores más rigurosos, encontraron una serie de inconvenientes para su aplicación debido a las diferencias en clima, propiedades de materiales y factores de calibración para las condiciones locales, de esta manera en particular el desafío que presenta la implementación del método AASTHO 2008 requiere de un esfuerzo serio de todos los

grupos técnicos de los países para generar las bases de datos modelos de calibración , trafico ,clima acordes a cada región.

Con tal fin este trabajo presenta un análisis sobre la aplicabilidad del método en nuestro medio, se realizará una tediosa investigación sobre el conocimiento que se tiene hasta la actualidad en las diferentes instituciones competentes en el área de vías, posteriormente se realizara un análisis de parámetros y datos que se deben tomar en cuenta para la aplicación del método sacando recomendaciones ventajas y desventajas que presenta el método al ser aplicado en nuestro medio. Se entregará en lo posible soluciones a los inconvenientes que se encuentre durante el proceso de investigación, soluciones tales como la busca de alternativas para diseñar de mejor manera un pavimento en nuestro medio, de tal manera que podamos tener un diseño apropiado con el software correcto y los datos acordes a nuestro medio.

Se realizará un análisis de dos diseños existentes en nuestro medio, estos tramos de vía a evaluar serán sometido a un estudio de su comportamiento en su vida útil de diseño, verificando sus fallas y el IRI mediante la metodología AASHTO 2008, de este estudio se sacará conclusiones sobre el diseño del pavimento.

1.2. Justificación

El diseño de pavimentos en Bolivia se basa generalmente en el método AASHTO 93 cuyas ecuaciones fueron desarrolladas mediante métodos empíricos a través de pruebas realizadas en Estados Unidos. La Guía (MEPDG), basada en fundamentos mecanicistas-empíricos fue desarrollada por el NCHRP 1-37A de Estados Unidos para reemplazar el enfoque empírico del método AASHTO 93.

El método requiere cuantiosa información de tránsito y clima, el cual se encuentra disponible para Estados Unidos, pero no así para otros países, Es así que resulta indispensable realizar un estudio de los avances en aplicación de la nueva Guía de Diseño mecanicista-empírico AASHTO 2008 (MEPDG) en nuestro medio con el fin de conocer el estado de conocimiento y aplicación del método y así dejar atrás los inconvenientes generados por la utilización de métodos que no tienen en cuenta las múltiples variables de

entrada y que son fundamentales para predecir el comportamiento de todas y cada una de las capas que conforman las estructuras de los pavimentos.

El MEPDG es una nueva forma innovadora y resistente para el diseño de pavimentos y acerca al proyectista más a la realidad en el diseño de un pavimento, puesto que este método asume más variables como por ejemplo el clima, tráfico y características de los materiales.

Las inversiones de capital que significa para cualquier país la rehabilitación y/o reconstrucción de sus estructuras de pavimento obliga a los responsables de administrarlas a estar permanentemente explorando la necesidad de incorporar metodologías cada vez más racionales a la hora de planificar la construcción y conservación de las carreteras para poder hacer uso eficiente de los recursos.

Las metodologías de diseño de pavimentos, a través de una adecuada predicción del comportamiento en servicio de las estructuras, buscan aumentar su vida útil y analizar con un importante grado de confiabilidad múltiples alternativas de diseño técnicamente viables y conseguir una importante reducción de los costos de mantenimiento asociados.

Este estudio tiene el fin de aportar con algo a todos los ingenieros dedicados al diseño de pavimentos y que están involucrados en diversos proyectos de mantenimiento y diseño de carreteras con pavimentos flexibles y rígidos, así como estudiantes e ingenieros interesados en conocer esta área de la ingeniería y a los usuarios permanentes de diferentes redes viales que conforman el país.

1.3. Planteamiento del problema

1.3.1. Situación problemática

La situación actual en avance tecnológico en cuanto a cambios en transporte terrestre con la aparición de nuevos vehículos que requieren cada vez pavimentos más resistentes y eficaces, llevando con ello al diseño de pavimentos más fuertes que implican un costo de construcción.

La práctica actual del análisis y diseño de pavimentos, se ha basado en métodos empíricos, por ejemplo, la determinación del esfuerzo mediante la utilización de una viga

simplemente apoyada y cargada a la mitad de su longitud. El diseño toma en cuenta las propiedades físicas de los materiales (densidad relativa, peso volumétrico suelto del cemento, el valor relativo de soporte CBR, etc.) y algún índice de resistencia, resistencia a la compresión del concreto, módulo de ruptura, módulo de elasticidad, módulo de reacción del suelo, módulo de poisson, etc. El problema del enfoque tradicional así considerado (Empírico-mecanicista), es decir, el método empírico, AASHTO (por aplicación está rigurosamente restringida a las condiciones que se utilizan para su calibración), este, método, siempre estará limitado por los tipos de suelos considerados; es decir, los más comúnmente utilizados para la formación de la base y la subrasante, los métodos de construcción que se realizan mediante la utilización de maquinaria, las configuraciones vehiculares de la época, camiones de 5 ejes, 3 ejes, 2 ejes, etc. Los métodos empíricos-mecanicistas, sus limitaciones, por ejemplo, niveles máximos de tránsito que se pueden manejar con buena confiabilidad, no permiten un grado correcto de exactitud en el desempeño del pavimento a lo largo de su vida útil de 20 a 30 años. Esto significa, que los estados de agrietamiento, deformación permanente, esfuerzos, deflexiones, de los pavimentos rígidos, mantendrán valores deseados no mayores que los aceptados, por ejemplo, los esfuerzos admisibles. Los métodos científicos o mecanicistas consideran un mayor número de variables como tráfico (vehículos pesados), fundación (base, sub-base, subrasante), materiales (como el cemento, arena, aditivos), ambiente (precipitación, temperatura), a los que se expone un pavimento durante el uso.

1.3.2. Problema

¿En Bolivia el AASHTO 2008 MEPDG con una base de datos interna de los Estados Unidos será que se adapta a las condiciones locales como método de diseño de pavimentos?, ¿cuál es el estado de conocimiento en nuestro medio como para implementar el método como una alternativa de diseño de pavimentos.?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Evaluar los avances en la aplicabilidad del método mecánico-empírico AASHTO 2008 para el diseño de pavimentos en nuestro medio, con el propósito de describir avances en el proceso de implementación.

1.4.2. Objetivos específicos

- Analizar los parámetros de diseño de pavimentos flexibles y rígidos que intervienen en el método AASHTO 2008
- Describir el proceso de diseño del MEPDG 2008 programa en pavimentos.
- Determinar las ventajas de uso del método de AASHTO 2008 para el diseño de pavimentos
- Estudiar el estado de conocimiento del método en nuestro medio.
- Realizar una aplicación práctica de diseño en pavimento rígidos y flexible utilizando M-EPDG 2008.

1.5. Hipótesis

Si aplicamos el método AASTHO 2008 en el dimensionamiento de pavimentos entonces lograremos determinar espesores de la estructura más confiables de acuerdo con la nueva metodología de diseño.

1.6. Definición de variables

1.6.1. Variables independientes

Diseño de pavimentos

1.6.2. Variables dependientes

Método AASTHO 2008

1.7. Diseño metodológico

1.7.1. Componentes

En mayor parte de las situaciones no es posible estudiar todos los elementos o sujetos a los cuales se refiere el problema, sino que se trabaja con un grupo de ellos para luego generalizar los resultados a la totalidad, en un proceso que se conoce como inferencia estadística. Para poder hacer esta inferencia es necesario que la cantidad de sujetos y la forma como son seleccionados, sean adecuados.

1.7.1.1. Universo

Para muchos investigadores el término universo y población son sinónimos. En general, el universo es la totalidad de elementos o características que conforman el ámbito de un estudio o investigación.

1.7.1.2. Población

En estadística el concepto de población va más allá de lo que comúnmente se conoce como tal. En términos estadísticos, población es un conjunto finito o infinito de personas, animales o cosas que presentan características comunes, sobre los cuales se quiere efectuar un estudio determinado. En otras palabras, la población se define como la totalidad de los valores posibles (mediciones o conteos) de una característica particular de un grupo especificado de personas, animales o cosas que se desean estudiar en un momento determinado. “Una población es un conjunto de todos los elementos que estamos estudiando, acerca de los cuales intentamos sacar conclusiones”. Levin & Rubin (1996).

1.7.1.3. Muestra

La muestra es un subconjunto cualquiera de la población. Para que la muestra nos sirva para extraer conclusiones sobre la población deber ser representativa, lo que se consigue seleccionando sus elementos al azar, lo que da lugar a una muestra aleatoria. Es una parte o porción extraída de un conjunto a través de métodos que permiten considerarla como representativa del mismo. Entonces, una muestra no es más que una parte de la población que sirve para representarla. La muestra debe obtenerse de la población que se desea estudiar; una muestra debe ser definida sobre la base de la población determinada, y las conclusiones que se obtengan de dicha muestra sólo podrán referirse a la población en referencia.

A fines de este estudio se caracteriza los siguientes componentes:

El universo está dado por los pavimentos en vías terrestres y dentro de este se estudiará los métodos de diseño en los pavimentos rígidos y flexibles, (población), teniendo como principal estudio un método en específico la de la AASTHO 2008 en cuál sería la muestra:

1.7.2. Métodos y técnicas empleadas

Método inductivo

El método inductivo o inductivismo es aquel método científico que obtiene conclusiones generales a partir de premisas particulares. Se trata del método científico más usual, en el que pueden distinguirse cuatro pasos esenciales: la observación de los hechos para su registro; la clasificación y el estudio de estos hechos; la derivación inductiva que parte de los hechos y permite llegar a una generalización y la contrastación.

Esto supone que, tras una primera etapa de observación, análisis y clasificación de los hechos, se logra postular una hipótesis que brinda una solución al problema planteado. Una forma de llevar a cabo el método inductivo es proponer, mediante diversas observaciones de los sucesos u objetos en estado natural, una conclusión que resulte general para todos los eventos de la misma clase.

Método deductivo

El método deductivo es científico, que considera que la conclusión se halla implícita dentro las premisas. Esto quiere decir que las conclusiones son una consecuencia necesaria de las premisas: cuando las premisas resultan verdaderas y el razonamiento deductivo tiene validez, no hay forma de que la conclusión no sea verdadera.

El método deductivo logra inferir algo observado a partir de una ley general. Esto lo diferencia del llamado método inductivo, que se basa en la formulación de leyes partiendo de los hechos que se observan.

La presente investigación parte de ser un estudio de carácter exploratorio, descriptivo y analítico. Este es exploratorio, toda vez que en una primera instancia su objetivo será recabar información; es decir, procuró realizar una exhaustiva revisión de la literatura existente y e indagar en busca de avances efectuados en la implementación del método AASTHO 2008 en nuestro medio, lo que me permitirá dar a conocer las bases para entender mejor los pasos para la implantación del método como herramienta de diseño de pavimento. además de explicar cómo esta ha evolucionado y qué uso se le ha dado para así precisar con mayor propiedad nuestro problema de implementación.

1.7.3. Procedimiento para el análisis y la interpretación de los resultados

Algunas técnicas de análisis de datos son sorprendentemente simples de aprender y usar más allá del hecho que la teoría matemática que las sustentan pueden ser muy complejas.

Todos, incluyendo a los estadísticos tenemos problemas al enfrentarnos con listados de datos.

Existen muchos métodos estadísticos cuyo propósito ayudan a poner de manifiesto las características sobresalientes e interesantes de nuestros datos que pueden ser usados en casi todas las áreas del conocimiento.

Los métodos estadísticos pueden y deberían ser usados en todas las etapas de una investigación, desde el comienzo hasta el final. Existe el convencimiento de que la estadística trata con el análisis de datos (quizás porque esta es la contribución más visible de la estadística), pero este punto de vista excluye aspectos vitales relacionados con el diseño de las investigaciones. Es importante tomar conciencia que la elección del método de análisis para un problema, se basa tanto en el tipo de datos disponibles como en la forma en que fueron recolectados.

Las variables categóricas o cualitativas resultan de registrar la presencia de un atributo.

Las categorías de una variable cualitativa deben ser definidas claramente durante la etapa de diseño de la investigación y deben ser mutuamente excluyentes y exhaustivas. Esto significa que cada unidad de observación debe ser clasificada sin ambigüedad generando una categoría específica y considerar que existe una categoría para clasificar a todo individuo.

En este sentido, es importante contemplar todas las posibilidades cuando se construyen variables categóricas, incluyendo una categoría tal como No sabe / No contesta, o No registrado u Otras, que asegura que todos los individuos observados serán clasificados con el criterio que define la variable.

Tipos de variables.

Para representar adecuadamente poblaciones es necesario reconocer el tipo de variable que se necesita describir. Se puede distinguir dos tipos de variables, las que a su vez se pueden subdividir en otros dos.

Cualitativas => Nominales, Ordinales

Cuantitativas => Discretas, Continuas

En el caso de este estudio contamos con las variables Cualitativas Ordinales:

corresponde a aquella cuyos valores son nombres o códigos, pero con una relación de orden intrínseco entre ellos, es decir, sus valores conllevan a un ordenamiento de mejor a peor o de mayor a menor. Por ejemplo: la calificación (excelente, bueno, regular, malo); el grado en las F.F.A.A. (General, Coronel, Capitán, ...); la calidad (extra, primera, segunda, ...) a nivel de infestación (sana, leve, moderada, ...) o a nivel de conocimiento (sabe, no sabe).

Descripción de variables

En general, cualquiera sea el tipo de la variable a resumir, existen tres formas de realizarla:

1° Por medio de: Que corresponde a la formación de tablas de frecuencias en columnas, donde en la primera columna se anotan diferentes valores de la variable (clases o categorías) y en las siguientes los diversos tipos de frecuencia. Asimismo, por frecuencia absoluta se entiende el número de individuos que pertenece a una misma clase.

2° Mediante: Son recursos pictóricos que permiten ilustrar gráficos mediante un dibujo ad hoc lo que aparece en la tabla de frecuencias. Existen diversos tipos de gráficos y el uso de cada uno depende del tipo de variable a representar.

3° Con: Corresponden a parámetros o, según sus medidas a resúmenes estadígrafos de una población o una muestra, y que sirven para mostrar posicionamiento de los datos, medidas de posición, o el grado de concentración de estos.

Con la anterior descripción, lo que pretende medir es el estado de conocimiento del método AASTHO 2008 en nuestro medio, midiendo el conocimiento del tema y estudiando el método en su integridad para lograr una implantación adecuada en el diseño de pavimentos.

1.7.4. Alcance del estudio de aplicación

El presente trabajo tiene como meta principal conocer el progreso en la implementación del método AASTHO 2008 y avances efectuados en nuestro medio, para ello se hará un estudio de los trabajos efectuados en Tarija, Bolivia y países internacionales nombrando los más sobresalientes y mencionando los procesos que emplearon y problemas que afrontaron en el proceso de su implementación para las condiciones locales de cada sitio. Se hará una descripción de las variables o parámetros que intervienen en el método, explicando la obtención de cada uno de ellos y viendo la incidencia en el proceso de calibración, se elaborará los pasos a seguir para la implantación del método AASTHO 2008 a las condiciones locales.

Se realiza un diseño de pavimento rígido y pavimento flexible nuevos, para ello se usará los parámetros netamente existentes y alcanzables para nuestro medio con el fin de conocer la situación en cuanto a la obtención de datos para el método AASTHO 2008 que se ajusten mejor a nuestras necesidades como diseñadores de pavimentos.

CAPÍTULO II

ASPECTOS GENERALES DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RÍGIDOS

Se denomina pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, el cual debe funcionar eficientemente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son las siguientes: anchura, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aun en condiciones húmedas.

Deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos destructivos del tránsito, de la intemperie y del agua; debe tener una adecuada visibilidad y contar con un paisaje agradable para no provocar fatigas. Puesto que los esfuerzos en un pavimento decrecen con la profundidad, se deberán colocar los materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores, siendo de menor calidad los que se colocan en las terracerías además de que son los materiales que más comúnmente se encuentran en la naturaleza, y por consecuencia resultan los más económicos.

La división en las capas que se hace en un pavimento obedece a un factor económico, ya que cuando determinamos el espesor de una capa el objetivo es darle el grosor mínimo que reduzca los esfuerzos sobre la capa inmediata inferior. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la constituye, también resulta de gran influencia el procedimiento constructivo; considerando dos factores importantes como la compactación y la humedad, ya que cuando el material no se acomoda adecuadamente, este se consolida por efecto de las cargas y es cuando se producen deformaciones permanentes.

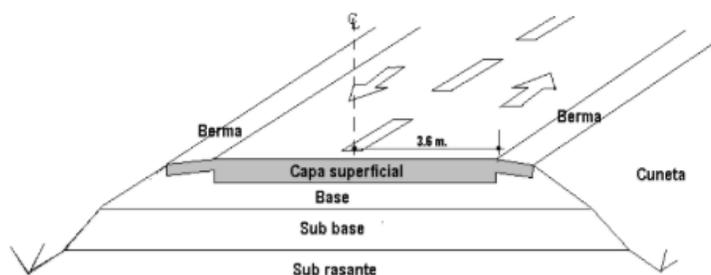
2.1. Pavimentos flexibles

Son aquellos que tienen una base flexible o semirrígida sobre la cual se ha construido una capa de rodamiento con mezcla bituminosa de alquitrán o asfalto, el pavimento flexible resulta más económico en su construcción inicial, tiene un periodo de vida entre 10 y 15

años, pero tienen la desventaja de requerir mantenimiento constante para cumplir con su vida útil. Este tipo de pavimento está compuesto principalmente de una carpeta asfáltica, de la base y de la sub-base.

Estos pavimentos se caracterizan porque transmiten a la subrasante las cargas que reciben solo en las zonas próximas a la aplicación de la carga. La carga de diseño es puntual y las diferentes capas tienen un buen comportamiento resistente al esfuerzo constante.

Figura 2.1-1 Estructura de un pavimento flexible



Fuente: Diseño de pavimentos flexibles y Rígidos. Ing. Maria R. Guzman M.

2.1.1. Funciones de las distintas capas

Sub base

La función de la sub-base, en un pavimento flexible, es puramente económica, buscando así obtener un espesor utilizando el material más barato posible. Podría construirse dicho espesor con materiales de alta calidad como en el caso de la base, pero usualmente se hace aquella más delgada y se sustituye en parte por la sub-base que es de menor calidad, trayendo como resultado un aumento en el espesor total del pavimento, pues es un hecho que cuando menor es la calidad del material utilizado, mayor será el espesor necesario para soportar los esfuerzos transmitidos.

Los materiales consistirán en materiales de tipo granular con las siguientes propiedades mínimas: un valor soporte (CBR) del 40% sobre muestra saturada y compactada al 100% del Proctor Modificado u otra compactación que el diseñador especifique; un índice plástico (IP) no mayor de 9 y un límite líquido (LL) no mayor de 40. Los materiales de sub-base deben ser de fácil compactación para alcanzar la densidad máxima determinada.

En el caso de que contengan gravas o rocas, éstas no deben ser mayores de los $2/3$ del espesor de la sub base.

Base

Su función primordial es la de proporcionar un elemento resistente que transmita los esfuerzos producidos por el tránsito, hacia la sub-base y sub-rasante, en una intensidad adecuada. Esta también reduce el espesor de la carpeta más costosa. Muchas veces la base también debe trabajar como la sub base, respecto a la doble función de drenaje mencionada anteriormente. Básicamente el material que constituye a la base, en el pavimento flexible, debe ser friccionante y provisto de vacíos.

La primera garantizará la resistencia adecuada y la permanencia de dicha resistencia con la variación de las condiciones que se puedan presentar, como podría ser el contenido de agua.

Los espesores de las bases son muy variables de acuerdo con el proyecto de que se trate, pero suele considerarse que 12 o 15 centímetros, sea el espesor mínimo que conviene construir.

Los materiales de grava o piedra triturada provienen de la explotación de minas, de roca o piedras naturales. Los materiales retenidos en el tamiz No. 4, son agregados gruesos; los que pasan el tamiz No. 4, agregados finos; y los que pasan el tamiz No. 200, forman el relleno mineral. El material de relleno deberá estar libre de sustancias deletéreas o talcosas, poseen propiedades ligantes tales que permitan una buena compactación y contribuyan formar una capa de base bien ligada y densa. Los finos, juntamente con el agregado mineral, deberán tener un límite líquido menor de 25, un índice plástico menor de 4, y el porcentaje que pase el tamiz No. 200 deberá ser igual o menor al que pasa el tamiz No. 40. En el caso que sea necesario agregar material de relleno, para ajustarse a los requisitos de graduación o para obtener una cohesión satisfactoria del material, deberá mezclarse uniformemente todo el material de la base.

Materiales a base de arena - arcilla, son mezclas que, debidamente proporcionadas, tienen considerable resistencia a la desintegración, cuando han sido compactadas con la humedad óptima a su máxima densidad. En estas condiciones llegan a tener alto valor soporte arriba del 80% de CBR. Para que mantengan estas características, es necesario imprimir las inmediatamente, después de construidas, aunque posteriormente se coloque la carpeta de

rodadura. Son consideradas muy buenas bases mientras mantengan sus características de máxima densidad y humedad óptima, pero muy deficientes al perder humedad más allá de límites razonables, pues se desintegran rápidamente pierden de manera sensible su valor soporte. Sin son debidamente protegidas, con buenos drenajes, sub drenajes y una carpeta de rodadura, dan resultados excelentes y su construcción es económica.

Lo óptimo a requerir de estos materiales es que, si son arenas, sean duras, angulosas y preferiblemente silíceas; si son arcillas, deberán ser de calidad uniforme y estar libres de terrones, materias vegetales y sustancias dañinas.

La fracción que pasa por el tamiz No. 200, será menor del 50% de la fracción que pasa el tamiz No. 40. Además de los requisitos anteriores, la base terminada debe tener un valor soporte arriba del 80%, un límite líquido no mayor de 25 y un índice plástico igual o menor de 9.

Capa de rodadura

Es la capa que se coloca sobre la base, su objetivo principal es proteger la estructura de pavimento, impermeabilizando la superficie, para evitar filtraciones de agua de lluvia que podrían saturar las capas inferiores. Evita la desintegración de las capas subyacentes a causa del tránsito de vehículos.

La capa de rodadura también contribuye a aumentar la capacidad soporte del pavimento, absorbiendo cargas, si su espesor es apreciable.

En cuanto a propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR 60%. En zonas donde se permite efectuar el ensaye sin inmersión, este valor deberá ser del 80%. La fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensayo de los ángeles, de no más de 30%.

2.1.2. Esfuerzos en los pavimentos flexibles

Actualmente, la mayoría de los métodos de diseño de pavimentos no consideran la contribución de cada capa en la resistencia a la fatiga, asentamientos permanentes y el de agrietamiento por temperatura, más aún, cuando cada capa del pavimento tiene una función propia. Los métodos denominados empíricos-mecanísticos pueden considerar la

contribución estructural de las diferentes capas de un pavimento flexible lo que no ocurre, por ejemplo, con el método AASHTO 1993. Recientemente la incorporación de los conceptos de la mecánica estructural denominados “conceptos mecanísticos” es utilizada en el análisis, diseño y refuerzo de la estructura de los pavimentos. Las Agencias de Transportes de los Estados de Illinois, Kentucky, Minnesota y Washington están adoptando procedimientos de diseño mecanísticos.

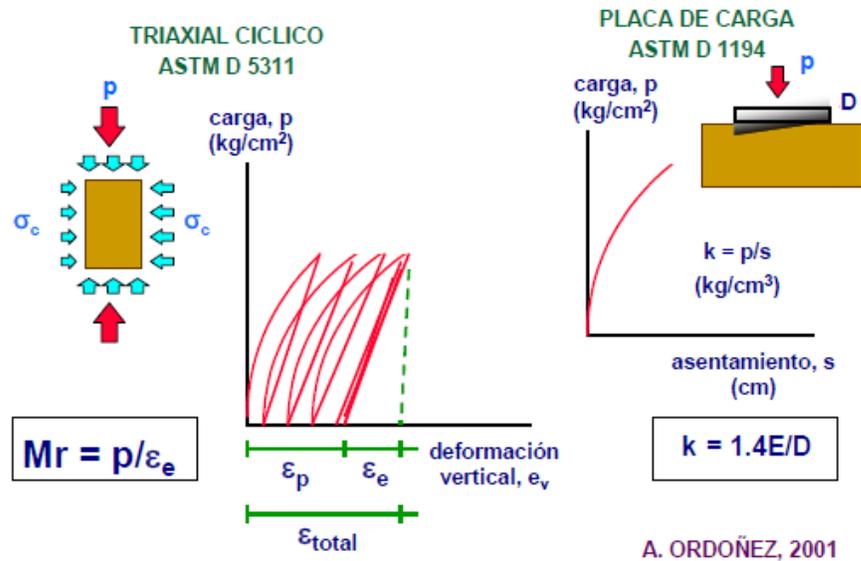
En la **Figura 2.1-2** se estudia el efecto de las cargas en el pavimento. Cada ciclo de carga produce en el suelo una componente de deformación plástica, no recuperable y una componente de deformación elástica, recuperable. Con los ciclos siguientes de cargas los incrementos de deformación plástica producidos tienden a desaparecer, en cambio las deformaciones elásticas tienden a ser constantes.

El Módulo Resiliente, MR relaciona el esfuerzo aplicado y la deformación elástica en la condición estable o residual cuando el suelo presente un comportamiento elástico. El módulo resiliente no representa el comportamiento total desde el inicio del ciclo de cargas hasta el final. Sin embargo, el módulo resiliente relaciona las cargas móviles o rápidas y las deformaciones instantáneas resultantes. El valor del Mr puede ser 10 veces el valor del Módulo Elástico.

Los suelos granulares que conforman las capas del pavimento, presentan una adecuada gradación y compactación. El comportamiento de estas capas granulares, bajo los ciclos de carga, no presentará deformaciones plásticas significativas. Se asume que, durante el adecuado proceso constructivo, las deformaciones plásticas se anularán. En este caso es apropiado modelar el comportamiento de las capas con el Módulo Resiliente, MR. Al respecto la Guía AASHTO, 93 presenta valores establecidos en el laboratorio, basados en el valor CBR.

El concepto de capacidad de soporte a nivel de sub-rasante o simplemente “capacidad de soporte de la sub-rasante” implica la evaluación estructural y por consiguiente la determinación de la respuesta mecánica del subsuelo hasta la “profundidad donde pueden generarse deformaciones significativas”.

Figura 2.1-2 Ensayos para modelar el efecto de las cargas en el pavimento



Fuente: Diseño moderno de pavimentos Asfálticos
m.sc. Silene Minaya González

Existen diversas teorías para determinar los esfuerzos en el pavimento flexible entre ellas tenemos:

Teoría elástica de medios semi-infinitos

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

Se asume que el terreno se comporta elásticamente; es decir, que las deformaciones que se generan serán proporcionales a las cargas aplicadas.

La aplicación de una carga circular uniforme genera esfuerzos (normales y tangenciales) en el terreno.

Se utiliza un sistema de coordenadas cilíndricas donde σ_z , σ_r y σ_t , son esfuerzos normales y τ_{rz} es el esfuerzo tangencial. Los cuatro componentes definen el estado de esfuerzos en el punto inferior (r,z) .

La aplicación de la Teoría Elástica, basado en la integración numérica de la solución de Boussinesq (1885). Considerando un medio homogéneo, elástico, isotrópico y semi-infinito, se tiene:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ec-2.1}$$

Aplicación de la solución de Boussinesq y la Teoría Elástica

Considerando una carga circular uniformemente repartida de magnitud q , y un plano horizontal; cualquiera a una profundidad z , se tendrán los máximos esfuerzos verticales transmitidos, $\sigma_{z\text{máx}}$, cuando $r=0$ (punto ubicado en el eje vertical).

Según Foster y Ahlvin (1954) tenemos los valores de $\sigma_{z\text{máx}}$, ε_z y la deflexión (asentamiento máximo en el centro del área circular para $z=0$) es:

- a) Esfuerzo máximo vertical (en el eje vertical)

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ec-3.2}$$

- b) Deformación máxima vertical (en el eje vertical)

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)}{E} q \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ec-3.3}$$

- c) Deflexión vertical máxima en la superficie y en el centro de la carga circular. (Para $z=0$ y $r=0$).

$$\omega_0 = \frac{2(1-\nu^2)}{E} qa \quad \text{Ec-3.4}$$

Sistema Elástico de Múltiples Capas

El sistema elástico de múltiples capas está compuesto por el sistema de n-capas en coordenadas cilíndricas, la capa enésima es de espesor infinito. Para cada capa se debe conocer su módulo de elasticidad E y su relación de Poisson ν . **Figura 2.1-3.**

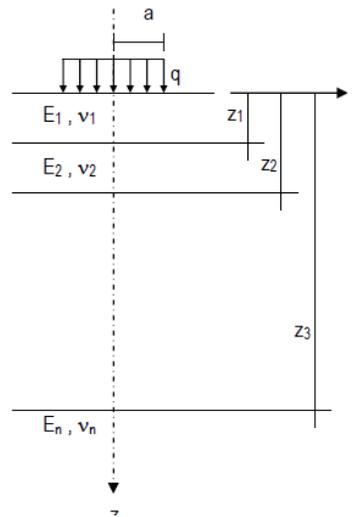
Para restablecer la condición entre las interfaces de este sistema de múltiples capas, se debe evaluar la condición "ligada" o "no ligada". El término "ligado" es un requerimiento necesario para establecer la condición de frontera o interfase entre las capas de una estructura de pavimentos, de tal manera que se facilite la solución numérica de la ecuación diferencial del problema elástico, vía elementos finitos o diferencias finitas. Esto quiere decir que el término tiene una connotación matemática y física, equivalente a un modelo de interfase entre capas.

En una interfase tenemos que modelar la "transición" que existe entre los desplazamientos, de formaciones y esfuerzos de los materiales vecinos. Si asumimos que estas variables serán iguales, estaremos en la condición "ligada", si alguna de estas variables fuera diferente la condición sería "ligado intermedio" y si las variables del estado de esfuerzo tensional fueran diferentes sería "no ligado".

En cualquier caso, estaremos ante la necesidad de modelar la interfase. Este problema es común en un problema geotécnico donde se involucran materiales diferentes, sobre todo si uno de ellos está sometido a esfuerzos mayores o concentrados, por ejemplo, un anclaje o una capa de refuerzo, en el pavimento sería el modelar la presencia de una geomalla. Este caso puede ser de difícil solución, salvo se implementen modelos de transferencia, basados en investigaciones experimentales.

En un problema convencional de pavimentos, el caso se simplifica, dado que los materiales granulares con especificaciones rigurosos, friccionantes y compactados siempre obedecerán a una interfase "ligada". Por ello, los textos de pavimentos cuando se refieren a este aspecto indican que el problema se debe considerar casi siempre como "ligado". Sin embargo, siempre hay excepciones y se puede dar el caso de ligado intermedio.

Figura 2.1-3 Sistema elástico de múltiples capas en coordenadas cilíndricas



Fuente: Diseño moderno de pavimentos Asfálticos
m.sc. Silene Minaya González

Es muy difícil encontrar una interfase no ligada, salvo corresponda a un diseño particular deficiente, y por lo tanto no tendría importancia en la práctica de ingeniería. Se me ocurre, por ejemplo, el caso de una carpeta asfáltica en caliente rígida sobre una sub-rasante arcillosa húmeda (aunque sea de consistencia dura, pero con interfase de baja resistencia tangencial o cortante).

Las arcillas húmedas presentan un comportamiento del tipo no drenado (fricción nula) y en la carpeta existiría una concentración de esfuerzos donde los esfuerzos tangenciales horizontales generarían desplazamientos relativos en la interfase. En conclusión, se recomienda utilizar la condición ligada, en los programas de análisis deformacional que existen en nuestro medio.

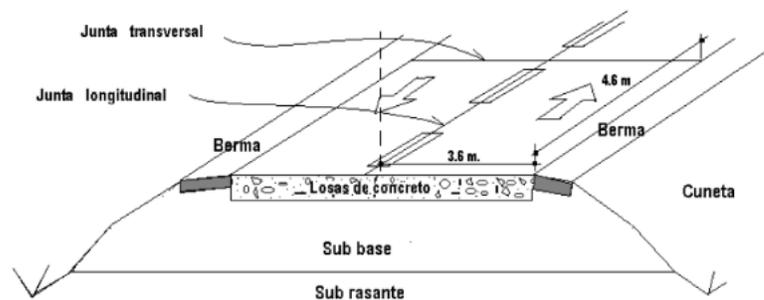
Darles solución a sistemas elásticos de múltiples capas es tarea difícil, para ello se usan herramientas como los programas de cómputo. En el medio hay diferentes programas entre ellos el Programa Kenlayer de la Universidad de Kentucky, este programa puede ser aplicado sólo en problemas de pavimentos asfálticos.

2.2. Pavimentos rígidos

Los pavimentos rígidos se componen de losas de concreto de cemento Portland que en algunas ocasiones presenta un armado de acero, tiene un costo inicial más elevado que el flexible, su periodo de vida varía entre 20 y 40 años; el mantenimiento que requiere es mínimo y solo se efectúa (comúnmente) en las juntas de las losas.

Estos pavimentos transmiten a la subrasante las cargas que reciben de manera uniforme en una extensión considerable y a una distancia apreciable de su punto de aplicación, repartiéndolas así sobre una gran superficie.

Figura 2.2-1 Estructura de un pavimento rígido



Fuente: Diseño de pavimentos flexibles y Rígidos.

Ing. Maria R. Guzman M.

2.2.1. Funciones de las distintas capas

Sub base

Normalmente es muy necesaria y casi siempre las condiciones de la sub rasante la exigen. Sus funciones son:

Eliminar la acción de bombeo.

Aumentar el valor soporte y proporcionar una resistencia más uniforme a la losa de concreto.

Hacer mínimos los efectos de cambio de volumen en los suelos de la sub rasante. Después de la selección del tipo de pavimento de concreto, tipo de sub-base, si es necesaria y tipo de hombros (con o sin hombros de concreto, mordientes y cunetas o mordientes integrados), prosigue el espesor de diseño que es determinado en base a los siguientes factores:

Resistencia a la flexión del concreto (módulo de ruptura, MR).

Resistencia de la sub rasante, o combinación de la sub rasante y la sub base (k).

Los pesos, frecuencia y tipo de carga de eje de camión, que el pavimento tiene que soportar.

Período de diseño, el cual en éste u otro procedimiento de diseño de pavimento es usualmente tomado alrededor de 20 años, pero puede ser mayor o menor.

Capa de rodadura

Es la capa superficial de concreto de cemento Portland, es decir, la losa en sí, cuyas funciones son:

Proveer un valor soporte elevado, para que resista muy bien las cargas concentradas que provienen de ruedas pesadas, trabajando a flexión, y lo distribuye bien al material existente debajo.

Textura superficial poco resbaladiza, aun cuando se encuentre húmeda, salvo que esté cubierta con lodo, aceite u otro material deslizante.

Proteger la superficie, sobre la cual está construido el pavimento, de los efectos destructivos del tránsito.

Prevenir a la superficie de la penetración del agua.

Buena visibilidad, por su color claro, da una mayor seguridad al tráfico nocturno de vehículos.

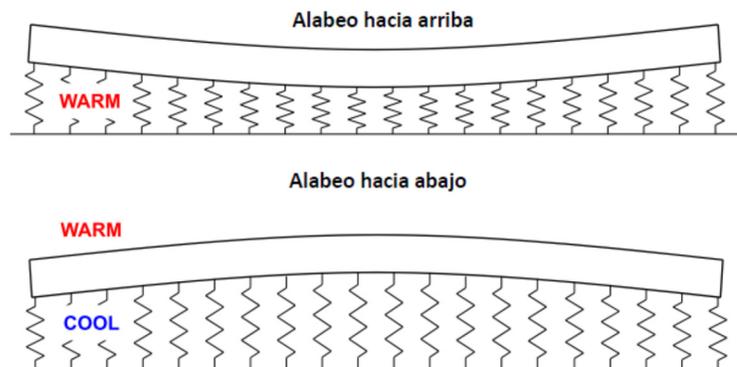
Gran resistencia al desgaste, con poca producción de partículas de polvo

2.2.2. Esfuerzos en los pavimentos rígidos

Esfuerzos por cambios de temperatura

Los pavimentos, al estar expuestos constantemente a la intemperie, presenta cambios de temperatura en diferentes etapas del día, este ciclo térmico, genera un gradiente térmico en la losa que, a su vez, produce un alabeo en esta. El peso propio de la estructura y el contacto con la superficie de apoyo, restringen el movimiento normal, entonces se generan esfuerzos. Dependiendo de la hora del día, estos esfuerzos se pueden sumar o restar a los producidos por las cargas del tránsito; cuando la temperatura en la superficie es superior que en la base de la losa, las fibras superiores al eje neutro se dilatan, mientras que las fibras inferiores se contraen, haciendo así que la losa se vuelva a un plano convexo, caso contrario ocurre cuando la temperatura inferior es superior a la de la superficie, que se forma un plano cóncavo en la losa, como se muestra en la **Figura 2.2-2**

Figura 2.2-2 Curvatura debido al gradiente de temperatura.



Fuente: (SÁNCHEZ CAMPOS, 2014)

Otra explicación de los esfuerzos debido al alabeo puede ser hecha por la teoría de losa sobre una fundación líquida (Winkler). Las fundaciones líquidas se caracterizan por comportarse como una serie de resortes anexos a las losas. Cuando la temperatura en la superficie es más alta que en el inferior, la losa se curva hacia abajo; en esa posición los resortes de los extremos de la losa están sometidos a compresión y empujan la losa hacia arriba, mientras que los que están dentro de la curvatura están sometidos a tracción, por

lo tanto, halan la losa. Westergaard en 1926 desarrolló las ecuaciones para determinar los esfuerzos por alabeo en los pavimentos de concreto, basado en la teoría de losa.

Bradbury en 1938, realizó estudios empíricos a las ecuaciones de Westergaard y añadió a las ecuaciones, correcciones, en resumen, las ecuaciones corregidas de Bradbury se muestran en las ecuaciones 2.4, 2.5 y 2.6.

$$\text{Borde de la losa} \rightarrow \sigma_b = \frac{C * E * \alpha * \Delta t_2}{2} \quad \text{Ec 2.4}$$

$$\text{Interior de la losa} \rightarrow \sigma_i = \frac{E * \alpha * \Delta t_2}{2} * \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right) \quad \text{Ec 2.5}$$

$$\text{Esquina de la losa} \rightarrow \sigma_e = \frac{E * \alpha * \Delta t_2}{3 * (1 - \mu)} * \left(\sqrt{\frac{a}{l}} \right) \quad \text{Ec 2.6}$$

Dónde:

σ_b , σ_i y σ_e , =Correspondes a los esfuerzos de borde, interior y esquina.

E= Modulo elástico del concreto.

α = Coeficiente de dilatación térmica del concreto ($5 \times 10^{-6}/^\circ\text{F}$).

Δt = Diferencia de temperatura entre las dos caras de la losa.

C= Factor de corrección, depende de longitud de la losa y radio de rigidez relativa

C1= Coeficiente de corrección en la dirección en la cual se calcula el esfuerzo

C2= Coeficiente de corrección en la dirección perpendicular a C1

μ =Relación de Poisson del concreto (0,15 normalmente)

a= Radio del área cargada en el borde de la losa.

l= Radio de rigidez relativa.

Los valores de C son directamente proporcionales al módulo de reacción del soporte (k), los esfuerzos por alabeo aumentan a medida que es más rígida la base, puesto que no puede asumir la forma que toma el pavimento; los valores de C también son directamente proporcionales a la longitud de la losa, por ende, a mayor longitud de la losa, los esfuerzos por alabeo térmico van a ser mayores.

Bradbury, basado en el análisis de Westergaard, desarrolló una carta simple para determinar los valores de las constantes C, dependiendo del factor L/l, siendo L la longitud

de la losa en la dirección de análisis, y l el radio de rigidez relativa (stiffness), que se define como se muestra en la ecuación 2.7.

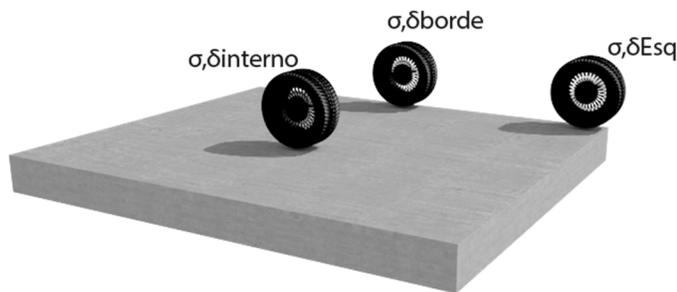
$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad \text{Ec-2.7}$$

Donde h corresponde al espesor de la losa y k es la constante de reacción de la sub-base. Se debe tener en cuenta que los esfuerzos por alabeo pueden superar a los producidos por cargas del tránsito; sin embargo, estos esfuerzos no son considerados en el instante de determinar el espesor del pavimento, debido a que, para consideraciones de diseño, las juntas y el acero son empleadas para aliviar o disminuir los esfuerzos por alabeos, y el espesor se determina con base a las cargas del tránsito.

Esfuerzos debido a cargas de tránsito

Los vehículos, al igual que la temperatura generan esfuerzos, las cargas del tránsito, pueden generar esfuerzos tan grandes que pueden fracturar la losa con el paso de solo una carga lo suficientemente pesada, en la misma losa, pueden generarse diferentes tipos de esfuerzos, dependiendo de la localización de la carga en la losa; para efectos de cálculos, se tienen en cuenta las localizaciones críticas de las cargas que generan los esfuerzos críticos en la estructura, el esfuerzo en el interior ocurre cuando la carga es aplicada en el interior de la superficie de la losa alejada de los bordes; el esfuerzo de borde, ocurre cuando la carga es aplicada en el borde de la superficie de la losa, alejada de las esquinas y el esfuerzo de esquina ocurre cuando el centro de la carga está en la bisectriz del ángulo de la esquina, la localización de los esfuerzos se muestran en la **Figura 2.2-3**

Figura 2.2-3 Esfuerzos y deformaciones en pavimentos rígidos por cargas



Fuente: Elaboración propia

Las fórmulas originalmente desarrolladas por Westergaard pueden ser aplicadas solamente por una carga de una llanta simple con un área de influencia circular, semicircular, elíptica o semi-elíptica; este método puede ser aplicado solamente para una losa larga y con una fundación líquida, la base líquida asume la función de la subrasante que pasa a ser un conjunto de resortes. Si las cargas son aplicadas para losas múltiples sobre una fundación líquida, sólida o fundación de capas con transferencia de carga a través de juntas, podría ser usado el método de elementos finitos.

Westergaard con sus respectivos ensayos de campo y demostraciones empíricas, desarrolló, por método de aproximaciones sucesivas, las fórmulas de los tipos de esfuerzos en las localizaciones críticas, es decir los esfuerzos de borde, interior o centro, y de esquina, como se puede ver en las ecuaciones 2.8, 2.9 y 2.10

$$\text{Borde} \rightarrow \sigma_b = \frac{0,572 \times P}{h^2} \left[4 \text{Log} \left(\frac{l}{b} \right) + 0,359 \right] \quad \text{Ec-2.8}$$

$$\text{Interior} \rightarrow \sigma_i = \frac{0,316 \times P}{h^2} \left[4 \text{Log} \left(\frac{l}{b} \right) + 1,069 \right] \quad \text{Ec-2.9}$$

$$\text{Esquina} \rightarrow \sigma_b = \frac{3 \times P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0,6} \right] \quad \text{Ec-2.10}$$

Dónde:

$\sigma_i, \sigma_b, \sigma_e$ = Corresponden a esfuerzos máximos en las localizaciones respectivas

P = Carga por rueda,

h = Espesor de la losa

a = Radio del área cargada

l = Radio de rigidez relativa

b = Radio de la sección resistente

b = **a**, cuando $a \geq 1,724$

b = $(1,6a^2 + h^2)^{0,5} - 0,675h$ cuando $a \leq 1,724$

Las cargas de interior y de borde, generan tensiones en el fondo de la losa, mientras que las cargas en las esquinas, generan esfuerzos de tensión en la parte superior de la losa; la presencia del término h^2 en el denominador de las tres ecuaciones de esfuerzo, sugiere

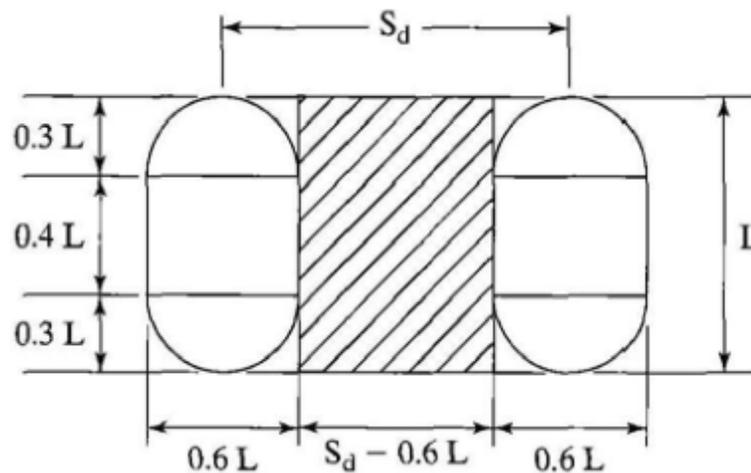
que los espesores de la losa es crítico en la reducción de esfuerzos por carga a niveles aceptables; se debe tener en cuenta que las ecuaciones anteriormente mencionadas de esfuerzo están dadas para una relación de Poisson de concreto de 0,15, que es el valor estándar del material.

Las ecuaciones de Westergaard están estandarizadas para un área de contacto totalmente circular, por lo tanto, debe corregirse el valor del área, cuando se analizan cargas a través de llantas duales.

Se ha encontrado, que la huella que toma la llanta se compone de una zona cuadrada que adquiere el 40% de la longitud total de la huella, y que en los extremos se forman semicírculos, también está demostrado que se pueden obtener resultados satisfactorios si el círculo equivalente tiene un área igual al área de contacto de las llantas duales sumado del área entre estas llantas, como se muestra en la **Figura 2.2-4**.

Si P_d es la carga aplicada sobre una llanta, y que q es la presión de contacto entre las llantas y el pavimento, se demuestra el área de cada llanta a través de la ecuación 2.11.

Figura 2.2-4 Método para convertir llantas duales en área



Fuente: Sánchez Campos, 2014

$$\frac{P_d}{q} = (0,3L)^2 \times \pi + (0,4L)(0,6L) = 0,5227L^2 \quad \text{Ec-2.11}$$

Despejando L se tiene que: $L = \sqrt{\frac{P_d}{0,5227q}}$ **Ec 2.12**

Por tanto, igualando el área de un círculo equivalente con el área de las llantas duales y el área entre estas llantas se obtiene la ecuación 2.13.

$$\pi \times a^2 = 2 \times 0,5227L^2 + (S_d - 0,6L)L = 0,4454L^2 + S_d \times L \quad \text{Ec-2.13}$$

Sustituyendo la Ec. 2.12 en la Ec. 2.13 se tiene que:

$$\pi \times a^2 = \frac{0,8521P_d}{q} + S_d \times \sqrt{\frac{P_d}{0,5227q}} \quad \text{Ec-2.14}$$

Finalmente, despejando el radio (a) de la ecuación 2.14, se tiene que:

$$a = \sqrt{\frac{0,8521P_d}{q\pi} + \frac{S_d}{\pi} \left(\frac{P_d}{0,5227q}\right)^{1/2}} \quad \text{Ec-2.15}$$

Las limitaciones de la ecuación 2.15 consisten en que estas conversiones solo son aplicables a carga de rueda individual con zona de contacto circular, las ubicaciones de las cargas son fijas, es decir, que las cargas se encuentran en el centro, en el borde o en la esquina, el método es aplicado sólo a grandes losas, se asume un soporte completo de la subrasante y no se tiene en cuenta la transferencia de cargas a través de las juntas.

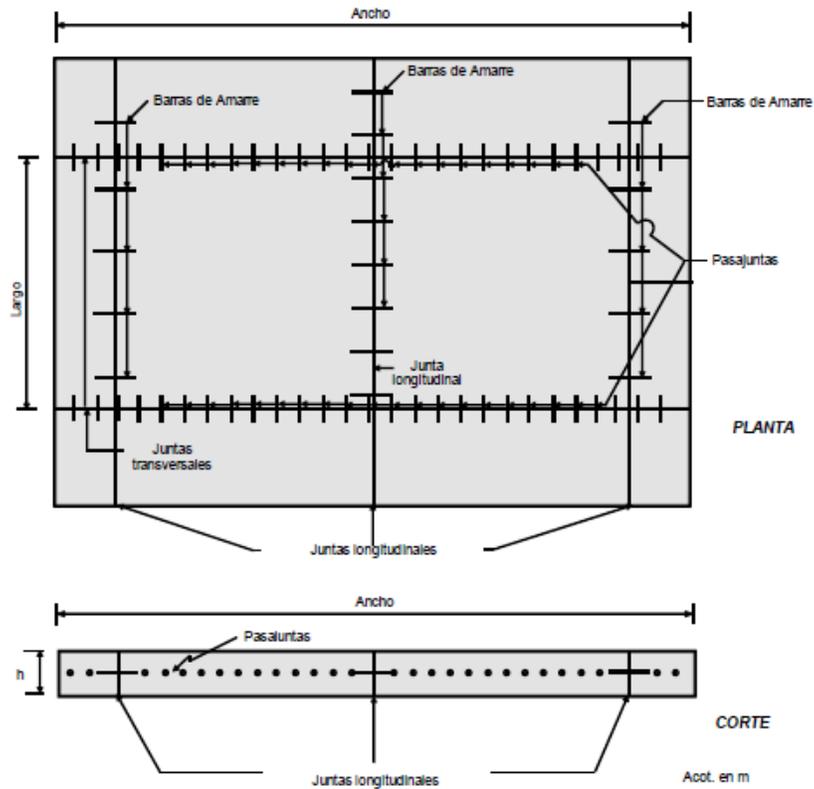
2.2.3. Tipos de pavimento Rígido

Losas de Concreto Hidráulico no reforzado con juntas (JPCP)

En este pavimento hidráulico, la losa de concreto resiste los esfuerzos inducidos por el tránsito y las variaciones de temperatura y humedad.

Las juntas espaciadas entre 3.0 a 4.5 mts típicamente contienen elementos de barras lisas y corrugadas para la transferencia de carga entre losas.

Figura 2.2-5 Losas de concreto (JPCP)



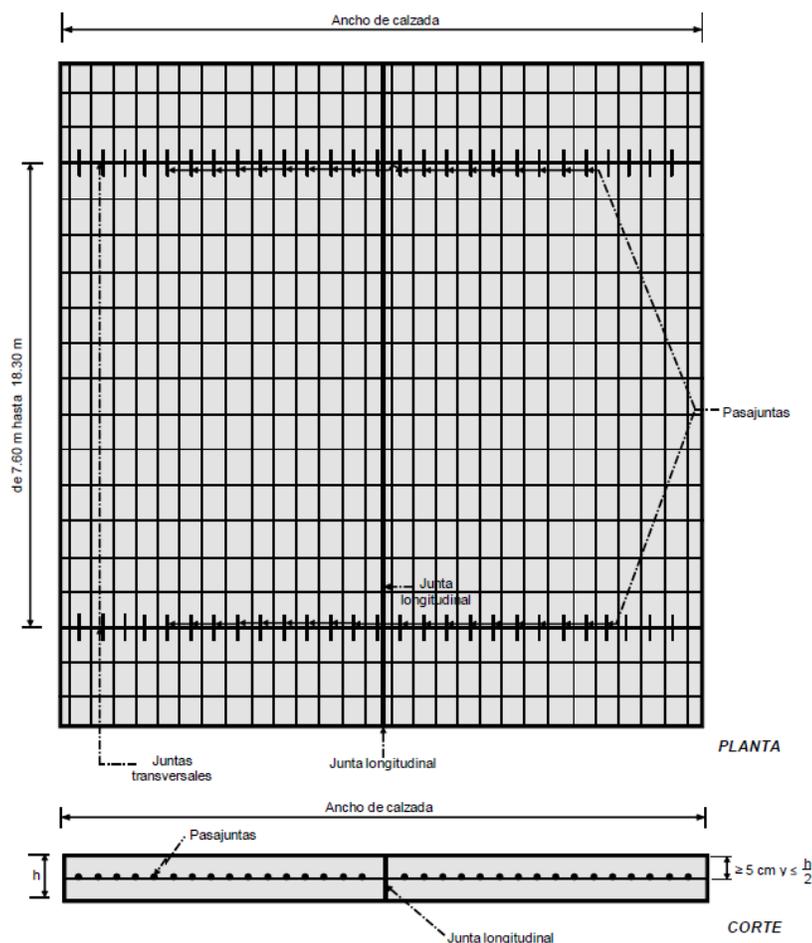
Fuente: Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A.C

Losa de concreto reforzada (JRCP)

En este tipo de pavimento el acero de refuerzo no cumple con una función estructural, su función es la de resistir las tensiones de contracción del concreto en estado fresco y controlar los agrietamientos durante su servicio. El acero de refuerzo se coloca en el tercio superior de la sección transversal a no menos de 5 cm de la superficie. La sección máxima de acero es de 0.3% de la sección transversal del pavimento. El espaciamiento de las juntas varía, pero es muy amplio.

desde 7.0 a 18 m. Comúnmente se acompañan de la instalación de pasa-juntas para garantizar la adecuada transferencia de carga.

Figura 2.2-6 Losas de concreto (JRCP)



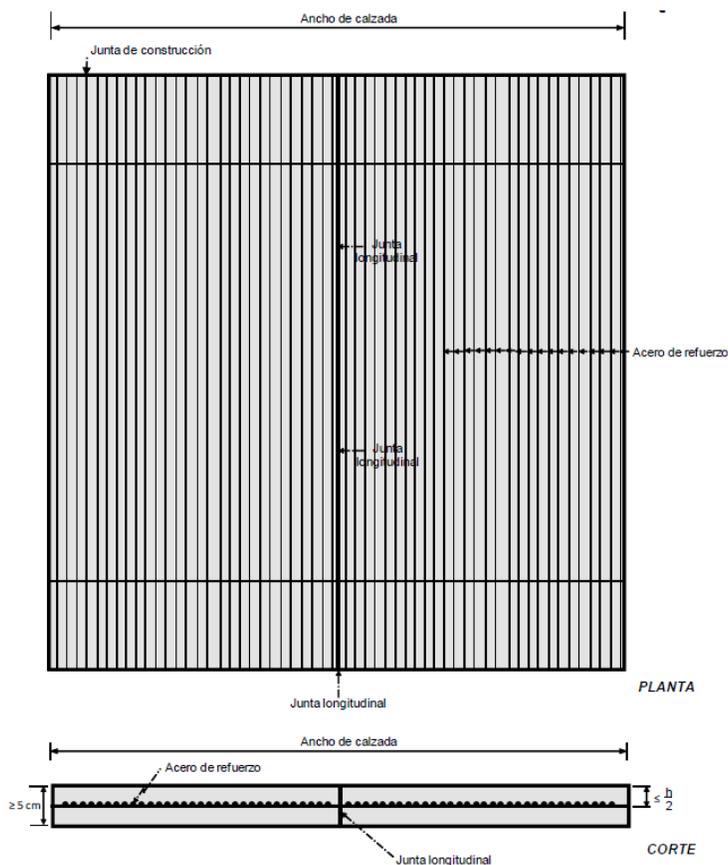
Fuente: Asociación Mexicana de ingeniería de vías terrestres A.C

Losas de concreto con refuerzo continuo (CRCP)

El acero de refuerzo soporta las deformaciones, en especial las de temperatura, por lo que se eliminan las juntas de contracción, quedando solo las juntas de construcción y de dilatación en la vecindad de alguna obra de arte.

El agrietamiento se controla por medio de una armadura continua en el medio de la calzada, diseñada para admitir una fina red de fisuras que no compromete el buen comportamiento de la estructura del pavimento.

Figura 2.2-7 Losas de concreto (CRCP)



Fuente: Asociación Mexicana de ingeniería de vías terrestres A.C

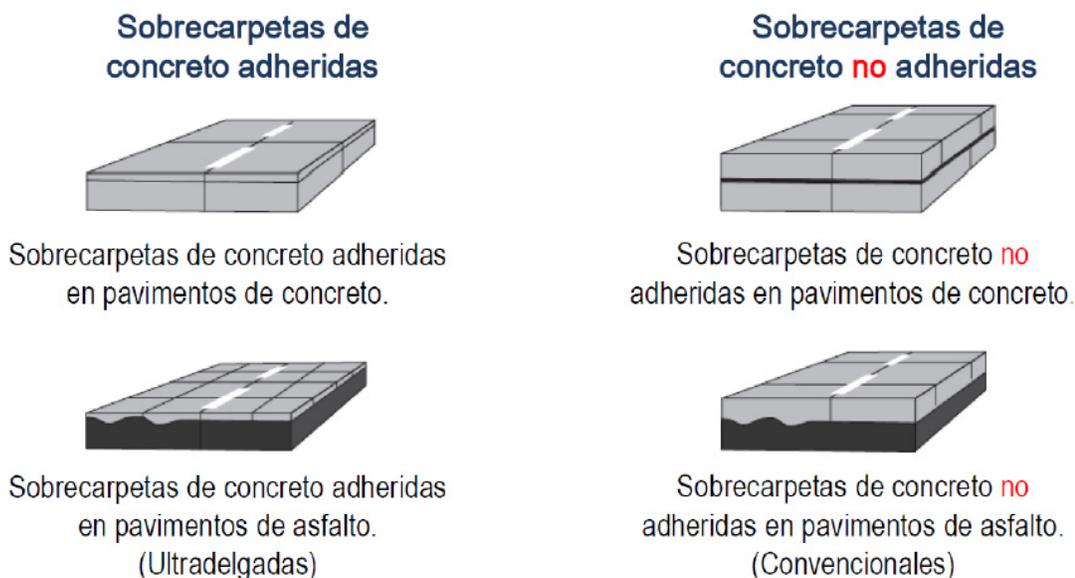
Pavimento de concreto hidráulico con fibras de acero

Aplicación similar al caso de 'REFORZADO', solo que en lugar de barras longitudinales de acero se incorporan fibras de acero dentro de la mezcla de hormigón que hacen la misma función que los casos de acero longitudinal.

Pavimentos de concreto hidráulico tipo "White-topping"

Los pavimentos de concreto hidráulico también se pueden utilizar como sobrecarpetas, ya sea sobre un pavimento de asfalto o uno de concreto hidráulico. Para cualquiera de los dos tipos de pavimento hay dos clasificaciones de sobrecarpetas: las adheridas (bonded) y las no adheridas (unbonded) al pavimento existente, de acuerdo con la condición funcional y estructural del pavimento.

Figura 2.2-8 Pavimentos de concreto hidráulico “White-topping”



Fuente: Asociación Mexicana de ingeniería de vías terrestres A.C

2.3. Métodos de diseño de pavimentos flexibles y rígidos

a) Método empírico

Los desarrollos empíricos tienen su origen en bases de datos reales conformadas a partir de pavimentos existentes, en este se correlaciona el comportamiento de los pavimentos in situ, a través de observaciones y mediciones de campo, con los factores que causan los mecanismos de degradación en estas estructuras. Los factores más importantes son las cargas impuestas por el tránsito, las condiciones ambientales (principalmente temperatura y precipitación) a las cuales se encuentra sometida la estructura, el tipo de suelo o terreno de fundación (subrasante), la calidad de los materiales empleados y deficiencias durante el proceso constructivo. Todos estos factores son controlados y medidos durante las fases de estudio para correlacionarlos con los mecanismos de degradación y crear así el método de diseño.

b) Método empírico-mecanicista

Método científico basado en análisis mecánicos que proporciona las herramientas para evaluar las variaciones en los materiales en el comportamiento del pavimento y utiliza los principios de la mecánica racional para predecir el comportamiento (esfuerzos y deformaciones), en la búsqueda de diseños estructurales más eficientes y duraderos. Este método presenta modelos matemáticos, la solución se basa en: (1) los requerimientos físicos de una estructura para soportar las cargas externas, las deformaciones y los esfuerzos en los elementos, y (2) el comportamiento mecánico de los materiales de acuerdo con las leyes básicas de la mecánica que gobiernan el movimiento y las fuerzas.

En ese orden de ideas, un modelo matemático se compone de tres sub modelos:

El equilibrio del sistema de pavimento bajo la influencia de cargas externas.

Una evaluación de los esfuerzos y deformaciones en los elementos del pavimento para una condición dada de soporte.

Una caracterización de las propiedades fundamentales de los materiales del pavimento y su efecto en el equilibrio y estabilidad de la estructura del mismo.

Otra característica importante del diseño empírico – mechanicista es la capacidad de adaptación a los nuevos desarrollos en el diseño de pavimentos basándose principalmente en la mecánica de los materiales (Timm, Birgisson, Newcomb, 1998).

Los métodos de diseño empírico-mecanicista tienen grandes ventajas como son:

1. Utilizan distintos tipos de cargas y cuantifican el impacto en el desempeño del pavimento.
2. Utilizan materiales disponibles de manera más eficiente.
3. Realizan predicciones confiables.
4. Mejor evaluación de aspectos constructivos.
5. Incluyen efectos ambientales y de envejecimiento en los materiales.

c) Método mechanicista

Las metodologías mechanicistas pretenden tener un enfoque puramente científico, con un marco teórico suficiente que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento, ante las acciones del clima y del tránsito vehicular (Flintsch. G. W. 2007). Este método de diseño se basa en el supuesto que un pavimento

puede ser modelado como una estructura multicapa elástica o viscoelástica sobre una cimentación elástica o viscoelástica. Con esta premisa es posible calcular las tensiones y deformaciones producidas por las cargas de tráfico y efectos del clima. En este método se conocen las propiedades fundamentales de los materiales y la geometría de la estructura sometida a sollicitaciones, el módulo de resiliencia se usa como un parámetro de cálculo que se correlaciona con el CBR y no como una propiedad fundamental del material. Esta metodología permitirá la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar y al mismo tiempo aumentar en gran medida la confiabilidad de diseños.

Los beneficios que se pueden derivar de la correcta aplicación de los procedimientos mecánicos son:

Mejora la confiabilidad para el diseño

Tiene capacidad de predecir tipos específicos de fallas

Tiene la capacidad de extrapolar resultados de campo y laboratorio.

Sin embargo, los investigadores y académicos concuerdan que el comportamiento de los pavimentos está influenciado por varios factores que no permiten una modelación por métodos mecánicos puros que produzcan resultados suficientemente exactos y precisos para la predicción de su desempeño a lo largo de su ciclo de vida.

Teniendo en cuenta estos conceptos a continuación se detallará los métodos más conocidos en nuestro medio sin mencionar los métodos mecánicos-empíricos ya que este método se hará mención con detalle en un capítulo más adelante (AASHTO 2008 para pavimentos rígidos y flexibles).

2.3.1. Métodos empíricos en pavimentos flexibles

2.3.1.1. Método de la AASHTO 93

El método AASHTO consiste en la regresión basado en resultados empíricos de la carretera de prueba AASHO construida en los años 50. AASHTO publicó la guía para el diseño de estructuras de pavimento en el año 1972, cuyas revisiones fueron publicadas en 1981, 1986 y la versión de 1993.

Este proceso de diseño se amplió para el uso de geomallas para reforzamiento del pavimento flexible. La metodología de incorporación de refuerzo tiene sustento en extensos ensayos de laboratorio y verificación a escala real.

El método AASHTO 1993 utiliza el número estructural SN para cuantificar la resistencia estructural que el pavimento requiere para determinada capacidad de soporte del suelo, el tráfico esperado y la pérdida de serviciabilidad. Con la ecuación de diseño empírica usada en AASHTO 93 se busca el número estructural requerido por el proyecto:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_o + 9.36 \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10}(M_R) - 8.07$$

Donde:

SN= Número estructural requerido por la sección de carretera

W18= Número de ejes equivalentes de 80 kN (18,000 lb), en el período de diseño.

ZR=Desviación estándar normal (depende de la confiabilidad, R, de diseño)

So= Error estándar por efecto del tráfico y comportamiento

ΔPSI= Variación del índice de serviciabilidad.

MR= Módulo resiliente de la subrasante medido en psi

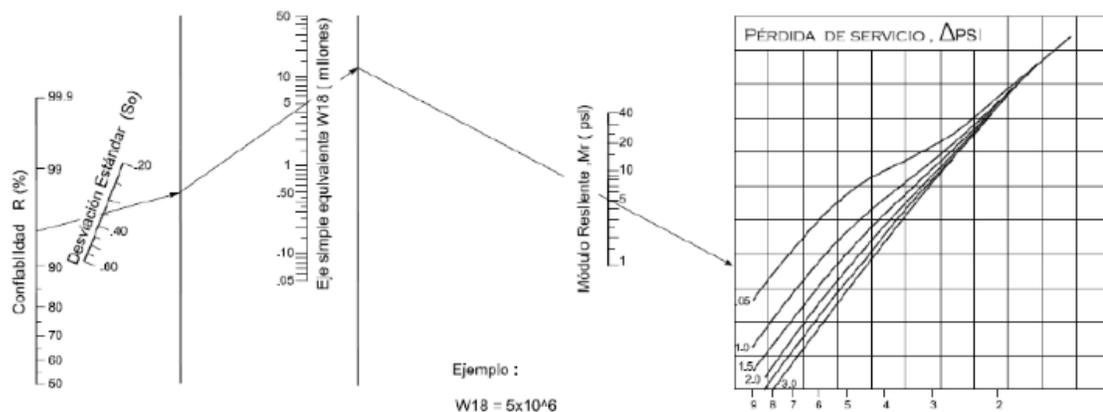
El número estructural requerido por el proyecto SN, se convierte en espesores de carpeta asfáltica, base y sub-base, mediante coeficientes de capa que representan la resistencia relativa de los materiales de cada capa. La ecuación de diseño es la siguiente:

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

Los subíndices 1, 2 y 3 se refieren a las capas de carpeta asfáltica, base y sub base (si se aplica) respectivamente.

Existiendo también un ábaco que facilita el cálculo del SN.

Figura 2.3-1 Carta de diseño de pavimentos flexibles AASHTO 1993



Fuente: Guía AASTHO 93

2.3.1.2. Método de la Road Note 31

Este método fue elaborado por el Road Research Laboratory, actual TRL de Gran Bretaña. La versión de 1975 caracteriza por primera vez el tránsito como repeticiones de un eje en un período de diseño, pues antes se utilizaba un sistema de vehículos comerciales en un rango de pesos. El espectro de diseño es de 1,500 vehículos pesados por día, para una vida de diseño de 10 a 15 años. El método ofrece recomendaciones de diseño basadas en la resistencia de la subrasante, medida a través del ensayo de CBR. Deben considerarse dos aspectos principales: 1) la influencia de los diferentes climas tropicales en las condiciones de humedad bajo superficies selladas y su efecto en la resistencia de la subrasante, la sub-base y la base; y 2) el rápido incremento del tránsito, lo cual es una característica generalizada de las carreteras en los países en desarrollo de las regiones tropicales y subtropicales.

El Road Note 31 de 1993 hace el diseño mediante catálogo. Esta versión conserva la caracterización del tránsito como repeticiones de ejes equivalentes a ejes estándar de 8,200 kilogramos y la caracterización de la resistencia de la subrasante mediante el CBR. No obstante, profundiza sobre cada variable de diseño en lo concerniente a métodos de

predicción del tránsito y elección del valor de diseño de la subrasante. Los diseños incorporados en esta edición de la Road Note 31 están basados de forma primordial en: resultados de experimentos a gran escala donde todos los factores que afectan el desempeño han sido medidos con precisión y se ha cuantificado su variabilidad y estudios de desempeño en redes viales existentes.

2.3.2. Métodos empíricos en pavimentos rígidos

2.3.2.1. Método AASHTO 1993

El método de diseño AASHTO, originalmente conocido como AASHO, fue desarrollado en los Estados Unidos en la década de los 60, basándose en un ensayo a escala real realizado durante 2 años en el Estado de Illinois, con el fin de desarrollar tablas, gráficos y fórmulas que representen las relaciones deterioro-solicitación de las distintas secciones ensayadas.

En este capítulo se desarrollará en forma concisa los conceptos básicos sobre pavimentos rígidos, para tener una idea general de los mismos, así como de los principales elementos que conforman dicho pavimento de concreto como son: sub-base, losa de concreto, juntas, selladores, tipos de pavimento, etc. Asimismo, se describirá brevemente cada uno de los factores o parámetros necesarios para el diseño de pavimentos rígidos según el método AASHTO 93.

El diseño del pavimento rígido involucra el análisis de diversos factores: tráfico, drenaje, clima, características de los suelos, capacidad de transferencia de carga, nivel de serviciabilidad deseado, y el grado de confiabilidad al que se desea efectuar el diseño acorde con el grado de importancia de la carretera. Todos estos factores son necesarios para predecir un comportamiento confiable de la estructura del pavimento y evitar que el daño alcance el nivel de colapso durante su vida en servicio.

La ecuación fundamental AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos es:

$$\text{Log } W_{18} = Z_R S_0 + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta\text{PSI}}{4.5 - 1.5}\right)}{\frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32P_t) \log \left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left[\frac{E_c}{k} \right]^{0.25}} \right]} \right]$$

Donde:

W18= Número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas.

ZR= Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada, para una confiabilidad R.5

S0= Desvío estándar de todas las variables.

D= Espesor de la losa del pavimento en pulg.

ΔPSI= Pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño.

Pt = Serviciabilidad final.

S'c= Módulo de rotura del concreto en psi.

J= Coeficiente de transferencia de carga.

Cd= Coeficiente de drenaje.

EC= Módulo de elasticidad del concreto, en psi.

K= Módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balastro), en pci (psi/pulg).

2.3.3. Métodos empíricos-mecanicista en pavimentos flexibles

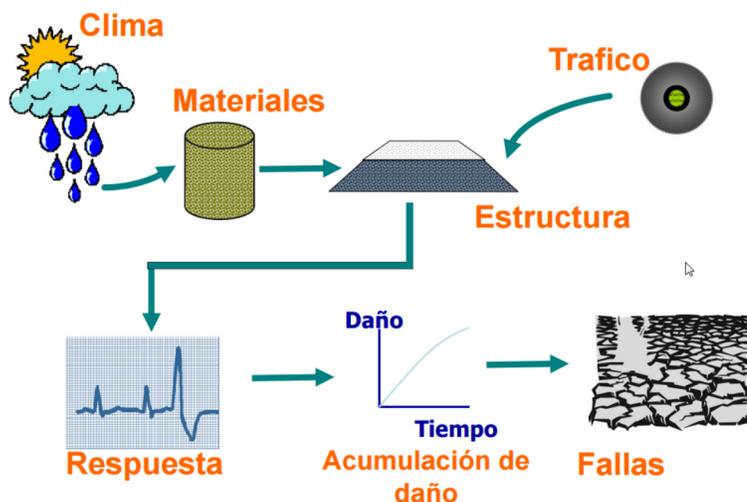
2.3.3.1. Método de la AASHTO 2008

En el año 2008 la AASHTO (American Association Of State Highway And Transportation Officials) pública la guía de diseño mecánico-empírico de pavimentos “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide-MEPDG”, siendo esta una de las herramientas más completas para realizar el diseño y evaluación de estructuras de pavimento.

MEPDG pronostica el desempeño de una estructura de pavimento con base a principios Mecánico – empíricos con los cuales se calcula la respuesta de dicha estructura (esfuerzos, deformaciones y deflexiones) frente a las diferentes variables que pueden afectarla, como se muestra en la **Figura 2.3-2**. teniendo en cuenta la experiencia que se obtuvo en las vías

de diseño y pruebas de la AASHTO, se determina empíricamente el deterioro que las mencionadas respuestas causan en el pavimento, este método se detallara más adelante.

Figura 2.3-2 Esquema funcionamiento método mecánico - empírico



Fuente: XVII Cila Aplicabilidad del Método Mecánico-Empírico de Diseño de Pavimentos (MEPDG)
AASHTO 2008 en Latinoamérica

2.3.4. Métodos empíricos-mecanicista en pavimentos rígidos

2.3.4.1. Ecuaciones de Westergaard

A principios de siglo XX, uno de los primeros investigadores que estudió los esfuerzos producidos por los efectos de las cargas de ruedas sobre pavimentos de concreto fue el Dr. H.M. Weestergaard, colocadas en la esquina, al borde a cierta distancia y en el centro de la losa, como conclusión de sus análisis teóricos y matemáticos, el Dr. Westergaard dedujo fórmulas semiempíricas para calcular el esfuerzo provocado por las cargas y además, otra fórmula para calcular el esfuerzo causado por diferencias de temperatura.

Las fórmulas del Dr. Weestergaard toman en cuenta el área de distribución de las cargas de ruedas sobre un círculo cuya área es equivalente al correspondiente apoyo de las ruedas sobre el pavimento y además toma en cuenta la reacción de la capa sub-rasante (k).

La fórmula propuesta por el Dr. Westergaard, para el caso critico de esquina, es la siguiente:

$$S = \frac{3P}{h^2} \left(\frac{1 - (a\sqrt{2})^{0.6}}{L} \right)$$

Donde:

S= Esfuerzo provocado en la losa por la carga P, en kg/cm²

P= Carga aplicada en esquina de losa (kg)

H= Espesor del pavimento

A= Radio del círculo de área equivalente al área cargada, en cm

L= Radio de rigidez relativa entre losa y subrasante, en cm, que vale:

$$L = \sqrt[4]{\frac{E * h^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad del concreto en kg/cm²

u= Coeficiente de Poisson para el cortante, con un valor medio de 0.15

h= Espesor del pavimento

k= Módulo de reacción de la subrasante (kg/cm³) que deberá aplicarse sobre un área circular (cuyo diámetro estará comprendido entre 15 y 76 cm) para producir un hundimiento de 1.27 cm posteriormente, el Dr. Gerald Pickett hizo algunos cambios para el cálculo de espesores a la fórmula propuesta por Westergaard en base a algunos ensayos experimentales realizados en EE. UU. La fórmula es la siguiente:

$$S = \frac{4.2P}{h^2} \left(1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{L}}}{0.925 + 0.22 \left(\frac{a}{L} \right)} \right)$$

Donde:

S= Esfuerzo provocado en la losa por la carga P, en kg/cm²

P= Carga aplicada en esquina de losa (kg)

H= Espesor del pavimento

a= Radio del círculo de área equivalente al área cargada, en cm

L = Radio de rigidez relativa entre losa y subrasante, en cm

2.3.4.2. Método de diseño de la PCA-84

Las principales variables del método de diseño PCA-84 son el tránsito y las características de los materiales. Las características del tránsito se definen por el tipo, peso y las repeticiones de los ejes esperadas para el período de diseño. Las características de los materiales se definen por las propiedades mecánicas del suelo de subrasante, del material granular de subbase y del concreto. Los principales factores de diseño requeridos por el método son:

Tipo, frecuencia y peso de los ejes (simple, tándem, trídem).

Resistencia a la flexión del concreto a los 28 días.

Módulo de reacción de la subrasante.

Módulo de reacción del conjunto subrasante-base (k).

El método considera dos criterios de diseño, fatiga y erosión. Para determinar el espesor de la losa de un pavimento se calcula que con el número de repeticiones de carga esperadas se cumplan los criterios de fatiga y erosión.

El **criterio de fatiga** es utilizado para evaluar los esfuerzos producidos en las losas del pavimento ante la aplicación de cargas, las cuales puede inducir esfuerzos excesivos que generan agrietamientos en las losas. Durante el desarrollo del método PCA, se realizó la determinación del esfuerzo equivalente con base en el esfuerzo máximo de flexión en el borde de la losa, determinado mediante un análisis de elementos finitos con el programa J-Slab. Se analizaron ejes simples (SA) y tándem (TA) para los diferentes espesores de losa y para distintos módulos de sub-rasante. Los valores de los parámetros de entrada básicos asumidos durante el análisis fueron: El módulo de la losa $E = 4$ Mpsi, la relación de Poisson de la losa de $\mu = 0,15$, el largo de la losa $L = 180$ plg y el ancho de la losa $W = 144$ plg. La carga de los ejes simples de rueda doble asumida fue de 18-kips, con 4.500 lb en cada una de las 4 ruedas del eje. Las características del eje simple fueron; área de contacto de la rueda = $7 * 10$ pulg² (o un radio de carga equivalente $a = 4,72$ pulg.), espacio entre ruedas $s = 12$ pulg., y el ancho del eje $D = 72$ pulg (distancia entre el centro de las dos ruedas). La carga utilizada para los ejes tándem fue de 36-kips, carga para un eje tándem estándar de ruedas dobles, con espaciamiento entre ejes $t = 50$ pulg. Para el caso

de pavimentos con bermas de concreto (WS) se consideró un factor de trabazón de agregados AGG = 25,000 psi. En el caso de los pavimentos sin bermas de concreto (NS), la PCA consideró que el soporte de la subrasante se extiende más allá de los bordes de las losas. El esfuerzo equivalente se definió mediante la ecuación la siguiente ecuación.

$$\sigma_{eq} = \frac{6 * M_e}{h^2} * f_1 * f_2 * f_3 * f_4$$

$$M_e = \begin{cases} -1600 + 2525 * \log(l) + 24.42 * l + 0.204 * l^2 & \text{SA/NS} \\ 3029 + 2966.8 * \log(l) + 133.69 * l + 0.0632 * l^2 & \text{TA/NS} \\ (-970.4 + 1202.6 * \log(l) + 53.587 * l) * (0.8742 + 0.01088 * k^{0.447}) & \text{SA/WS} \\ (-970.4 + 1202.6 * \log(l) + 53.587 * l) * (0.8742 + 0.01088 * k^{0.447}) & \text{TA/WS} \end{cases}$$

$$l = \left(\frac{E * h^3}{12 * (1 - \mu^2) * k} \right)^{0.25}$$

$$f_1 = \begin{cases} \left(\frac{24}{SAL} \right)^{0.06} * \left(\frac{SAL}{18} \right) & \text{SA} \\ \left(\frac{48}{TAL} \right)^{0.06} * \left(\frac{TAL}{36} \right) & \text{TA} \end{cases}$$

$$f_2 = \begin{cases} 0.892 + \frac{h}{85.71} + \frac{h^2}{3000} & \text{NS} \\ 1 & \text{WS} \end{cases}$$

$f_3=0.894$ para el 6% de camión en el borde de la losa

$$f_4 = \frac{1}{1.235 * (1 - CV)}$$

Donde:

σ_{eq} = Es el esfuerzo equivalente en psi

h = El espesor de la losa en pulg

- l** = Es el radio de rigidez relativa del sistema losa-subrasante en pulg,
- k** = Es el módulo de reacción de la subrasante en pci,
- f₁** = Es un factor de ajuste del efecto del peso de los ejes y el área de contacto
- f₂** = Es un factor de ajuste para losas sin bermas
- f₃** = Es un factor de ajuste que tiene en cuenta el efecto en el esfuerzo de los camiones que circulan sobre el borde de la losa (PCA recomienda un 6% de ocupación de camiones, $f_3=0.894$),
- f₄** = Es un factor de ajuste por el aumento de la resistencia del concreto a edades superiores a 28 días, este factor también considera la reducción en la resistencia del concreto con un coeficiente de variación (CV) (PCA recomienda un CV=15%, $f_4=0,953$)
- SAL** = Son las cargas de los ejes simples en kips.
- TAL** = Las cargas de los ejes tándem en kips.

El análisis de fatiga está orientado a evitar las fallas en el pavimento, el método está direccionado a evitar la iniciación de fisuras en las losas del pavimento debidas a fatiga por repeticiones de carga y a esfuerzos críticos. La fatiga se analiza sobre la base del daño acumulado por fatiga aplicando la ley de Miner. En el procedimiento de diseño se define un espesor de losa de prueba, se calcula la relación de esfuerzo equivalente y el módulo de ruptura del concreto (σ_{eq}/S_c) para cada carga y tipo de eje, luego se determinan las repeticiones máximas permitidas por carga N_f mediante la ecuación.

$$\log N_f = 11.737 - 12.077 * \left(\frac{\sigma_{eq}}{S_c}\right) \quad \left(\frac{\sigma_{eq}}{S_c}\right) \geq 0.55$$

$$N_f = \left(\frac{4.2577}{\frac{\sigma_{eq}}{S_c} - 0.4325}\right)^{3.268} \quad 0.45 < \left(\frac{\sigma_{eq}}{S_c}\right) < 0.55$$

$$N_f = \text{ilimitado} \quad \left(\frac{\sigma_{eq}}{S_c}\right) \leq 0.45$$

El porcentaje de daño por fatiga se calcula dividiendo el número esperado de repeticiones de carga por el número de repeticiones máximas permitidas N_f , el porcentaje de daño por fatiga se calcula para cada carga por eje y tipo de eje. El porcentaje total acumulado de daño por fatiga debe ser igual o inferior a 100%, para que el espesor de losa evaluado cumpla con este criterio de diseño, de lo contrario se debe evaluar un espesor de losa mayor.

El **criterio de erosión** es utilizado para limitar la deflexión que se produce en los bordes, las juntas y las esquinas de las losas del pavimento de concreto, que con presencia de agua produce la erosión de la sub-base granular, fenómeno conocido como bombeo. El bombeo ocurre debido a que las repeticiones de carga de ejes pesados en las esquinas y bordes de las losas de concreto ocasionan la erosión de la sub-rasante, la sub-base y los materiales de la berma, es decir que este tipo de cargas producen la erosión del material debajo y alado de las losas, generando vacíos que inducen escalonamiento y fisuración de las losas. Las ecuaciones para calcular la erosión fueron desarrolladas para losas sin berma (NS), losas con berma (WS), losas sin dovelas (ND) y losas con dovelas (WD), ecuación:

$$\delta_{eq} = \frac{P_c}{k} * f_5 * f_6 * f_7$$

$$P_c = \begin{cases} 1.571 + \frac{46.127}{l} + \frac{4372.7}{l^2} - \frac{22886}{l^3} & \text{SA/NS/ND} \\ 1.847 + \frac{213.68}{l} - \frac{1260.8}{l^2} + \frac{22989}{l^3} & \text{TA/NS/ND} \\ 0.5834 + \frac{65.108}{l} + \frac{1130.9}{l^2} - \frac{5245.8}{l^3} & \text{SA/WS/ND} \\ 1.47 + \frac{102.2}{l} - \frac{1072}{l^2} + \frac{14451}{l^3} & \text{TA/WS/ND} \end{cases}$$

$$P_c = \begin{cases} -0.3019 + \frac{128.85}{l} + \frac{1105.8}{l^2} - \frac{3269.1}{l^3} & \text{SA/NS/WD} \\ 1.258 + \frac{97.491}{l} + \frac{1484.1}{l^2} - \frac{180}{l^3} & \text{TA/NS/WD} \\ 0.018 + \frac{72.99}{l} + \frac{323.1}{l^2} + \frac{1620}{l^3} & \text{SA/WS/WD} \\ 0.0345 + \frac{146.25}{l} - \frac{2385.6}{l^2} + \frac{23848}{l^3} & \text{TA/WS/WD} \end{cases}$$

$$f_5 = \begin{cases} \text{SAL}/18 & \text{SA} \\ \text{TAL}/36 & \text{TA} \end{cases}$$

$$f_6 = \begin{cases} 0.95 & \text{ND/NS} \\ 1.001 - \left(0.26363 - \frac{k}{3034.5}\right)^2 & \text{ND/WS} \\ 1 & \text{WD} \end{cases}$$

$$f_7 = \begin{cases} 0.896 & \text{NS} \\ 1 & \text{WS} \end{cases}$$

Donde:

δ_{eq} = Es la deflexión equivalente en la esquina de la losa, en pulg.

pc = Es la presión entre la losa y su superficie de soporte, psi.

f_5 = Es un factor de ajuste por el efecto de las cargas por eje

f_6 = Un factor de ajuste para losas sin dovelas en las juntas y sin berma

f_7 = Es un factor de ajuste que tiene en cuenta el efecto de los camiones en la deflexiones de esquina.

SAL , TAL , l , y k , tienen las mismas definiciones descritas anteriormente.

El factor de erosión (EF) se calcula con la ecuación:

$$EF = \log \left(\frac{11111 * (0.86 * P)^2 * C_1}{h * k^{0.73}} \right)$$

$$P = 268.7 * \left(\frac{P_c^2}{h * k^{0.73}} \right) = 268.7 * \left(\frac{k^{1.27} * \delta_{eq}^2}{h} \right)$$

$$C_1 = 1 - \left(\frac{k}{2000} * \frac{4}{h} \right)^2$$

Donde:

P = Es el índice de trabajo o potencia que relaciona la deflexión de esquina (δ_{eq}) y la presión en la interface entre la losa y el suelo de soporte (p_c).

C1 = Es un factor de ajuste que tiene un valor cercano a 1.0 para subbases no tratadas y decrece hasta aproximadamente 0.9 para subbases estabilizadas.

N_e = Es el número máximo de repeticiones permitidas

C2 = 0.06 es el factor de ajuste para pavimentos sin berma. En pavimentos con berma, la deflexión en la esquina de la losa no se ve significativamente afectada por la colocación de las cargas por lo que se utiliza un factor $C_2=0.94$.

$$\log N_e = 14.524 - 6.777 * (C_1 * P - 9)^{0.103} - \log C_2 \quad C_1 * P > 9$$

$$N_f = \text{Ilimitado} \quad C_1 * P \leq 9$$

$$C_2 \begin{cases} 0.06 & \text{NS} \\ 0.94 & \text{WS} \end{cases}$$

El porcentaje de daño por erosión se calcula dividiendo el número esperado de repeticiones de cargas por el número máximo de repeticiones permitidas (N_e) para cada magnitud de carga por eje y tipo de eje. El daño total acumulado por erosión debe ser igual o inferior a 100% para que el espesor de losa evaluado cumpla con este criterio de diseño, de lo contrario se debe evaluar un espesor de losa mayor.

2.3.4.3. Método de diseño de la AASHTO 2008

Este método considera para el diseño de pavimento de hormigón tres tipos de deterioro: escalonamiento, agrietamiento transversal y regularidad superficial. Los tres modelos incluyen coeficientes que pueden ser modificados para calibrar la predicción de acuerdo a la experiencia local. El proceso que se sigue el mismo antes ya mencionado y resumido en la **Figura 2.3-2** y cuyo método se detallara más adelante.

2.4. Diferencias entre los métodos tradicionales y el método AASHTO 2008

Los métodos tradicionales citados con anterioridad, cada uno con sus propios parámetros de diseño, pero similares en cuanto a la caracterización de tráfico, materiales y clima tienen en común que arrojan resultados de espesores del pavimento. No obstante, el método AASTHO 93 y el método AASHTO 2008 con llevan una gran diferencia, el método AAHSTO 93 es el más usado en nuestro medio por tanto en **la tabla 2.4-1 y 2.4-2** se enumeran las diferencias existentes entre estos dos métodos.

El método de la PCA para diseño de pavimento rígido tiene como propósito evaluar estructuras de concreto por fatiga y erosión para determinar espesores, este método no toma en cuenta el clima y durante su concepción del método se analizaron ejes simples (SA) y ejes tándem (TA) para diferentes espesores de losa y diferentes módulos de subrasante.

Tabla 2.4-1 Diferencias entre la AASHTO 1993 y MEPDG 2008

Parámetro	MEPDG 2008	AASHTO 1993
Tipo de pavimentos		
Software de fácil uso	Sí	Sí
Diseño de Pavimentos (flexibles y rígidos)	Sí	Sí
Funcional para la Rehabilitación de Pavimentos Flexibles y rígidos	Sí	Sí
Entradas		
Niveles jerárquicos de entrada 1, 2 y 3	Sí	No
Trafico		
Espectros de Carga	Sí	No
ESALs 18-kip	Sí	Sí
Distribución del tráfico de forma horaria, diaria y mensual	Sí	No
Desplazamiento lateral por trafico	Sí	No
Velocidad del tráfico (Tipo de carga)	Sí	No
Análisis de daños por efecto de vehículos pesados	Sí	No
Clima		
Consideración de Clima Húmedo de Heladas	Sí	Sí, solo en Ottawa, Illinois
Consideración del clima del medio-oeste	Sí	No
Consideración de clima cálido, seco ó húmedo	Sí	No
Consideración de Climas con altas temperaturas	Sí	No
Consideración de clima costero	Sí	No
Consideración de intensas heladas	Sí	No
Predicción		
Comportamiento de la mezcla asfáltica, concreto de cemento portland y materiales granulares	Sí	No
Piel de cocodrilo y fisuramiento por fatiga longitudinal	Sí	No
IRI, Ahuellamiento y fisuramiento térmico	Sí	No
Fisuramiento transversal	Sí	No
Desnivel de Juntas y Punzonamiento	Sí	No
Credibilidad en los diferentes diseños y soluciones	Sí	No

Fuente: Implementation of the MEPDG for Flexible Pavements in Idaho. National Institute for Advanced Transportation Technology University of Idaho.

Tabla 2.4-2 Diferencias entre la AASHTO 1993 y MEPDG 2008 (Cont.)

Parámetro	MEPDG 2008	AASHTO 1993
Caracterización del material		
Caracterización del material a utilizar	Sí	No
Consideración a corto y mediano plazo del endurecimiento por envejecimiento del AC	Sí	No
Módulos variables de la MDC y del PCC por variación de temperaturas frecuencias de carga	Sí	No
Ajuste del módulo resiliente del material sin consolidar por variación de la humedad durante toda la vida de diseño	Sí	No, solo considera las variaciones estacionales del módulo
Caracterización del material granular que conforma el MDC y el PCC	Sí	No
Calibración de modelos		
Calibración y validación de modelos a nivel nacional	Sí	No, solo los datos de pruebas de carreteras realizados por la AASHO
Tiempo para la representación y recolección de los datos utilizados en la calibración	Hasta 14 años	Solo 2 años para la representación y recolección de los datos (PSI)
Repeticiones del tráfico utilizado en la calibración	Hasta 27 años	Solo 1.1 millones de ESALs

Fuente: Implementation of the MEPDG for Flexible Pavements in Idaho. National Institute for Advanced Transportation Technology University of Idaho.

CAPÍTULO III
AVANCES EN LA APLICABILIDAD DEL MÉTODO
MECÁNICO-EMPÍRICO AASHTO 2008 EN PAVIMENTOS
EN NUESTRO MEDIO

3.1. Metodología empírico-mecanicista AASHTO 2008 en pavimentos rígidos y flexibles

El diseño Mecánico-Empírico (ME) de estructuras de pavimentos ha sido reconocido en muchos países como el método más prometedor para el diseño de carreteras y la rehabilitación, se señala que este se introdujo en Dinamarca hacia los años sesenta como el método Estándar de diseño, luego adoptado por Shell y se introdujo en los EE.UU. por el Instituto de Asfalto en 1982. El ingeniero Theyse H.I., en su paper Revision of SouthAfrican Flexible Pavement Design Method: Mechanistic-Empirical Component (Revisión en Sudáfrica del Método de Diseño de Pavimentos Flexible: Componente Mecanístico-Empírico) expone que el método ha estado disponible en el sur de África desde la década de 1970.

Sin embargo, su uso como una herramienta de diseño estuvo obstaculizado por la dificultad en la determinación de los módulos elásticos de los diferentes materiales que conforman la estructura de pavimento. La excesiva sensibilidad que en su momento exhibieron estos materiales debido al cambio de sus variables de entrada condujo a resultados no intuitivos, cálculos estructurales erróneos y por lo tanto poco realistas. En casi todos los casos, el fracaso de las primeras versiones de la ME se relacionaron directamente a las influencias ambientales y las características de los materiales.

En reconocimiento de esto y de las deficiencias de los métodos de diseño, en los EE. UU. hacia el año 1996 la AASHTO y la JTFP - Joint Task Force on Pavements (Grupo de trabajo conjunto sobre pavimentos) recolectaron todas las experiencias de la ingeniería de pavimentos extraída de los organismos viales, la academia industria y gobierno, lo que ayudó a sentar las bases para un nuevo método de diseño ME y una mejora sustancial sobre las versiones anteriores.

Con lo anterior se dio lugar al NCHRP - National Cooperative Highway Research Program (Programa Nacional de Investigación Cooperativa de Autopistas) Proyecto 1-37A que desarrolló en últimas la guía de diseño y el software que lo acompaña.

3.2. Principios del método MPEDG AASTHO 2008

El diseño ME de la ASHTOO reúne dos enfoques separados hasta ahora en el diseño de los pavimentos. Su aplicación depende en gran medida de los modelos matemáticos y las diferentes propiedades de los materiales que se encuentran en los laboratorios. Los modelos matemáticos incluidos en el ME se utilizan para predecir esfuerzos, deformaciones y deflexiones (denominados colectivamente como respuestas) dentro del pavimento cuando se somete a cargas de tránsito y los cambios en las condiciones ambientales. Esto hace que el primer paso del análisis (Mecánico) se basa en leyes físicas de la mecánica.

En la etapa mecanicista, las herramientas matemáticas empleadas son o bien el FEA - Finite Element Analysis (análisis de elementos finitos) o la MLET - Multi-Layer Elastic Theory (teoría elástica multicapa). La FEA y MLET se utilizan para analizar las respuestas de la estructura de pavimento sometidos a cargas e influencias ambientales.

El otro conjunto de modelos (funciones de transferencia) utilizan los valores de las respuestas calculados para predecir empíricamente el comportamiento del pavimento. Esta predicción se determina a través de los daños acumulados, deterioros o fallas observadas en los pavimentos tanto flexibles como rígidos.

La etapa que implica la evaluación del rendimiento se denomina la etapa empírica, y depende de la predicción estadística de la condición del pavimento en un tiempo futuro, sobre la base de las respuestas críticas obtenidas. El enfoque ME hace posible optimizar el diseño para garantizar plenamente que los tipos específicos de deterioro o falla sean limitados a valores inferiores a los criterios de falla durante la vida útil de diseño de la estructura del pavimento. **La figura 3.2-1** muestra el diagrama de flujo de las etapas del proceso de diseño y análisis en la MEPDG.

Los pasos básicos incluidos en el proceso de diseño del MEPDG se enumeran a continuación.

1. Selección de la estrategia para el diseño de prueba. En este el diseñador puede utilizar la Guía AASHTO 1993 o cualquier procedimiento de diseño con el objeto de definir la sección transversal del diseño prueba.
2. Selección de los criterios adecuados de desempeño (umbral), para los indicadores y el nivel de confiabilidad de diseño del proyecto. Los criterios de diseño o indicadores de desempeño deben incluir la magnitud de los principales deterioros y la regularidad superficial del pavimento, los cuales son los principales causantes de una rehabilitación o reconstrucción.
3. Obtención de todos los datos de entrada para el diseño de prueba del pavimento bajo consideración. Los datos de entrada se agrupan en seis amplios temas: información general del proyecto, criterios de diseño, tráfico, clima, estructura de capas y propiedades de los materiales (incluyendo las características de diseño).
4. Ejecución del Software MEPDG, exploración de los datos de entrada y salida con juicio ingenieril. En este paso se examinan los datos de entrada para verificar el correcto ingreso de los mismos, además de la respectiva evaluación de los parámetros arrojados en la salida correspondientes a los indicadores de desempeño con el objetivo de que él sea evaluado, es decir, si ha cumplido con cada uno de los indicadores para el nivel confiabilidad del diseño elegido para el proyecto.

Por último, si alguno de los criterios no se cumple, se remedian las diferentes características de diseño ingresadas en los pasos 2 al 4.

5. Revisión del diseño de prueba, si es necesario. Este paso se realiza para considerar si el diseño de prueba tiene errores en los datos de entrada, anomalías en las respuestas del material, o se ha excedido el criterio de falla para el nivel de confiabilidad especificado, además se pueden revisar los datos de entrada del diseño de prueba, y se itera con el software hasta que los criterios de desempeño cumplan.

En últimas, la función de la MEPDG es predecir los deterioros o fallas y el IRI (índice de regularidad internacional) a un nivel de confiabilidad seleccionado. Por lo tanto, no es un

procedimiento directo de diseño de espesores, sino más bien una herramienta de análisis para que el diseñador la use de manera iterativa.

Es evidente que la adopción del diseño ME ha sido posible gracias a los rápidos avances en la tecnología, requiriendo cálculos muy complejos tanto para la parte mecánica como las etapas empíricas, las cuales se combinan en la guía de diseño de pavimentos Mecánico-empírico (MEPDG) o DG2002. Desde un punto de vista económico, la metodología ME ofrece un enfoque más rentable en el diseño, construcción y gestión de los pavimentos.

A pesar de que su uso es deseable, una de las desventajas del enfoque ME son los requisitos que se incluyen en las diferentes entradas y modelos, como el caso climático que para una adopción completa se necesita de muchos insumos que por lo general no se poseen.

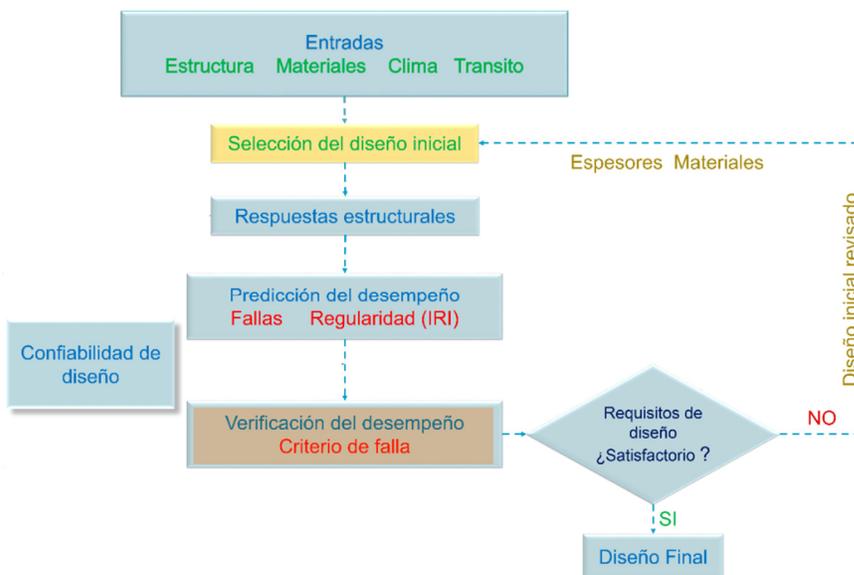
El nivel jerárquico de los datos que se ingresan en el MEPDG son un esquema que se utiliza para categorizar el conocimiento del diseñador acerca de los datos ingresados para el análisis. El enfoque de niveles de jerarquía es empleado con respecto al tránsito, los materiales y a la condición de los parámetros de entrada relacionados a la condición de pavimentos existentes.

3.2.1. Niveles de entrada

A continuación, se describen los tres niveles disponibles para jerarquizar los valores que se ingresan para la mayoría de los parámetros de materiales y el tránsito

Nivel de entrada 1: Este nivel representa el mayor grado de conocimiento sobre el parámetro de entrada para un proyecto específico, pero tiene el más alto nivel de costos de recopilación de información y pruebas para determinar el valor de entrada. Este nivel debe ser utilizado para diseños de pavimentos donde se presenten características inusuales, o bien para materiales o condiciones de tráfico que estén fuera del espacio de inferencia considerado para desarrollar las correlaciones y los valores por defecto incluidos en los niveles 2 y 3.

Figura 3.2-1 Diagrama de flujo de las tres etapas del proceso de diseño/análisis para la metodología MEPDG



Fuente: AASTHO 2008

Nivel de entrada 2: El parámetro de entrada es calculado a partir de correlaciones o ecuaciones de regresión, es decir, el valor del ingreso se calcula para datos específicos o parámetros que son menos costosos de medir.

Nivel de entrada 3: En este nivel el parámetro de entrada está basado en valores por defecto o —estimados. Los datos de entrada del nivel 3 están basados en valores globales o regionales por defecto, como por ejemplo el valor de la mediana estadística de un grupo de datos con características similares. Este nivel tiene el menor grado de conocimiento sobre el parámetro de entrada para el proyecto específico, pero tiene los costos más bajos de ensayos y recopilación de datos.

3.3. Análisis de parámetros

3.3.1. IRI inicial

El IRI inicial define la rugosidad del pavimento tal como fue construido. Este parámetro depende en gran medida de las especificaciones de la rugosidad del proyecto y tiene un

impacto significativo en el largo plazo, calidad de marcha en el pavimento. Los valores típicos oscilan entre 50 y 100 pulg / mill.

3.3.2. Parámetros de deterioro

Criterios de rendimiento

El diseñador puede seleccionar algunos o todos estos indicadores de desempeño y establecer criterios para evaluar un diseño y hacer modificaciones si es necesario. Los criterios de rendimiento para cada dificultad dependerán de la habilidad de diseño del individuo y su tolerancia para la cantidad de grietas en el período de diseño. Los criterios de rendimiento también dependerán del nivel de fiabilidad del diseño que, a su vez, dependerá de la clase funcional de la carretera. Por ejemplo, especificar un nivel de confianza alto consistente con un diseño de la carretera interestatal y un bajo nivel de falla permitido resultará en un diseño muy conservador.

Superficie de agrietamiento por fatiga hacia abajo

La superficie de agrietamiento por fatiga hacia abajo se manifiesta como grietas longitudinales en el borde de los caminos. Esto permite la infiltración del agua en la capa base de pavimento que puede ocasionar un fallo estructural del pavimento. El criterio de rendimiento de la superficie de agrietamiento por fatiga hacia abajo, se define como la máxima longitud permitida de agrietamiento longitudinal por kilómetro de pavimento durante el período de diseño. Los valores típicos de grietas, se encuentran en el orden de los 1000 pies por milla de pavimento.

Agrietamiento por fatiga de abajo hacia arriba - Piel de cocodrilo

El agrietamiento por fatiga de abajo hacia arriba se manifiesta en forma de piel de cocodrilo dentro de la huella del camino. Además, permite la infiltración del agua en las capas del pavimento subyacente que puede ocasionar un fallo estructural del pavimento; también contribuye directamente a una pérdida de tersura. Un diseño inadecuado puede resultar en la falla prematura de los pavimentos flexibles. El criterio de desempeño se define como el área máxima de grietas cocodrilo expresado como porcentaje del área total

de carril que está permitido durante el período de diseño. Los valores típicos son en el orden del 25 al 50 por ciento del área total de carril.

Fisuramiento térmico

El fisuramiento térmico aparece regularmente como grietas transversales espaciadas a través de la superficie completa del pavimento. El fisuramiento térmico es ambientalmente inducido por fuertes caídas en la temperatura del pavimento que causan la contracción térmica extrema y la fractura de la superficie de asfalto. También permite la infiltración del agua en las capas subyacentes del pavimento y pueden ocasionar un fallo estructural. El fisuramiento térmico contribuye directamente a una pérdida de tersura; el criterio de rendimiento para el fisuramiento térmico se define como la longitud máxima de formación de grietas transversales por kilómetro de pavimento permitida durante el período de diseño. Los valores típicos son del orden de 1000 pies por milla de pavimento.

Fractura por fatiga de las capas químicamente estabilizadas

El agrietamiento por fatiga en las capas subyacentes químicamente estabilizada reduce el apoyo prestado a la parte superior de las capas de pavimento. Esto acelerará la manifestación de fallas de la superficie, especialmente el agrietamiento por fatiga hacia abajo y de abajo hacia arriba en las capas de asfalto de la superficie. Esto dará lugar a una pérdida de tersura y puede conducir a un fallo prematuro del sistema de pavimento. El criterio de rendimiento se define en términos de un índice de daño. Los valores típicos de índices de daño para la formación de grietas de fatiga en capas químicamente estabilizadas, son del orden de 25 por ciento.

La deformación total permanente

La mayoría normalmente se manifiesta como surcos dentro de la huella del camino; son la acumulación de la deformación permanente en todas las capas de asfalto y no consolidadas en el sistema de pavimento. La deformación total permanente es un importante contribuyente a la pérdida de confort del pavimento. También puede crear problemas funcionales, tales como charcos de agua y el hidroneo del vehículo y por consiguiente problemas de manejo de vehículos durante los cambios de carril. El criterio de rendimiento se define en términos de la máxima profundidad del surco dejado en la

trayectoria de la rueda. Las profundidades máximas son del orden de 0,3 a 0,5 pulgadas. Este valor límite es una función directa de la política específica que utiliza cada criterio de diseño.

3.3.3. Rugosidad

La adecuación funcional se cuantifica con mayor frecuencia por la rugosidad del pavimento. Caminos en mal estado no sólo conducen a la incomodidad del usuario, sino también aumentan los tiempos de los viajes y costos de operación del vehículo. La rugosidad de manera simplista se puede definir como "la variación en la elevación de la superficie que induce vibraciones en los vehículos que atraviesan." El índice de rugosidad internacional (IRI) es una de las formas más comunes de medir la suavidad en el manejo de los pavimentos. Al igual que con la falla estructural, el criterio de desempeño para la rugosidad se define por el IRI aceptable al final de la vida de diseño. Los valores del IRI son elegidos por el diseñador y no debe excederse en el nivel de diseño de la confiabilidad. Normalmente, los valores son del rango de 150 a 250 pulg / milla.

3.3.4. Tráfico

Los datos de tráfico son uno de los elementos clave requeridos para el análisis y diseño de las estructuras de pavimentos. La opción de tráfico estándar para el diseño de pavimento es especificar el espectro de la carga real de simple, doble, tridem. La segunda opción de tráfico de pavimentos son la configuración de ejes especiales. Esta opción permite el análisis del comportamiento del pavimento debido al sistema de vehículos, especial, pesada, no convencional, que están a menudo sujetos a permisos especiales. Esta es una característica muy importante de la guía, ya que proporciona al diseñador la información sobre la cantidad de daño que podría ser causada por uno o varios pasos del vehículo especial, para la estructura del pavimento.

Información Básica

El promedio anual de tráfico de camiones diarios (TPDA) para el año base

El número total de vehículos pesados (clases de 4 a 13) en el flujo de tráfico.

Porcentaje de camiones en la dirección del diseño (factor de distribución de dirección).

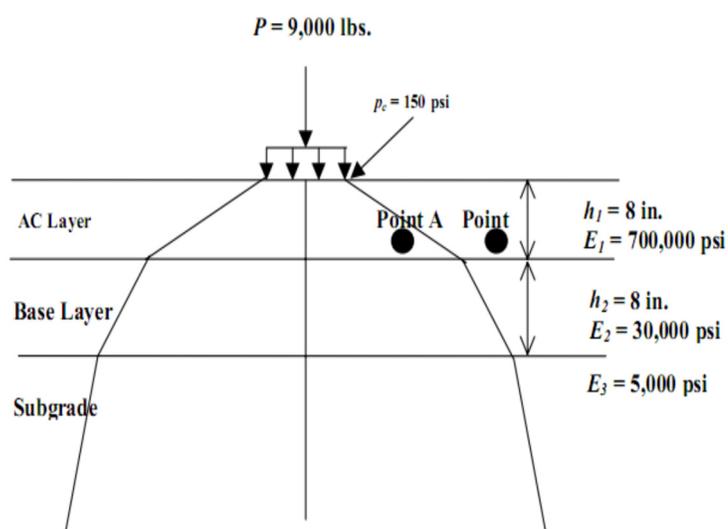
Porcentaje de camiones en el carril de diseño (factor de carril de distribución).

Velocidad de operación de los vehículos.

Velocidad de operación de vehículos

La velocidad de operación es un parámetro importante para el diseño de pavimento, ya que influye directamente en la respuesta de la rigidez de las capas de concreto asfáltico en la estructura del pavimento. A medida que el tráfico se mueve a lo largo de la carretera, un gran número de rápidos pulsos de tensión se aplican a cada elemento de los materiales dentro del sistema de pavimento. Por lo general, estos pulsos de tensión duran sólo un período corto de tiempo, y la magnitud y duración dependerá de la velocidad del vehículo, el tipo, la geometría de la estructura del pavimento y la ubicación del elemento en cuestión. La **Figura 3.3-1** muestra una típica estructura de pavimento y la distribución de tensiones en función de la rigidez de la capa. Capas rígidas tienden a extender las tensiones en un área más amplia. Teniendo en cuenta dos puntos elementales A y B en la capa de asfalto, la carga aplicada influye en el punto A, mientras que el punto B se encuentra fuera de la zona de influencia. A medida que la carga se mueve al lado derecho, la tensión en el punto A se incrementará y alcanzará un valor máximo cuando la carga está directamente encima del punto A y disminuirá a medida que la carga se aleja del punto A.

Figura 3.3-1 Distribución de esfuerzos bajo una carga de rueda



Fuente: AASTHO 2008

En la **tabla 3.3-1** se presentan algunas recomendaciones sobre la velocidad típica de operación de vehículos por tipo de servicio del camino.

Tabla 3.3-1 Recomendaciones para la selección de la velocidad de funcionamiento del vehículo

Tipo de servicio del camino	Velocidad operacional (mph)	Frecuencia estimada a la profundidad media de capa - profundidad (hz)		
		Capa rodadura (4 – 12 in)	Capa de rodadura delgada Subrasante (1 – 3 in)	Capa de rodadura con subbase de (3 – 12 in)
Interestatal	60	15 – 40	45 – 95	10 -25
Primarias	45	10 – 30	35 – 70	15 – 20
Urbanas	15	5 – 10	10 – 25	5 – 10
Intersecciones	0.5	0.1 – 0.5	0.5 – 1.0	0.1 – 0.25

Fuente: AASTHO 2008

Ajuste de volumen de tráfico

Los factores de ajuste mensual

Los factores de distribución mensual se utilizan para determinar la variación mensual de tráfico de camiones en el año base. Estos valores son simplemente la relación entre el tráfico de camiones mensuales a la TPDA. Naturalmente, el promedio de la proporción de los 12 meses del año base debe ser igual a 1,0. Si no se dispone de información, asumir una distribución uniforme (es decir, 1,0 para todos los meses para todos los tipos de vehículos).

Para los datos de tráfico (24 horas de su recolección continua de datos), se debe determinar el total del número de camiones (en una clase determinada) para cada clase en un período de 24 horas.

Utilizar datos representativos de todos los días recogidos en los diferentes meses dentro de un año, para determinar el promedio de tráfico diario de camiones por cada mes del año.

Resumiendo, el MAF es el tráfico medio de camiones al día para cada mes durante todo el año.

Se calcula los factores de ajuste mensual dividiendo el promedio de tráfico diario de camiones de cada mes, sumando el promedio de tráfico diario de camiones por cada mes durante todo el año y multiplicando por 12, como se indica a continuación:

$$MAF_i = \frac{AMDTT_i}{\sum_{i=1}^{12} AMDTT_i} * 12$$

Donde:

MAFi = Factor de ajuste mensual en el mes “i”

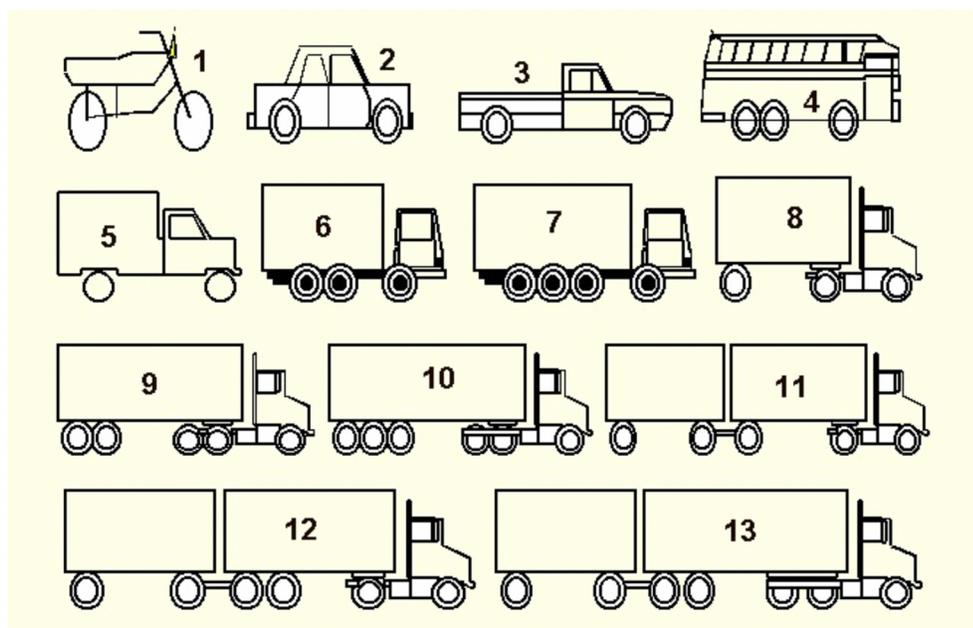
MADTTi = Promedio mensual de tráfico de camiones diarios para el mes i

Distribución de vehículos por clase

La distribución de vehículos por clase representa el porcentaje de cada clase de vehículo (clases de 4 a 13) en el TPDA para el año base. La suma de los porcentajes TPDA de todas

las clases de camión debe ser igual a 100. Es importante tener en cuenta que en el sitio específico (nivel 1) o los datos regionales (nivel 2) no existen datos disponibles; la clasificación de tráfico de camiones (TTC) se puede utilizar en conjunción con la clase funcional de la carretera para estimar la distribución de clases de vehículos. Cada TTC representa un flujo de tráfico con características de tránsito de camiones, y un vehículo de distribución de la clase por defecto se estableció para cada TTC con una base de datos de tráfico nacional para su uso en el nivel 3. Valores por defecto de factores de distribución de vehículos por clase (nivel 3) medidos por los datos de tráfico son LTPP, es decir se proporciona como parte de la Guía de software de diseño. El valor por defecto de distribución de vehículos por clase es elegido en base a la clase de carretera y la mejor combinación del tráfico de camiones, la clasificación (TTC) describe el flujo de tráfico que se espera en el camino dado. Los valores por defecto se obtuvieron mediante la elección de una clase funcional y la combinación de grupos de TTC (es decir, 1, 2, 3, 4, 5, 8, 11 y 13) que mejor caracteriza el flujo de tráfico que se espera. Un conjunto estandarizado de los grupos que mejor describe TTC del flujo de tráfico para las clases funcionales diferentes se presentan en la **Figura 3.3-2**

Figura 3.3-2 Clasificación de vehículos



Fuente: AASTHO 2008

Cada grupo TTC representa un flujo de tráfico con características únicas del tránsito de camiones (véase tabla 3.3-2 a tabla 3.3-3).

Tabla 3.3-2 Clasificación del Tráfico de Camiones (TTC), descripción de grupo y correspondiente distribución de vehículo (camión) por clase, valores por defecto considerados en el software de la guía de diseño

TTC Grupo	TTC Descripción	Distribución de vehículo por clase (%)									
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Mayoría de camiones de un solo remolque en ruta (Tipo I)	1.3	8.5	2.8	0.3	7.6	74	1.2	3.4	1	0.3
2	Mayoría de camiones de un solo remolque en ruta (Tipo II)	2.4	14.1	4.5	0.7	7.9	66.3	1.4	2.2	0	0.2
3	Mayoría de camiones de uno o más remolques en ruta (Tipo I)	0.9	11.6	3.6	0.2	6.7	62	4.8	2.6	1	6.2
4	Mayoría de camiones de un solo remolque en ruta (Tipo III)	2.4	22.7	5.7	1.4	8.1	55.5	1.7	2.2	0	0.4
5	Mayoría de camiones de uno o más remolques en ruta (Tipo II)	0.9	14.2	3.5	0.6	6.9	54	5	2.7	1	11
6	Camiones pequeños o intermedia de un solo remolque en ruta (I)	2.8	31	7.3	0.8	9.3	44.8	2.3	1	0	0.3
7	Mayoría de camiones mixtos en ruta (Tipo I)	1	23.8	4.2	0.5	10.2	42.2	5.8	2.6	1	8.4
8	Mayoría de camiones con varios remolques en ruta (Tipo I)	1.7	19.3	4.6	0.9	6.7	44.8	6	2.6	2	11.8
9	Camiones pequeños o intermedia de un solo remolque en ruta (II)	2.8	34	12	1.6	9.9	36.2	1	1.8	0	0.3
10	Mayoría de camiones mixtos en ruta (Tipo II)	0.8	30.8	6.9	0.1	7.8	37.5	3.7	1.2	5	6.7

Fuente: AASTHO 2008

Tabla 3.3-3 Clasificación del Tráfico de Camiones (TTC), descripción de grupo y correspondiente distribución de vehículo (camión) por clase, valores por defecto considerados en el software de la guía de diseño (cont.)

TTC Grupo	TTC Descripción	Distribución de vehículo por clase (%)									
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
11	Grandes camiones con varios remolques en ruta (Tipo II)	1.8	24.6	7.6	0.5	5	31.3	9.8	0.8	3	15.3
12	Camiones pequeños o intermedia de un solo remolque en ruta (III)	3.9	40.8	12	1.5	12.2	25	2.7	0.6	0	1.3
13	Mayoría de camiones mixtos en ruta (Tipo III)	0.8	33.6	6.2	0.1	7.9	26	11	1.4	3	10.3
14	Mayoría de camiones livianos en ruta (Tipo I)	2.9	56.9	10	3.7	9.2	15.3	0.6	0.3	0	0.3
15	Mayoría de camiones livianos en ruta (Tipo II)	1.8	56.5	8.5	1.8	6.2	14.1	5.4	0	0	5.7
16	Mayoría de camiones livianos con varios remolques en ruta	1.3	48.4	11	1.9	6.7	13.4	4.3	0.5	0	12.6
17	Ruta de buses	36	14.6	13	0.5	14.6	17.8	0.5	0.8	0	1.5

Fuente: AASTHO 2008

Tabla 3.3-4 Orientaciones propuestas para la selección de los grupos apropiados (TTC) para las diferentes clasificaciones funcionales de la carretera.

Descripciones de la clasificación funcional de la carretera	Tráfico de camiones aplicable según su clasificación por número de grupo
Arterias principales - Rutas interestatales y de defensa	1,2,3,4,5,8,11,13
Arterias principales - Rutas dentro del estado, incluyendo autopistas y vías rápidas	1,2,3,4,6,7,8,9,10,11,12,14,16
Arterias menores	4,6,8,9,10,11,12,15,16,17
Colectores principales	6,9,12,14,15,17
Colectores menores	9,12,14,17
Rutas locales y calles	9,12,14,17

Fuente: AASTHO 2008

Tabla 3.3-5 Definiciones y descripciones de los grupos de TTC.

Buses en flujo de tráfico	Los productos básicos transportados por tipo de camión		TTC Grupo N°.
	Multi – remolques	Un solo remolque y unidades simples	
Bajo a ninguno (<2%)	Cantidad relativamente alta de camiones multi - remolque (>10%)	Predominio de camiones con un solo remolque	5
		Alto porcentaje de camiones con un solo remolque, pero algunos camiones sin remolque	8
		El tráfico de camiones se mezcla con un porcentaje más alto de camiones con un solo remolque.	11
		El tráfico de camiones se mezcla con unos porcentajes iguales de camiones solos y camiones con un solo remolque	13
		Predominio de camiones solos	16
		Predominio de camiones con un solo remolque.	3

Fuente: AASTHO 2008

Tabla 3.3-6 Definiciones y descripciones de los grupos de TTC (cont.)

Buses en flujo de tráfico	Los productos básicos transportados por tipo de camión		TTC Grupo N°.
	Multi – remolques	Un solo remolque y unidades simples	
Bajo a ninguno (<2%)	Cantidad relativamente alta de camiones multi - remolque (>10%)	Predominio de camiones con un solo remolque	5
		Alto porcentaje de camiones con un solo remolque, pero algunos camiones sin remolque	8
		El tráfico de camiones se mezcla con un porcentaje más alto de camiones con un solo remolque.	11
		El tráfico de camiones se mezcla con unos porcentajes iguales de camiones solos y camiones con un solo remolque	13
		Predominio de camiones solos	16
		Predominio de camiones con un solo remolque.	3

Fuente: AASTHO 2008

Tabla 3.3-7 Definiciones y descripciones de los grupos de TTC (cont.)

Buses en flujo de tráfico	Los productos básicos transportados por tipo de camión		TTC Grupo N°.
	Multi – remolques	Un solo remolque y unidades simples	
De baja a moderada (>2%)	Bajo a ninguno (<2%)	El tráfico de camiones se mezcla con un porcentaje más alto de camiones con un solo remolque.	6
		El tráfico de camiones se mezcla con unos porcentajes iguales de camiones solos y de camiones con un solo remolque.	9
		El tráfico de camiones se mezcla con un mayor porcentaje de camiones solos	12
		Predominio de camiones solos	14
Ruta principal de buses (>25%)	Bajo a ninguno (<2%)	El tráfico de camiones se mezcla con igualdad de camiones solos y de camiones con un solo remolque	17

Fuente: AASTHO 2008

Los diseñadores deben escoger el conjunto predeterminado de clase de distribución de vehículos para el TTC que más describe el flujo de tráfico. Hay que señalar que estos datos de tráfico en el lugar, regionales o en todo el estado deben empezar años antes del inicio del diseño para asegurar que una cantidad adecuada de los datos sea utilizada en el análisis. Esto tal vez es poco práctico, por lo que para muchos proyectos una agencia puede optar

por utilizar una combinación de datos en concreto y regionales del sitio para reducir el tiempo necesario para recoger los datos necesarios. El diseño de software permite a los diseñadores introducir directamente en la clasificación de vehículos los factores de distribución (niveles 1 a 3) o la importación de un archivo ya preparado para el nivel 3.

Distribución de tráfico de camiones por hora

Los factores de distribución horaria (HDF) representan el porcentaje de la TPDA dentro de cada hora del día. Las entradas en los diferentes niveles son los siguientes:

Nivel 1. Un sitio-o distribución específica de determinado segmento de AVC, WIM, o datos de conteos de vehículos.

Nivel 2. A nivel estatal la distribución regional determina a partir de AVC, WIM, o datos de conteos de vehículos.

Nivel 3. A los factores que determina a partir de una base de datos nacional o la experiencia local.

Para el Nivel 1 a 3 entradas, HDF puede ser calculado usando los datos de tráfico de camiones medidos ininterrumpidamente durante un período de 24 horas de tiempo. Los datos horarios se utilizan para determinar el porcentaje del total de camiones dentro de cada hora de la siguiente manera:

Revisar los datos de AVC y excluir todas las muestras de tránsito con más o menos de 24 horas de datos.

Determinar el número total de camiones que pasan dentro de cada hora de las 24 horas del tráfico de la muestra.

Dividir el número total de camiones que pasan dentro de cada hora por el número total de camiones que pasan durante las 24 horas de toda la muestra y multiplicar por 100.

La suma del porcentaje diario de tráfico de camiones por incremento de tiempo debe sumar el 100 por ciento. El valor predeterminado HDF se proporciona en la Guía de software de diseño calculado a partir del tráfico LTPP base de datos y se recomienda como nivel 3. En la **tabla 3.3-5** se muestra un resumen de valores HDF en el software de la guía de diseño.

Tabla 3.3-8 Valores por defecto de la distribución del tráfico de camiones por hora basados en datos de tráfico LTPP.

Periodo de tiempo	Distribución %	Periodo de tiempo	Distribución %
12:00 a.m. - 1:00 a.m.	2.3	12:00 p.m. - 1:00 p.m.	5.9
1:00 a.m. - 2:00 a.m.	2.3	1:00 p.m. - 2:00 p.m.	5.9
2:00 a.m. - 3:00 a.m.	2.3	2:00 p.m. - 3:00 p.m.	5.9
3:00 a.m. - 4:00 a.m.	2.3	3:00 p.m. - 4:00 p.m.	5.9
4:00 a.m. - 5:00 a.m.	2.3	4:00 p.m. - 5:00 p.m.	4.6
5:00 a.m. - 6:00 a.m.	2.3	5:00 p.m. - 6:00 p.m.	4.6
6:00 a.m. - 7:00 a.m.	5	6:00 p.m. - 7:00 p.m.	4.6
7:00 a.m. - 8:00 a.m.	5	7:00 p.m. - 8:00 p.m.	4.6
8:00 a.m. - 9:00 a.m.	5	8:00 p.m. - 9:00 p.m.	3.1
9:00 a.m. - 10:00 a.m.	5	9:00 p.m. - 10:00 p.m.	3.1
10:00 a.m. - 11:00 a.m.	5.9	10:00 p.m. - 11:00 p.m.	3.1
11:00 a.m. - 12:00 p.m.	5.9	11:00 p.m. - 12:00 a.m.	3.1

Fuente: AASTHO 2008

Factores de crecimiento del tráfico

La función de crecimiento del tráfico permite el crecimiento o la decadencia en el tráfico de camiones a través del tiempo (previsión de tráfico de camiones o retrospectiva). Tres funciones están disponibles para estimar en el futuro los volúmenes de tráfico de camiones:

No hay crecimiento.

Crecimiento lineal.

Crecimiento compuesto

Distintas funciones de crecimiento pueden ser utilizados para diferentes clases funcionales. Sobre la base de la función elegida, la fecha de apertura de la carretera al tráfico (excluida la construcción), y la vida de diseño (que se examinan en la categoría básica de entrada de información), el tráfico se proyecta hacia el futuro.

Factores de distribución de carga por eje

Los factores de distribución de carga por eje, simplemente representan el porcentaje de total de aplicaciones del eje dentro de cada intervalo de carga para un tipo específico de eje y clase de vehículo (clases de 4 a 13). Estos datos deben ser proporcionados por cada mes para cada clase de vehículo. La definición de los intervalos de carga para cada tipo de eje se proporciona a continuación:

Ejes Individual - 3.000 libras a 41.000 libras a 1.000 intervalos de libras.

Ejes tándem - 6.000 libras a 82.000 libras a 2.000 intervalos de libras.

Trídem y ejes Quad - £ 12.000 a £ 102.000 en 3000 intervalos de libras.

La distribución de la carga por eje o espectros normalizados sólo se puede determinar a partir de datos WIM. Por lo tanto, el nivel de entrada depende de la fuente de datos (sitio, regional o nacional) para este procedimiento de diseño, los espectros de carga se han normalizado sobre una base anual.

Entradas generales de tráfico

La mayoría de las entradas en esta categoría se define con la configuración de carga por eje y detalles de carga para el cálculo de las respuestas del pavimento. Las excepciones son el "número de tipos de ejes de camiones por clase" y "distancia entre ejes" de los insumos que se utilizan en los cálculos de tráfico.

Distancia media de la rueda

Es la distancia desde el borde exterior de la rueda a la marca en el pavimento. Este aporte es muy importante en la informática, tanto para daños por fatiga y grietas JPCP predicciones CRCP, pero no se utiliza para el análisis de pavimento flexible. Existen tres tipos de niveles de datos:

Nivel 1. El valor determinado a través de mediciones directas en el sitio específico de segmentos (no aplicable a los nuevos alineamientos).

Nivel 2. En valor promedio de la región / estado determina a partir de mediciones en caminos con características de tráfico similares y las condiciones del sitio (por ejemplo, la clase funcional, tipo de pavimento, nivel de servicio y así sucesivamente).

Nivel 3. El valor promedio nacional o estimaciones basadas en la experiencia local.

Un dato por defecto (Nivel 3) la distancia media de la rueda es 18 pulgadas y se ofrece en el software, esto es recomendable si la información más exacta no está disponible.

Desviación estándar del paso del tráfico

Influye en el número de aplicaciones de carga por eje en un punto de partida para la predicción de la falla y el rendimiento; este parámetro afecta a la predicción de la fatiga y la deformación permanente en el sistema de pavimento. A pesar de que afecta directamente a la progresión del daño por fatiga y ahuellamiento, un enfoque ligeramente diferente se utiliza para cada peligro. Estimación de daños por fatiga se basa en la Ley de Miner, que establece que el daño está dado por la siguiente relación:

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i}$$

Donde:

D = Daño.

T = Número total de períodos.

ni = Tráfico real para el período i

Ni = El tráfico permitido en las condiciones imperantes en el periodo i.

Los diferentes niveles para el tráfico son: Nivel 1, nivel 2, nivel 3 ya mencionados anteriormente. Un dato por defecto (Nivel 3) significa que el tráfico de camiones deambula por la desviación estándar de 10 pulgadas; esto se ofrece en la Guía de diseño de software.

Diseño ancho del carril

Esta es la distancia entre las marcas de los carriles a cada lado del carril de diseño. Se utiliza principalmente para el diseño de pavimento rígido y tiene poco efecto en los análisis de pavimento flexible; el valor por defecto para los carriles de ancho estándar es de 12 pies.

Número de tipos de eje por clase de camiones

Esta entrada representa el número medio de ejes para cada clase de vehículo (clase 4 a 13) para cada tipo de ejes (tándem único, trídem y quad). Los diferentes niveles de datos son:

Nivel 1. Los valores determinados por el análisis directo de los datos de tráfico del sitio-específico (AVC, WIM, o una densidad de tráfico).

Nivel 2. Los valores determinados por el análisis directo de los datos de tráfico regional / estatal (AVC, WIM, o una densidad de tráfico).

Nivel 3. Los valores por defecto basados en el análisis de bases de datos nacionales, tales como las bases de datos LTPP.

Tabla 3.3-9 Sugiere valores por defecto para el número promedio de ejes simples o tándem, y los ejes trídem por clase de camión.

Clasificación de camiones	Número de ejes simples por camión	Número de ejes tándem por camión	Número de ejes trídem por camión	Número de ejes quad por camión
4	1.62	0.39	0	0
5	2	0	0	0
6	1.02	0.99	0	0
7	1	0.26	0.83	0
8	2.38	0.67	0	0
9	1.13	1.93	0	0
10	1.19	1.09	0.89	0
11	4.29	0.26	0.06	0
12	3.52	1.14	0.06	0
13	2.15	2.13	0.35	0

Nota: El número de ejes de quad por camión es de 0,00, porque había muy pocos contados en la base de datos de tráfico LTPP.

Fuente: AASHTO 2008

Configuración del eje

Una serie de datos son necesarios para describir los detalles de la carga de los neumáticos y el eje para su uso en el módulo de la respuesta del pavimento. Los valores típicos son para cada uno de los siguientes elementos; sin embargo, los valores del sitio específico pueden ser utilizados, si la información está disponible.

Ancho de eje promedio - la distancia entre dos bordes exteriores de un eje. Para camiones se puede suponer 8,5 pies para el ancho del eje.

Separación de los neumáticos dobles - la distancia entre los centros de un neumático dual. El espacio de neumáticos dual para los camiones es de 12 pulgadas.

Presión de los Neumáticos - la presión de inflado en caliente o la presión de contacto de un neumático o una llanta dual. Para los camiones pesados, la presión típica de inflación en caliente es de 120 psi.

Separación de los ejes - la distancia entre los ejes consecutivos de un tándem, trídem o quad. La distancia media entre ejes es de 51,6 pulgadas tándem y de 49,2 pulgadas en el trídem.

Distancia entre ejes

Esta información es utilizada principalmente para el diseño de pavimento rígido y tiene poco efecto sobre el análisis de pavimento. Una serie de datos son necesarios para describir la distancia entre ejes de los vehículos para su uso en las respuestas del pavimento en computación. Estos datos pueden ser obtenidos directamente de las bases de datos del fabricante o medidos directamente en el campo.

La distancia entre ejes media (metros) - a corto, mediano o largo plazo. Los valores recomendados son 12, 15 y 18 pies de distancia entre ejes de corto, mediano y largo plazo, respectivamente.

El porcentaje de los camiones en la clase de 8 a 13 con la distancia entre ejes de corto, mediano y largo plazo - una distribución uniforme del uso (por ejemplo, 33, 33 y 34 por ciento para los ejes corto, mediano y largo plazo, respectivamente), a menos que una información más exacta esté disponible.

Procesamiento de entrada

Las entradas de tráfico son procesadas para producir la siguiente "entrada de procesado" para cada mes durante el período completo de diseño:

Número de ejes individuales en cada categoría de carga.

Número de ejes tandem en cada categoría de carga.

Número de ejes trídem en cada categoría de carga.

Número de ejes quad en cada categoría de carga.

Número de camiones (Clase 8 y arriba) en cada categoría de carga (para el agrietamiento).

Los factores de distribución de tráfico por hora se aplican a la entrada de tráfico procesado (la densidad de tráfico por tipo de eje para cada mes del período de diseño) para obtener tráfico por hora en el momento del cálculo de daño para cada peligro.

3.3.5. El clima

Las condiciones ambientales tienen un efecto significativo sobre el desempeño de pavimentos. La interacción de los factores climáticos con los materiales del pavimento y la carga es compleja. Factores tales como la precipitación, temperatura, ciclos hielo-deshielo, y la profundidad de agua afectan a la temperatura del pavimento, el subsuelo y el contenido de humedad, lo que a su vez afecta directamente la capacidad de carga de las capas y el rendimiento final del pavimento.

Entradas climáticas

La información relacionada con el clima para realizar el diseño de pavimento requiere lo siguiente:

La temperatura del aire cada hora durante el período de diseño.

Precipitación por hora durante el período de diseño.

Velocidad del viento por horas durante el período de diseño.

Porcentaje de luz solar cada hora durante el período de diseño.

Valores a cada hora de humedad relativa ambiental.

El agua estacional o permanente en el sitio del proyecto.

Tener en cuenta que al menos 24 meses de los datos de la estación meteorológica son necesarios para que el software de la guía de diseño pueda dar una solución razonable.

Procesamiento de entrada

Las entradas climáticas se combinan con las propiedades del material de pavimento, espesores de capa, y el drenaje; la siguiente información se utiliza en el análisis de diseño del pavimento.

Perfiles de distribución de temperatura por hora a través de las capas de asfalto.

Perfiles de cada hora de temperatura y humedad (incluyendo los cálculos de la profundidad de heladas) a través de capas de otros pavimentos.

Informe mensual o bimensual (durante los períodos de congelados o recientemente) de las predicciones de capa de módulos para la base de asfalto no consolidada, / sub-base, y las capas de sub-base.

Los valores de índice de congelación anual.

El promedio anual de días de lluvia.

Número de ciclos de congelación y descongelación.

3.3.6. Estructura del pavimento

Los valores de entrada para las propiedades de la estructura de pavimento se organizan en las siguientes categorías:

Drenaje y características de la superficie.

Las propiedades de la capa

La posible falla

Drenaje y características de la superficie

Estas son las propiedades generales de estructura de pavimento para el diseño, y la información requerida en esta categoría incluye lo siguiente:

Capa superficial de onda corta del pavimento y su capacidad de absorción.

El potencial de infiltración.

Pendiente del pavimento.

Longitud de la vía de drenaje.

Absorción de onda corta del pavimento

La capacidad de absorción de onda corta de una superficie de pavimento depende de la composición del pavimento, el color y textura. La capacidad de absorción de onda corta es la relación entre la cantidad de energía solar absorbida por la superficie del pavimento y la energía total que fue expuesta a la superficie, lo que naturalmente afecta el régimen de temperatura dentro de la estructura del pavimento y a la respuesta estructural asociada. Esta entrada va de 0 a 1. En general, mientras más ligero y más reflexiva es la superficie, menor es la capacidad de absorción de onda corta. Para el Nivel 1 de entrada, este valor debe ser determinado a través de pruebas directas. El rango de valores típicos de 0,8 a 0,9 para el curtido de asfalto y de 0,9 a 0,98 para el asfalto fresco. El valor por defecto recomendado es de 0,85 para el diseño de un pavimento nuevo.

Infiltración

Esta entrada cuantifica la cantidad de agua que se infiltra en la estructura del pavimento, la calibración de los modelos de falla del pavimento flexible supone que no se produce la infiltración de la humedad durante el período de diseño. Así, el procedimiento de diseño de pavimento no permite al diseñador elegir cualquier nivel de infiltración en este momento.

Las propiedades de capa

El procedimiento de diseño de pavimento flexible permite una gran variedad de asfalto, base, propiedades de material sub-base y espesores de capa. Por ejemplo, una estructura de pavimento flexible podría consistir en una o más capas de la superficie de concreto asfáltico, una base de asfalto tratado, una sub-base agregada, sub-base compactada, la subrasante natural y la base. La estructura del pavimento original definida por el usuario por lo general tiene de 4 a 6 capas. Sin embargo, el software de la guía de diseño podrá subdividir la estructura del pavimento en 12 a 15 sub-capas para el modelado de la temperatura y las variaciones de la humedad. El software de la guía de diseño realiza las sub-capas internamente en función del tipo de material, espesor de la capa y la ubicación de la capa dentro de la estructura del pavimento. El software de la guía de diseño puede analizar un máximo de 19 capas. Sin embargo, debido a las sub-capas automáticas de ciertas capas, se recomienda un máximo de 10 capas.

Las siguientes restricciones se deben satisfacer como mínimo

La capa superficial en el diseño de pavimento flexible es siempre una capa de concreto asfáltico.

Asfalto de gran profundidad (concreto asfáltico en la subrasante) es la estructura mínima que puede ser analizada.

Sólo una capa granular se puede colocar entre dos capas estabilizadas; las dos últimas capas de la estructura del pavimento deben ser capas consolidadas.

Entradas generales de propiedades de capa

Espesor de capa.

Relación de Poisson

La conductividad térmica - la cantidad de calor que fluye normalmente a través de una superficie de unidad de área por unidad de tiempo del gradiente de temperatura normal a la superficie. El valor típico para el asfalto-estabilizado, material base es de 0,67 BTU/hr-ft- ° F.

Capacidad de calor - el calor necesario para elevar la temperatura de una unidad de masa de material de una unidad de temperatura. Un valor típico para el asfalto, base estabilizada es 0,23 BTU/lb- ° F.

Unidad de peso total - rango típico de alta densidad graduada en caliente de asfalto de mezcla es 134 a 148 lb/ft³ (PCF).

Unidad de peso total, peso por unidad de volumen, valor típico del concreto es de 150 lb/ft³ (PCF)

Capas químicamente estabilizadas

Los siguientes datos son necesarios para definir una capa químicamente estabilizada:

Módulo de diseño resiliente máximo de diseño.

Módulo resiliente mínimo (después de daño por fatiga completamente propagada en la capa).

Módulo de ruptura.

Unidad de peso del material.

Relación de Poisson.

La conductividad térmica - la cantidad de calor que fluye normalmente a través de una superficie de unidad de área por unidad de tiempo del gradiente de temperatura normal a la superficie. El valor típico para la base química o químicamente estabilizada es de 1,0 BTU/hr-ft- ° F.

Capacidad de calor - el calor necesario para elevar la temperatura de una unidad de masa de material de una unidad de temperatura. Un valor típico para la base químicamente estabilizada es 0,28 BTU/lb- ° F.

Sin consolidar la base / sub-base / sub-rasante

Las capas base sin consolidar de espesor superior a 6 en la sub-base y la capa más gruesa no consolidada en ocho pulgadas se divide en subcapas internamente dentro del software de la Guía para su análisis. Para la capa base (capa consolidados primero), la primera subcapa de 2 pulgadas es siempre el espesor remanente de la capa de base y las capas sub-base que son sub-capas se dividen en sub-capas con un espesor mínimo de 4 pulgadas para compactar sub-bases naturales; el mínimo espesor de la subcapa es 12 pulgadas en una estructura de pavimento de sub-capas sólo a una profundidad de 8 pies. Cualquier resto de sub-base se considera como una capa infinita. Si el lecho de roca está presente, la subrasante restante es tratada como una capa más allá de 8 pies, la roca no es sub-nivel y siempre se trata como una capa infinita.

Los principales insumos requeridos para la base / sub-base no consolidada y las capas de sub-base son:

Espesor de capa (sólo para capas de base y sub-base) - para capas de sub-base con cal estabilizada (no modificada) o subsuelos compactados deben tenerse en cuenta por separado la sub-base natural, que puede definirse como una capa estructural.

Módulo resiliente de capa. - Para el Nivel 1 de entrada - especificar el esfuerzo no lineal dependiente del módulo resiliente de parámetros K1, K2 y K3. Cabe señalar que las entradas de nivel 1 exigen el uso del código de elementos finitos no lineales para la predicción de rendimiento; en la actualidad sólo se recomienda para ser usado con fines de investigación y análisis.

Para el nivel 2 - el valor del módulo resiliente elástico lineal directo, como alternativa, del valor del módulo elástico se puede determinar a partir de relaciones empíricas en términos de propiedades de índice.

Para el nivel 3 de entrada - especificar un módulo por defecto resistente en función de la AASHTO o clasificación unificada de suelos.

Relación de Poisson.

Coefficiente de presión lateral de tierra, K_o - un valor típico para esta entrada es de 0,5 para materiales naturales o no compactados.

Análisis de la temporada

El diseñador tiene la opción de incluir o no incluir el análisis de la temporada para materiales no consolidados, base y el suelo. Las siguientes opciones están disponibles para la temporada de análisis para los niveles 1 y 2 de entradas de materiales no consolidados:

1.- Introducir un módulo resiliente (M_r) de diseño representativo en la humedad óptima contenida (ya sea K_1 , K_2 y K_3 de entrada del nivel 1 o el M_r de los niveles 2 y 3) o de otro tipo de parámetros permitidos del suelo fuerza / rigidez (CBR, el valor-R, AASHTO estructurales coeficiente de capa) y utilizar el módulo de EICM incrustado en el Guía de diseño de software para estimar las variaciones estacionales basados en el cambio, la humedad y los perfiles de temperatura a través de la estructura del pavimento. Los otros insumos para EICM incluyen el índice de plasticidad, el porcentaje que pasa los tamices N° 4 y N° 200, y el tamaño de grano efectivo correspondiente al pasar del 60 por ciento en peso (D60) de la capa en cuestión. El uso de estos insumos, EICM estima la unidad de peso, la densidad de sólidos, la conductividad hidráulica saturada de la capa de pavimento, el contenido óptimo de humedad gravimétrica, grado de saturación de la capa, y el agua en el suelo, parámetros de la curva característica. Estas cantidades calculadas pueden ser sustituidas con entradas directas.

2.- En lugar de usar la EICM, los módulos de temporada (ya sea K_1 , K_2 y K_3 para el nivel 1 de entrada o el M_r de los niveles 2 y 3), CBR, el valor R, u otros valores pueden introducirse directamente. Para la entrada directa, 12 meses de laboratorio estimado para valores de M_r (o de otro tipo pruebas admisibles del suelo) son obligatorios.

3.- La variación estacional de la rigidez de los materiales no consolidados puede ser ignorada. En este caso, un valor de diseño de módulo representante (o el valor de prueba de otro tipo) es necesaria.

Roca de fondo

La presencia de roca dentro de 10 pies de la superficie del pavimento influye en la estructura de respuesta de las capas de pavimento. Las entradas para esta capa son las siguientes:

Espesor de la capa (infinito si se trata de la última capa).

Peso de la unidad.

El coeficiente de Poisson.

Módulo de capa.

La posible falla

Estas propiedades adicionales son necesarias para los modelos de predicción de rugosidad (IRI). Las dos propiedades que se requieren son:

Grietas en bloque, que se define como un porcentaje del área total de carril.

Sellado, grietas longitudinales fuera del recorrido de la rueda, que se define en términos de pies por milla.

3.4. Modelos de desempeño en pavimentos flexibles y rígidos

Los modelos de predicción del deterioro o de desempeño tienen como entradas las salidas de los modelos de respuesta.

El daño de un pavimento es una condición o un conjunto de condiciones, generadas por el tránsito, el medio ambiente, los métodos de construcción y los materiales. El daño puede definirse como una alteración de las propiedades físicas o funcionales de la estructura de pavimento. El daño depende de ciertos factores como son: la magnitud de la carga de rueda, el área de influencia de la carga, el número de aplicaciones y repeticiones de carga, la velocidad de operación, el área de contacto, la separación entre ejes etc. Vale la pena

mencionar que dichos modelos varían dependiendo de la capa de pavimento (específicamente son una función de los materiales).

Los diferentes daños que son cuantificables matemáticamente tienen modelos que incluyen el fisuramiento (longitudinal, térmico y por fatiga), la deformación permanente y la rugosidad. Estos modelos se han desarrollado como un esfuerzo del Proyecto 1-37A bajo las condiciones de América del Norte, pero aun así cabe decir que no son adecuados para las suplir las necesidades de los otros países, por lo que existe la necesidad de la calibración de estos modelos a las condiciones locales y así ser utilizados de forma fiable.

3.4.1. Modelos de desempeño para pavimentos flexibles

3.4.1.1. Fisuramiento relacionado con la carga (falla por fatiga)

Existen dos tipos de fisuras relacionadas con la carga, las cuales se incluyen en la MEPDG: las fisuras de piel de cocodrilo y las fisuras longitudinales.

El MEPDG asume que las fisuras de piel de cocodrilo o fisuras de área se inician en la parte inferior de las capas de la mezcla asfáltica y se propagan a la superficie con el continuo tráfico de camiones, mientras se asume que las fisuras longitudinales se inician en la superficie.

El número permitido de repeticiones de carga por ejes necesarios para el enfoque del índice de daño incremental para predecir ambos tipos de fisuras relacionadas con la carga (cocodrilo y longitudinal) se muestra en la siguiente ecuación.

$$N_{f-HMA} = k_{f1} * C * C_H * \beta_{f1} * \epsilon_t^{k_{f2}\beta_{f2}} * E_{HMA}^{k_{f3}\beta_{f3}} \quad \text{Ec-3.1}$$

Donde:

N_{f-HMA} = Número permitido de repeticiones de carga por eje para un pavimento flexible y recapados de HMA.

ϵ_t = Deformación unitaria por tensión en lugares críticos y calculados por el modelo de respuesta estructural, en pulg/pulg

E_{HMA} = Módulo dinámico del HMA medido bajo compresión, en psi.

$k_{f1, f2, f3}$ = Parámetros de calibración global en campo.

$\beta_{f1, f2, f3}$ = Constantes de calibración de campo específica local o específicas de la mezcla; para el esfuerzo de calibración global, estas constantes fueron establecidas con un valor de 1.

C = Factor de corrección

C_H = Factor de corrección de espesor, dependiente del tipo de fisuramiento

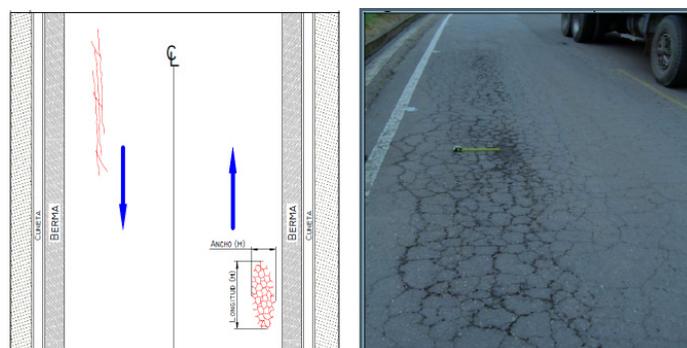
3.4.1.2. Fisuras piel de cocodrilo

Corresponde a una serie de fisuras interconectadas, las cuales se producen por la falla por fatiga de las capas asfálticas a causa de la acción repetida de las cargas del tránsito. El fisuramiento se inicia en la parte inferior de dichas capas donde los esfuerzos de tensión y las deformaciones a causa de las cargas del tránsito alcanzan su mayor magnitud. Inicialmente, aparecen como fisuras longitudinales individuales o series de fisuras paralelas en la banda de rodamiento. Luego, bajo la acción de las cargas repetidas, se van interconectando formando un patrón reticular semejante a una malla de gallinero o a la piel de un cocodrilo.

Este tipo de falla solo ocurre en áreas sometidas a tránsito repetido y, por lo tanto, no deben cubrir toda el área de la calzada, a no ser que toda ella este sometida a la acción de las cargas vehiculares, como se observa en la **figura 3.4-1**

La piel de cocodrilo se considera un síntoma muy importante de deterioro estructural del pavimento asfáltico

Figura 3.4-1 Fisuras piel de cocodrilo



Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles, octubre de 2006. Bogotá D.C.

La siguiente ecuación es la utilizada en la MEPDG para predecir la cantidad de fisuramiento de piel de cocodrilo en función de un área.

$$FC_{Bottom} = \frac{1}{60} * \left(\frac{C_4}{1 + e^{(C_1 * C_1^* + C_2 * C_2^* * \log(DI_{Bottom} * 100))}} \right) \quad \text{Ec-3.2}$$

Donde:

FC_{Bottom} = Área del fisuramiento de piel de cocodrilo que inicia en la parte inferior de las capas de HMA, % del área total del carril,

DI_{Bottom} = Índice de daño acumulado en la parte inferior de las capas de HMA

C_{1,2,4} = Constantes de regresión de la función de transferencia; **C₄** = 6,000; **C₁** = 1.00; **C₂** = 1.00.

C₁* = -2**C₂***

C₂* = -2.40874 - 39.748(1+H_{HMA})^{-2.856}

Donde:

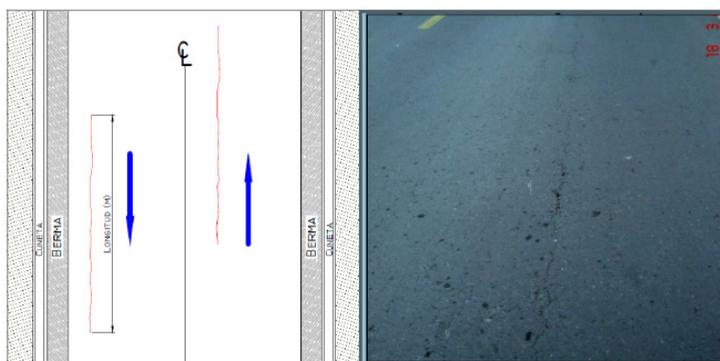
H_{HMA} = Espesor total de la HMA, en pulg.

3.4.1.3. Fisuras longitudinales

Corresponden a fisuras predominantes en la carpeta asfáltica y que se encuentran paralelas al eje de la vía y localizadas en áreas sujetas al tránsito vehicular (huellas del tránsito). Este indicativo expone la existencia de esfuerzos de tensión en alguna de las capas de la estructura que han superado la resistencia del material afectado. El fisuramiento se inicia en la superficie de las capas asfálticas y evoluciona en sentido descendente, **figura 3.4-2**

Las causas más comunes de este tipo de deterioro son los altos esfuerzos horizontales de tensión producidos por las llantas de los vehículos pesados, así como una baja rigidez de la capa asfáltica superior, a causa de las altas temperaturas superficiales.

Figura 3.4-2 Fisuras longitudinales



Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles, octubre de 2006. Bogotá D.C.

También se le llama fisuramiento de arriba hacia abajo, es decir, que se inicia en la superficie y se propaga hacia abajo. La relación utilizada para predecir la longitud de las fisuras longitudinales por fatiga en la MEPDG es la siguiente.

$$FC_{top} = 10.56 * \left(\frac{C_4}{1 + e^{(C_1 - C_2 * \log(DI_{top}))}} \right) \quad \text{Ec-3.3}$$

Dónde:

FC_{top} = Longitud de fisuras longitudinales que inician en la parte superior de la capa de HMA. pies/mill.

DI_{top} = Índice de daño acumulado cerca de la parte superior de la superficie de HMA.

$C_{1,2,4}$ = Constantes de regresión de la función de transferencia; $C_1 = 7.00$; $C_2 = 3.5$; y $C_4 = 1000$.

Los coeficientes de calibración son una función del espesor de la HMA, mientras que el daño DI_{top} , se calcula usando la ley de Miner. También conocido como el principio de la suma lineal de los daños, donde el total de los daños en el pavimento después de un intervalo de tiempo es la suma acumulada de los daños y perjuicios individuales más pequeños causados durante el intervalo, y se expresa matemáticamente como.

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i} \quad \text{Ec-3.4}$$

Donde:

D = Daño.

T = Número total de períodos.

ni = Tráfico real para el período *i*

Ni = El tráfico permitido en las condiciones imperantes en el periodo *i*.

3.4.1.4. Agrietamiento térmico

Esta forma de deterioro involucra diversos tipos de fisuras, principalmente de tipo transversal, y en bloque, que aparecen en diversas áreas de la superficie del pavimento. Se diferencian de otros deterioros, como fisuras longitudinales por fatiga y fisuras piel de cocodrilo, porque se presentan en zonas donde no hay repeticiones permanentes de carga, aun cuando es evidente que éstas pueden aumentar su nivel de deterioro.

Este deterioro se presenta principalmente a causa de la contracción térmica de las capas asfálticas debido a los ciclos diarios de temperatura. También, por el uso de un tipo de asfalto inadecuado para las características climáticas de la zona (**ver figura 3.4-3**).

Esta dificultad es causada también por los ciclos de calentamiento y enfriamiento que experimenta el pavimento. Las diferencias en las tasas de enfriamiento entre la superficie y las capas interiores de la mezcla asfáltica conducen a la formación de fisuras en una dirección perpendicular a las trayectorias de las ruedas. El EICM genera los perfiles de profundidad de temperatura en intervalos de una hora durante el período de análisis, y la teoría de la transformación viscoelástica se utiliza para determinar el cumplimiento de $D(t)$, que está relacionado con el módulo de relajación, E_r , de la mezcla asfáltica. El conocimiento del E_r junto con los datos de temperatura de la EICM permite la predicción de la tensión térmica como una función del tiempo y la profundidad.

Figura 3.4-3 Agrietamiento térmico.



Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles, octubre de 2006. Bogotá D.C.

El modelo de fisuramiento térmico es una versión mejorada del enfoque original desarrollado bajo el contrato de Investigación del Strategic Highway Research Program (SHRP) A-005 (Lytton, et al., 1993).

Las propiedades viscoelásticas de la mezcla de HMA se representan entonces como un modelo generalizado de Maxwell a través de un desarrollo en serie de Prony, con la función de relajación del módulo obtenido a través de la transformación de una función de deformación por fluencia. La cantidad de propagación de fisuras inducida por un ciclo de enfriamiento térmico es pronosticada utilizando la ley de París de propagación de fisuras.

$$AC = A * (\Delta K)^n \quad \text{Ec-3.5}$$

Dónde:

AC = Cambio en la profundidad de la fisura debido al ciclo de enfriamiento,

ΔK = Cambio en el factor de intensidad de esfuerzo debido al ciclo de enfriamiento.

A, n = Parámetros de factura para la mezcla del HMA.

El grado de fisuración es pronosticado por el MEPDG utilizando una relación asumida entre la probabilidad de distribución del logaritmo de la profundidad de la fisura para la relación de espesor de la capa de HMA y el porcentaje de fisuramiento.

$$TC = \beta_{t1} * N * \left(\frac{1}{\sigma_d} * \log \left(\frac{C_d}{H_{HMA}} \right) \right) \quad \text{EC-3.6}$$

Dónde:

TC = Extensión observada del fisuramiento térmico, en pies/mil

β_{t1} = Coeficiente de regresión determinada a través de la calibración global (400),

N (z) = Distribución normal estándar evaluada en el (z)

σ_d = Desviación estándar del logaritmo de la profundidad de las fisuras en el pavimento (0.769), en pulg,

C_d = Profundidad de la fisura en pulg

H_{HMA} = Espesor de las capas de HMA, en pulg

El uso de este modelo tiene una limitación. Teóricamente se puede predecir el fisuramiento térmico de hasta sólo cuatro quintas partes de la longitud total del pavimento. En la práctica, sin embargo, no puede ir más de un 50% de este valor, se nota entonces como el criterio de fallo asignado es violado.

3.4.1.5. Ahuellamiento

El ahuellamiento es una depresión de la zona localizada sobre la trayectoria de las llantas de los vehículos. Con frecuencia se encuentra acompañado de una elevación de las áreas adyacentes a la zona deprimida y de fisuración (**ver figura 3.4-4**).

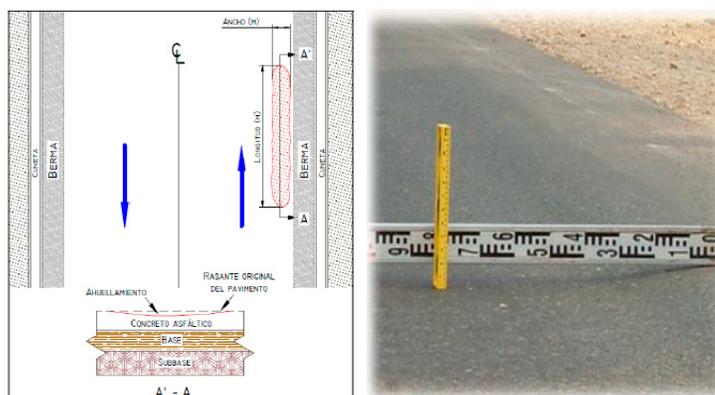
Un ahuellamiento significativo puede llevar a la falla estructural del pavimento y posibilitar el hidropneumático por almacenamiento de agua.

El ahuellamiento ocurre principalmente debido a la deformación permanente de alguna de las capas de pavimento o subrasante, generada por deformación plástica del concreto asfáltico o por deformación de la subrasante debido a la fatiga de la estructura ante la repetición de cargas., la deformación tiende a aumentar en climas cálidos, puede darse de igual manera por compactación inadecuada de las capas durante la construcción y por el uso de asfaltos blandos o agregados redondeados.

Esta deformación se recupera parcialmente cuando la llanta deja de oprimir, pero tal recuperación nunca es total, siempre queda un remanente que conduce a una deformación

permanente y por lo tanto aumenta el costo de operación y aumenta la ruptura y fisuramiento.

Figura 3.4-4 Ahuellamiento



Fuente: Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles, octubre de 2006. Bogotá D.C.

El enfoque utilizado en el MEPDG está basado en el cálculo de los incrementos en la distorsión o ahuellamientos dentro de cada sub-capa. En otras palabras, el ahuellamiento se calcula para cada capa a una profundidad media dentro de la estructura del pavimento. La deformación plástica para una determinada capa es la suma de las deformaciones plásticas verticales.

El modelo para calcular la deformación permanente total utiliza la deformación plástica vertical bajo condiciones específicas del pavimento para el número total de camiones que corresponden a esa condición. Las condiciones varían de un mes a otro, por lo que es necesario utilizar un enfoque especial llamado “endurecimiento por deformación” que incorpora esas deformaciones plásticas verticales en un subsistema de deformación acumulada en cada mes.

Para las capas de mezcla asfáltica en caliente (HMA)

La tasa o la acumulación de deformación plástica es medida en el laboratorio utilizando ensayos triaxiales de deformación permanente por carga repetida tanto para mezclas de HMA como materiales no ligados. La relación derivada del laboratorio es luego ajustada para que sea igual a la profundidad del ahuellamiento medida en la vía. La formación de

ahuellamientos en la capa asfáltica y subcapas se expresa como una relación entre las deformaciones plásticas y elásticas, por lo tanto.

$$\frac{\epsilon_{p(HMA)}}{\epsilon_{r(HMA)}} = \beta_1 * k_z * 10^{k_{1r}} * N^{k_{2r} * \beta_{2r}} * T^{k_{3r} * \beta_{3r}} \quad \text{Ec-3.7}$$

Donde:

$\epsilon_{p(HMA)}$ = Deformación unitaria permanente o plástica axial acumulada en la subcapa/capa de HMA, en pulg/pulg

$\epsilon_{r(HMA)}$ = Deformación unitaria resiliente en la subcapa/capa de HMA, en pulg/pulg.

N = Número de repeticiones de carga por eje 80kN

T = Temperatura de la mezcla del pavimento, en °F

K_z = Factor de confinamiento de profundidad

$K_{1r,2r,3r}$ = Parámetros de calibración global de campo

$B_{1r,2r,3r}$ = Constantes de calibración locales o de mezcla en el campo; para la calibración global, estas constantes fueron establecidas con un valor de 1.

La mayor parte de los ahuellamientos ocurren a temperaturas elevadas cuando la rigidez del asfalto es más baja. Los ahuellamientos totales que se forman en la capa de HMA están dados por Quintus tal como.

$$PD = \sum_{i=1}^n \epsilon_p^i * h_i \quad \text{Ec-3.8}$$

Dónde:

PD = Deformación permanente, pulg

n = Número de sub-capas

ϵ_p^i = Deformación total plástica en la sub-capas i

h_i = Espesor de sub-capas i

Para las capas no ligadas dentro de la estructura de pavimento

La ecuación matemática calibrada en campo y que es usada para calcular la deformación vertical plástica dentro de todas las subcapas de pavimentos no ligados y el suelo de fundación o terraplén se presenta como:

$$\Delta p_{(soil)} = \beta_{s1} * k_{s1} * \varepsilon_v * h_{soil} * \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) * e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \quad \text{Ec-3.9}$$

Dónde:

$\Delta p_{(soil)}$ = Deformación permanente plástica para la capa/subcapa, en pulg

N = Número de repeticiones de carga por eje,

ε_0 = Intercepción determinada de los ensayos de deformación permanente de carga repetida en el laboratorio en pulg/pulg.

ε_r = Deformación unitaria resiliente impuesta en el ensayo de laboratorio para obtener las propiedades del material ε_0 , β y p (constantes de calibración) en pulg/pulg.

ε_v = Deformación unitaria vertical resiliente o elástica promedio en la capa/subcapa y calculada por el modelo de respuesta estructural, en pulg/pulg.

h_{soil} = Espesor de la capa/subcapa no ligada, en pulg

k_{s1} = Coeficiente de calibración global; $k_{s1} = 1.673$ para materiales granulares y 1.35 para materiales de grano fino.

β_{s1} = Constante de calibración local para la formación de ahuellamiento en las capas no consolidados (base o sub-base), la constante de calibración local presenta un valor de 1. Tenga en cuenta que β_{s1} representa la capa de subrasante mientras β_{B1} representa la capa de base.

A diferencia de la superficie de HMA (mezcla asfáltica en caliente), la base se ve directamente afectada por la humedad del suelo y esto se tiene en cuenta en la ecuación anterior por el parámetro de material, β que se expresa como.

$$\text{Log}\beta = -0.61119 - 0.017638 (Wc) \quad \text{Ec-3.10}$$

Dónde:

Wc = Contenido de agua, en %

$$\rho = 10^9 \frac{C_o}{1 - 10^9 \beta} \frac{1}{\beta}$$

$$C_o = \text{Ln} \frac{a_1 M_r^{b_1}}{a_9 M_r^{b_9}} = 0.075$$

Mr = Módulo resiliente de la capa unida o subcapa, psi

a₁, a₉ = Constantes de regresión; **a₁** = 0.15 y **a₉** = 20

b₁, b₉ = Constantes de regresión; **b₁** = 0,0 y **b₉** = 0.0

Para la Sub-rasante

La subrasante es el terreno natural en el cual se apoyan las capas de una estructura de pavimento y se puede considerar como de profundidad infinita. El enfoque desarrollado y adoptado para el uso en la guía MEPDG da lugar al siguiente modelo de transición

$$\epsilon_p(z) = (\epsilon_{p,z=0}) \exp-kz \quad \text{Ec-3.11}$$

Dónde:

$\epsilon_p(z)$ = Deformación plástica vertical a la profundidad z (medida desde la parte superior de la sub-rasante)

$\epsilon_{p,z}$ = Deformación plástica vertical en la parte superior de la sub-rasante ($Z = 0$)

z = Profundidad medida desde la parte superior de la sub-rasante, pulg.

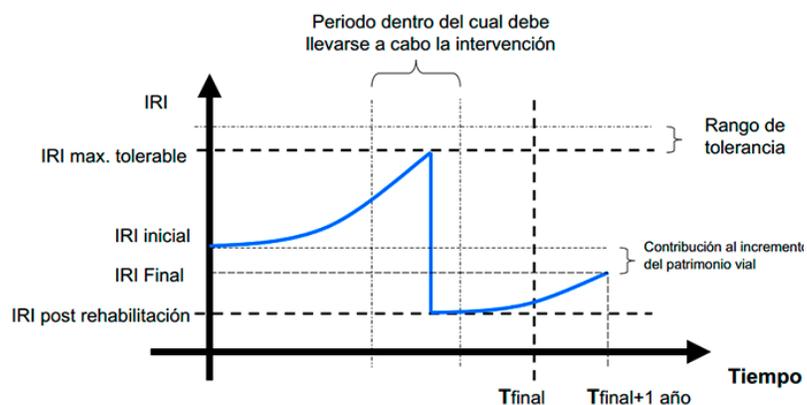
k = Constante obtenida a partir de análisis de regresión.

3.4.1.6. Regularidad superficial

Es una medida del comportamiento funcional de un pavimento, a veces la única característica que percibe el usuario de la carretera, fundamentalmente, a través de la sensación de mayor o menor comodidad en la circulación. Se puede definir como el conjunto de efectos causados en los vehículos por las variaciones en el perfil longitudinal real de la calzada, respecto del teórico del proyecto.

El IRI es una medida de la influencia de la uniformidad del perfil longitudinal de la carretera sobre la calidad de la rodadura, que representa la vibración de un vehículo típico de pasajeros como resultado de la falta de regularidad de la superficie de la vía. El comportamiento típico del IRI en un pavimento a lo largo de la vida útil se muestra en la **figura 3.4-5**.

Figura 3.4-5 Comportamiento del IRI.



Fuente: Evaluación de corredores viales de mantenimiento integral - Instituto Nacional de Vías - Secretaría General Técnica 2004.

La metodología de medición de la rugosidad en la MEPDG se implementa utilizando el índice de regularidad internacional (IRI), a partir del modelo de regresión que consta de 4 factores principales que contribuyen a la construcción de la siguiente expresión:

$$\text{IRI} = \text{IRI}_0 + \Delta\text{IRI}_D + \Delta\text{IRI}_F + \Delta\text{IRI}_S \quad \text{Ec-3.12}$$

Donde:

IRI = Índice de rugosidad internacional

IRI₀ = IRI inicial

ΔIRI_D = Aumento del IRI debido al daño

ΔIRI_F = Aumento de IRI debido al levantamiento de la subrasante por heladas potenciales

ΔIRI_S = Aumento IRI debido al potencial de hinchamiento de la subrasante

La ecuación anterior es genérica, puesto que los parámetros que presenta poseen variaciones en función del tipo de la obra, (ya sea nueva o rehabilitada).

La premisa del diseño incluido en la MEPDG para predecir la degradación de la regularidad superficial es que la aparición de daños en la superficie trasciende a un

aumento de la rugosidad (aumento del valor del IRI), o en otras palabras, una reducción de la regularidad superficial. Las ecuaciones para pavimentos flexibles y rígidos se desarrollaron a partir de datos recogidos dentro del programa LTPP - Long Term Pavement Performance (estudio del comportamiento del pavimento a largo plazo) y están incluidos en el MEPDG para predecir el IRI en el tiempo para pavimentos de superficie de HMA

Ecuación para pavimentos asfálticos nuevos:

$$IRI = IRI_0 + 0.0150(SF) + 0.400(FC_{Total}) + 0.0080(TC) + 40.0 (RD) \quad \text{Ec-3.13}$$

Dónde:

IRI₀ = IRI inicial después de la construcción, en pulg/millas

SF = Factor sitio

FC_{Total} = Área de fisuramiento por fatiga (fisuramiento combinado de piel de cocodrilo, longitudinal y por reflejo en la huella del neumático), porcentaje del área total del carril. Todas las fisuras relacionadas con la carga están combinadas en un área base; la longitud de la fisura es multiplicada por 1 pie para convertir la longitud en un área base.

TC = Longitud de fisuramiento transversal (incluyendo el reflejo de las fisuras transversales en pavimentos existentes de HMA), en pies/millas y

RD = Promedio de la profundidad del ahuellamiento, en pulg

El factor SF es calculado de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$SF = Age (0.02003(PI+1) + 0.007947(Precip+1) + 0.000636(FI+1)) \quad \text{Ec-3.14}$$

Dónde,

Age = Edad del pavimento, en años

PI = Índice de porcentaje de plasticidad del suelo

FI = Índice promedio del congelamiento anual, en °F días

Precip = Precipitación o pluviosidad promedio anual, en pulg.

3.4.2. Modelos de desempeño para pavimentos Rígidos (JPCP)

Las funciones de transferencia de daño y deterioro para pavimentos rígidos y recapados de concreto de cemento Pórtland fueron calibrados bajo el proyecto NCHRP 1-40D (NCHRP, 2006). A continuación, se resume la metodología y los modelos matemáticos utilizados para cada indicador de desempeño.

3.4.2.1. Fisuramiento transversal de losas (abajo hacia arriba y arriba hacia abajo)

Las causas de este tipo de deterioro son las excesivas repeticiones de fisuramiento de la losa que ocurre aproximadamente perpendicular al eje del pavimento, o en forma oblicua a este, dividiendo la misma en dos planos (**ver figura 3.4-6**). Las causas de este tipo de deterioro son las excesivas repeticiones de cargas pesadas (fatiga), deficiente apoyo de las losas, ausencia de juntas transversales, asentamiento en la fundación, excesiva relación longitud/ancho de la losa o deficiencias en la construcción de estas.

El fisuramiento transversal de abajo hacia arriba y de arriba hacia abajo generado en los pavimentos rígidos es calculado por el MEPDG como un porcentaje del número total de las losas. Este tipo de fisura no está relacionada con las cargas por neumático, que es predominantemente perpendicular a la línea central del pavimento, es en cambio causada por las bajas temperaturas o gradientes térmicos.

Cualquier losa se fisura ya sea de abajo hacia arriba o de arriba hacia abajo, pero no así de ambos modos. Por lo tanto, la predicción por separado de las fisuras de abajo hacia arriba y de arriba hacia abajo no tiene mucho significado y el fisuramiento combinado se reporta excluyendo la posibilidad de que ambos modos de fisuras ocurran en la misma losa.

Figura 3.4-6 Fisuramiento transversal en losas



Fuente: Curso básico de diseño de pavimentos
Fernando Sanchez Sabogal

El porcentaje de losas con fisuras transversales (incluyendo todos los niveles de severidades) en un carril determinado se utiliza como medida del fisuramiento transversal y se predice utilizando la siguiente ecuación global, tanto para las fisuras de abajo hacia arriba como para las de arriba hacia abajo:

$$CRK = \frac{1}{1+(DI_F)^{-1.98}} \quad \text{Ec-3.15}$$

Dónde:

CRK = Cantidad pronosticada de fisuramiento de abajo hacia arriba o de arriba hacia abajo (fracción)

DI_F = Daño por fatiga.

La expresión general para las acumulaciones de daño por fatiga considerando todos los factores críticos para el fisuramiento transversal del JPCP se conoce como hipótesis de Miner y se describe a continuación:

$$DI_F = \sum \frac{n_{i,j,k,l,m,n,o}}{N_{j,k,l,m,n,o}} \quad \text{Ec-3.16}$$

Dónde:

$n_{i,j,k,l,m,n,o}$ = Número de repeticiones de aplicaciones de carga en la condición i,j,k,l,m,n

$N_{i,j,k,l,m,n,o}$ = Número permitido de aplicaciones de carga en la condición i,j,k,l,m,n

i = Edad (considerado para el cambio en el módulo de PCC de rotura y elasticidad, fricción entre losa y base, deterioro de la LTE de la banquina)

j = Mes (considerado para los cambios en el módulo elástico de la base y el módulo dinámico efectivo de la reacción de la subrasante)

k = Tipo de Eje (sencillo, doble y triple para fisuramiento de abajo hacia arriba; distancia ejes corta, mediana y larga para fisuramiento de arriba hacia abajo)

l = Nivel de carga (carga incremental para cada tipo de eje)

m = Diferencia de temperatura equivalente entre las superficies de PCC superior e inferior.

n = Distancia de la carga al borde de la losa

o = Fracción horaria del tránsito de camiones

El número permitido de aplicaciones de carga se determina utilizando la siguiente ecuación para fatiga de PCC:

$$\log(N_{i,j,k,l,m,n,o}) = C_1 * \left(\frac{MR_i}{\sigma_{i,j,k,l,m,n}} \right)^{C_2} \quad \text{Ec-3.17}$$

Dónde:

$N_{i,j,k,l,m,n}$ = Número permitido de aplicaciones de carga en la condición i,j,k,l,m,n

MR_i = Módulo de rotura del concreto en la edad i , en psi,

$\sigma_{i,j,k,l,m,n}$ = Esfuerzo aplicado en la condición i,j,k,l,m,n

C_1 = Constante de calibración 2.0 y

C_2 = Constante de calibración 1.22

Una vez que los daños de arriba hacia abajo y de abajo hacia arriba son calculados, el fisuramiento total combinado se determina utilizando la siguiente ecuación.

$$\text{TCRACK} = (\text{CRK}_{\text{Bottom-up}} + \text{CRK}_{\text{Top-down}} - \text{CRK}_{\text{Bottom-up}} * \text{CRK}_{\text{Top-down}}) * 100\% \quad \text{Ec-3.18}$$

Dónde:

TCRACK = Fisuramiento transversal total (porcentaje, todas las severidades)

CRK_{Bottom-up} = Cantidad pronosticada de fisuramiento transversal de abajo hacia arriba (fracción)

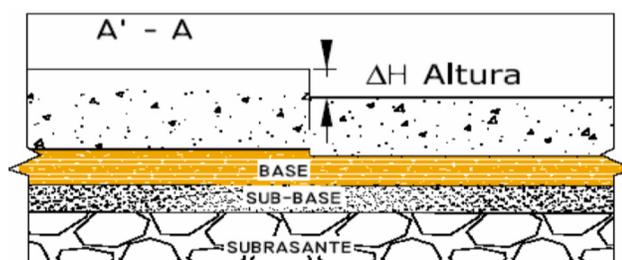
CRK_{top-down} = Cantidad pronosticada de fisuramiento transversal de arriba hacia abajo (fracción)

3.4.2.2. Escalonamiento promedio en juntas transversales

Es una falla que corresponde a un desnivel de la losa en su junta con respecto a una losa vecina por efecto del tránsito (ver **figura 3.4-7**).

Las principales causas del escalonamiento entre losas son: deficiencia en el traspaso de cargas entre las losas o trozos de losas, erosión de la base en las inmediaciones de la junta o grieta, asentamiento diferencial de la sub-base o sub-rasante y falta de capacidad de soporte de la subrasante. El escalonamiento de las juntas puede ocasionar fractura de la losa si éste se combina con bombeo del material de base.

Figura 3.4-7 Vista en perfil: Detalle del escalonamiento



Fuente: Manual para la inspección visual de Pavimentos Rígidos, octubre de 2006. Bogotá D.C.

El escalonamiento promedio en juntas transversales en el MEPDG se predice mes a mes utilizando un enfoque incremental. El incremento del escalonamiento se determina cada mes y el nivel actual de escalonamiento afecta la magnitud del incremento. El escalonamiento en cada mes se determina como la suma de los incrementos del escalonamiento de todos los meses anteriores en la vida del pavimento desde la fecha de apertura al tráfico usando las siguientes ecuaciones.

Escalonamiento acumulado al final de cada mes:

$$Fault_m = \sum_{i=1}^m \Delta Fault_i \quad \text{Ec-3.19}$$

$$\Delta Fault_i = C_{34} * (FAULTMAX_{i-1} - Fault_{i-1})^2 * De_i \quad \text{Ec-3.20}$$

$$FAULTMAX_i = FAULTMAX_0 + C_7 * \sum_{j=1}^m DE_j * \log(1 + C_5 * 5.0^{EROD})^{C_6} \quad \text{Ec-3.21}$$

$$FAULTMAX_0 = C_{12} * \delta_{curling} * \left(\log(1 + C_5 * 5.0^{EROD})^{C_6} * \log\left(\frac{P_{200} * WetDays}{p_s}\right) \right)^{C_6}$$

Ec-3.22

Donde:

Fault_m = Escalonamiento en junta promedio al final del mes m, plg.

Fault_i = Cambio incremental (mensual) en el escalonamiento en junta transversal promedio en el mes i, plg.

FAULTMAX_i = Escalonamiento máximo en junta transversal promedio para el mes i, plg

FAULTMAX₀ = Escalonamiento máximo inicial en la junta transversal promedio, en plg

EROD = Factor de erosionabilidad de la base/Sub-base

DE_i = Diferencia de densidad de energía deformación de la subrasante acumulada durante el mes i

δ_{curling} = Deflexión máxima promedio mensual hacia arriba de la esquina de la losa PCC debido al alabeo por temperatura y por humedad.

P_s = Sobrecarga en la subrasante, en libras

P₂₀₀ = Porcentaje de material de sub-rasante que pasa tamiz N°200.

WetDays = Número promedio de días Húmedos al año (más de 0.1 plg de lluvia)

C_{1,2,3,4,5,6,7,12,34} = Constantes de calibración global (C₁ =1.29; C₂=1.1; C₃=0.001725; C₄=0.0008; C₅ =250; C₆ = 0.4; C₇ = 1.2; C¹² y C₃₄ son definidos por las ecuaciones 3.23 y 3.24)

$$C_{12} = C_1 + C_2 * FR^{0.25} \quad \text{Ec-3.23}$$

$$C_{34} = C_3 + C_4 * FR^{0.25} \quad \text{Ec-3.24}$$

FR = Índice base de congelamiento definido como porcentaje del tiempo en que la temperatura superior de la base está por debajo de la temperatura de congelamiento (32°F)

Para el análisis de escalonamiento, cada pasada de un eje se considera que la carga crítica puede ocurrir solo una vez (es decir, cuando DE tiene el valor máximo). Como el escalonamiento máximo ocurre durante la noche, cuando la losa se curva hacia arriba y las juntas se abren y las eficiencias de transferencia de cargas son más bajas, solo las repeticiones de carga por eje aplicadas entre las 8:00 pm y las 8:00 am son consideradas en el análisis del escalonamiento.

Para el análisis de escalonamiento, la diferencia de temperaturas lineal equivalente para la noche se determina cada mes del calendario como la diferencia promedio entre las caras de PCC superior e inferior de la losa de concreto entre las 8:00 pm y las 8:00 a. Para cada mes del año, el gradiente de temperatura equivalente para el mes es entonces determinado de la siguiente manera.

$$\Delta T_m = \Delta T_{i,m} + \Delta T_{b,m} + \Delta T_{sh,m} + \Delta T_{PCW} \quad \text{Ec-3.25}$$

Donde:

ΔT_m = Diferencia de temperatura efectivo para el mes m.

$\Delta T_{t,m}$ = Temperatura media en la cara de PCC superior durante la noche (de 8 pm a 8 am) para el mes m.

$\Delta T_{b,m}$ = Temperatura media en la cara de PCC inferior durante la noche (de 8 pm a 8 am) para el mes m.

$\Delta T_{sh,m}$ = Diferencial de temperatura equivalente debido a la retracción reversible para el mes m, para un concreto viejo (es decir, la retracción está completamente desarrollada)

ΔT_{PCW} = Diferencial de temperatura equivalente debido a alabeo/curvatura permanente.

La temperatura en la capa superior de concreto se calcula en 11 puntos espaciados a distancias iguales a través del espesor de la capa de PCC por cada hora, utilizando los datos climáticos disponibles. Estas distribuciones de temperatura se convierten en el diferencial de temperatura equivalente entre las caras de PCC superior e inferior.

Utilizando el diferencial de temperatura efectivo para cada mes calendario con el correspondiente valor efectivo k y el módulo de base para el mes, las deflexiones en las esquinas debido al alabeo de la losa y la retracción por curvatura son determinadas para cada mes. Las deflexiones de esquina son determinadas utilizando una metodología de solución de respuesta rápida de redes neuronales basadas en elementos finitos implantados en el software MEPDG 2008. El escalonamiento máximo inicial se determina utilizando las deflexiones en las esquinas calculadas y la **ecuación 3.22**

Utilizando la **ecuación 3.21**, el escalonamiento máximo se ajusta para los daños de tráfico del pasado utilizando la energía diferencial acumulada en el pasado (es decir, la energía diferencial acumulada forma aplicaciones de carga por eje para todos los meses previos al mes actual). Para cada incremento, para cada tipo de eje y carga eje, las deflexiones en la esquina cargada y no cargada de la losa se calculan utilizando las redes neuronales.

Las magnitudes de las deflexiones de las esquinas de las losas cargadas y no cargadas son significativamente afectadas por la LTE en la junta. Para evaluar la LTE en la junta transversal inicial, se determina la LTE de la trabazón de agregados, barras de transferencia (si existen), y base/subrasante. La **tabla 3.4-1** enumera los valores LTE_{base} que se incluyen en el software MEPDG 2008. Después de que las distribuciones de la trabazón de agregados, barras de transferencia, y la base/subrasante son determinados, el total inicial de la TCJ se determina de la siguiente manera.

$$LTE_{joint} = 100 * \left(1 - \left(1 - \frac{LTE_{dowel}}{100} \right) * \left(1 - \frac{LTE_{agg}}{100} \right) * \left(1 - \frac{LTE_{base}}{100} \right) \right) \quad \text{Ec-3.26}$$

Donde:

LTE_{joint} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta transversal total, en %

LTE_{dowel} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta si las barras de transferencia son el único mecanismo de traspaso de carga, en %

LTE_{base} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta si la base es el único mecanismo de transferencia de carga, em %

LTE_{agg} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta de la trabazón de agregado es el único mecanismo de transferencia de carga, en %

La transferencia de carga (LTE) se determina en cada mes calendario y puede ser observada en el tiempo para ver si mantiene un nivel alto. Si la temperatura promedio en la profundidad media de la losa de concreto durante la noche es bajo cero (32°F), entonces la LTE para ese mes se incrementa. Esto se hace mediante la asignación de la LTE base para ese mes igual a 90%. La trabazón de agregados y el comportamiento de la barra de transferencia de LTE se ajustan cada mes.

Utilizando la **ecuación 3.21**, el escalonamiento máximo se ajusta para los daños de tránsito del pasado utilizando la energía diferencial acumulada pasada (es decir, la energía diferencial acumulada por cada aplicación de carga por eje durante todos los meses previos al mes actual). Para cada incremento, para cada tipo de eje y carga eje, las deflexiones en la esquina cargada y no cargada de la losa se calculan utilizando las redes neuronales.

Tabla 3.4-1 Eficiencia de Transferencia de Carga (LTE) referencial asumida para diferentes tipos de base

Tipo de base	LTE _{base}
Base de agregado	20%
ATB o CTB	30%
Base de concreto de baja resistencia	40%

Fuente: Manual de diseño Mecánico-Empírico de pavimentos de concreto ICCG

Utilizando estas deflexiones, el diferencial de energía de deformación de la subrasante, **DE**, el esfuerzo cortante en la esquina, τ , y (para juntas con barras de traspaso de carga) el esfuerzo máximo de apoyo de la barra de traspaso de carga, σ_b son calculados como sigue:

$$DE = \frac{k}{2} * (\delta_L^2 - \delta_U^2) \quad \text{Ec-3.27}$$

$$\tau = \frac{AGG * (\delta_L - \delta_U)}{d * dsp} \quad \text{Ec-3.28}$$

$$\sigma_b = \frac{\zeta_a * (\delta_L - \delta_U)}{d * dsp} \quad \text{Ec-3.29}$$

Donde:

DE = Energía diferencial, en lb/plg

δ_L = Deflexión de la esquina cargada, en plg

δ_U = Deflexión de la esquina no cargada, en plg

AGG = Factor de rigidez de la trabazón de agregados

K = Modulo de reacción de la subrasante, en psi/plg

h_{PCC} = Espesor de la losa de PCC, en plg

ζ_a = Factor de rigidez de la barra de transferencia = $J_a * k * I * dsp$

D = Diámetro de la barra de transferencia, plg

dsp = Separación de las barras de transferencia, en plg

J_a = Rigidez adimensional de la barra de transferencia al momento de la aplicación de la carga

I = Radio de la rigidez relativa de la losa, en plg.

La pérdida de la capacidad de corte (Δ) debido a las reiteradas aplicaciones de carga se caracteriza en función de la anchura de la junta transversal basado en una función derivada del análisis de los datos de transferencia de carga desarrollada por la Portland Cement Association (PCA). La siguiente perdida de corte se produce durante un incremento temporal (mes).

$$\Delta S = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{if; } w < 0.001h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0.005}{1.0 + (jw/h_{PCC})^{-5.7}} \left(\frac{n_j}{10^6} \right) \left(\frac{\tau_j}{\tau_{ref}} \right) & \text{if; } jw < 3.8h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0.005}{1.0 + 6.0 * \left(\frac{jw}{h_{PCC}} - 3 \right)^{-1.98}} \left(\frac{n_j}{10^6} \right) \left(\frac{\tau_j}{\tau_{ref}} \right) & \text{if; } jw > 3.8h_{PCC} \end{array} \right\} \quad \text{Ec-3.30}$$

Donde:

n_j = Número de aplicaciones carga aplicada para el incremento actual por grupo de carga j

w = Apertura de juntas en milésimas de pulgada (0.001 plg)

τ_j = Esfuerzo de cortante en la fisura transversal entregado por el modelo de respuesta para el grupo de carga j, en psi.

$$\tau_j = \frac{AGG * (\delta_L - \delta_U)}{h_{PCC}} \quad \text{Ec-3.31}$$

Donde:

τ_{ref} = Esfuerzo de corte referencial derivado de los resultados de ensayos PCA, en psi

$$\tau_{ref} = 111.1 * \exp\{-\exp[0.9988 * \exp(-0.1089 \log J_{AGG})]\}$$

J_{AGG} = Rigidez de la junta en la fisura transversa calculada para el incremento de tiempo.

El daño de la barra de transferencia, DAM_{dow} se determina de la siguiente manera:

$$DAM_{dow} = C_8 * \sum_j \left(\frac{J_d * (\delta_L - \delta_U) * dsp}{d f'_c} \right) \quad \text{Ec-3.32}$$

Donde:

DAM_{dow} = Daño en la interfaz entre la barra de transferencia y el concreto

C_8 = Coeficiente igual a 400

n_j = Número de aplicaciones para el incremento actual por el grupo de carga j

J_d = Rigidez adimensional de la barra de transferencia al momento de aplicación de la carga.

δ_L = Deflexión en la esquina de la losa cargada inducida por el eje, en plg

δ_U = Deflexión en la esquina de la losa no cargada inducida por el eje, en plg

Dsp = Espacio entre las barras de transferencia adyacentes en la huella del neumático, en plg

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, en psi

d = Diámetro de la barra de transferencia, en plg.

Con la **ecuación 3.20**, utilizando el mes en curso se determina el desarrollo del escalonamiento. La magnitud del incremento depende del nivel máximo del escalonamiento, el nivel del escalonamiento al comienzo del mes y la energía diferencial total, DE, acumulados durante un mes de todas las cargas de eje que hayan pasado desde las 8:00 pm a 8:00 am. Utilizando la ecuación 3.2 se determina los escalonamientos al

final del mes en curso. Estos pasos se repiten para el número de meses en la vida del diseño del pavimento.

Más de un tercio de las secciones usadas para calibrar este modelo de predicción no tenían barras de transferencia. El diámetro de la barra de transferencia en las secciones restantes varió desde 1 hasta 1.625 plg. Un gráfico del escalonamiento promedio medidos versus pronosticados en las juntas transversales, basados en un ejercicio de calibración global se muestra en la **figura 3.1** a la **figura 3.3**. el error estándar para la ecuación de predicción global del escalonamiento en la junta transversal se muestra en la **ecuación 3.33**.

$$E_{e(f)} = ((0.00761 * Fault(t) + 0.00008099))^{0.445} \quad \text{Ec-3.33}$$

Donde:

Fault(t) = Escalonamiento promedio pronosticado de la junta transversal a cualquier tiempo dado **t**, en plg.

3.4.2.3. Regularidad superficial en JPCP

En la MEPDG, la regularidad superficial se predice como una función del perfil inicial del pavimento como se construyó y cualquier cambio en el perfil longitudinal en el tiempo y el tránsito debido a deterioros y movimientos del terreno de fundación. El modelo IRI fue calibrado y validado utilizando datos de campo del LTPP para asegurar que se produzcan resultados válidos bajo una variedad de condiciones climáticas y de campo. La siguiente ecuación es el modelo final calibrado.

$$IRI = IRI_i + 0.8203 * CRK + 0.4417 * SPALL + 0.4929 * TFAULT + 25.24 * SF \quad \text{Ec-3.34}$$

Dónde:

IRI = IRI pronosticado, en pulg/mi

IRI_i = Regularidad superficial inicial medida como IRI, en pulg/mi

CRK = Porcentaje de losas con fisuras transversales (totales las severidades),

SPALL = Porcentaje de juntas con descamado (severidades medianas y altas),

TFAULT = Total acumulado del escalonamiento de la junta por milla, en pulg

SF = Factor sitio

$$SF = AGE * (1 + 0.5556 * FI) * (1 + P_{200}) * 10^{-6} \quad \text{Ec-3.35}$$

Donde:

AGE = Edad del pavimento, en años

FI = Índice de congelamiento, en °F-días y

P₂₀₀ = Porcentaje de material subrasante que pasa el tamiz No 200.

El descamado de la junta transversal se determina de acuerdo con la ecuación 3.36 que se calibro utilizando el LTPP y otros datos.

$$SPALL = \left(\frac{EDAD}{EDAD + 0.01} \right) * \left(\frac{100}{1 + 1.005^{(-12 * EDAD + SCF)}} \right) \quad \text{Ec-3.36}$$

Dónde:

SPALL = Porcentaje de juntas con descamado (severidades medianas y altas),

AGE = Edad del pavimento desde su construcción, en años y

SCF = Factor de escala basado en la relación con el sitio, diseño y clima.

$$SCF = -1400 + 350 * AC_{PCC} * (0.5 + PREFORM) + 3.4 f'c * 0.4 - 0.2 (FTcycles * AGE) + 43 H_{PCC} - 536 WC_{PCC} \quad \text{Ec-3.37}$$

Donde:

AC_{PCC} = Contenido de aire en el PCC, en %

AGE = Tiempo desde la construcción, en años,

PREFORM = 1 si el sellador preformado está presente; 0 si no lo está,

f'c = Resistencia del PCC a la compresión, en psi

FTcycles = Número promedio anual de ciclos de congelamiento-descongelamiento,

H_{PCC} = Espesor de la losa PCC, en pulg

WC_{PCC} = Relación de agua/cemento del PCC.

3.4.3. Modelos de desempeño en pavimentos rígidos CRCP

3.4.3.1. Punzonamiento:

Es la falla más importante en pavimentos de hormigón con armadura continua.

La falla ocurre en general, en el borde externo del carril más transitado por los camiones, el mismo corresponde a un esfuerzo tangencial originado por una carga localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón, alrededor de su soporte (ver **figura 3.4-8**). Este esfuerzo produce un efecto puntual sobre su plano de apoyo. En CRCP son el resultado de la formación longitudinal de fisuras de arriba hacia abajo cuando ocurre la fatiga entre 2 fisuras adyacentes.

Normalmente ocurren cerca de los extremos de las carreteras, cuando la superficie del pavimento es cóncava y la transferencia de cargas entre la losa y la vereda es baja. A veces se encuentran evidencias de bombeo cerca de los sectores punzados. La ocurrencia del punzonamiento involucra una serie de pasos similares al cálculo del escalonamiento (considerando las variaciones que ocurren en cada mes). El siguiente modelo predice el punzonamiento del CRCP como una función acumulada del daño por fatiga debido a los esfuerzos de arriba hacia abajo en la dirección transversal:

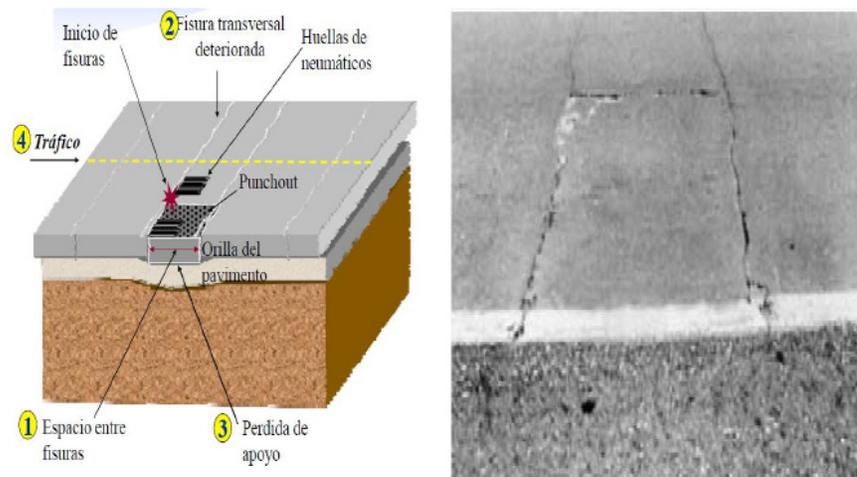
$$PO = \frac{A_{PO}}{1 + \alpha_{PO} * DI_{PO}^{\beta_{PO}}} \quad \text{Ec-3.38}$$

Dónde:

PO = Número total pronosticado de punzonamientos/milla de mediana y alta severidad.

DI_{PO} = Daño por fatiga acumulada (debido a la flexión de la losa en la dirección transversal) al final del y^{avo} año.

A_{PO}, **α_{PO}**, **β_{PO}** = Constantes de calibración (195.789, 19.8947 y -0.526316 respectivamente).

Figura 3.4-8 Punzonamiento

Fuente: Curso básico de diseño de pavimentos
Fernando Sánchez Sabogal.

Para cada nivel de carga en cada configuración de equipo o de espectros de carga por eje, el esfuerzo de tracción en la parte superior de la losa se utiliza para calcular el número de repeticiones de carga permisible, $N_{i,j}$ debido a este nivel de carga durante este incremento de tiempo como:

$$\log(N_{i,j}) = \left(\frac{MR_i}{\sigma_{i,j}} \right)^{1.22} \quad \text{Ec-3.39}$$

Dónde:

$N_{i,j}$ = Número de repeticiones de carga permisible

MR_i = Módulo de rotura del PCC en la edad i , en psi y

$\sigma_{i,j}$ = Esfuerzo aplicado en incremento del tiempo i debido a la magnitud de la carga j , en psi.

3.4.3.2. Regularidad superficial en CRCP

El cambio de regularidad superficial CRCP es el resultado de una combinación de perfil inicial del pavimento como fue construido y cualquier cambio en el perfil longitudinal en el tiempo y el tráfico debido al desarrollo de los deterioros y a los movimientos de la

fundación. Los deterioros claves que afectan el IRI para el CRCP incluyen punzonamientos. El modelo global del IRI para el CRCP se da de la siguiente manera:

$$IRI = IRI_I + 3.15 * PO + 28.35 * SF \quad \text{Ec-3.40}$$

Donde:

IRI_I = IRI inicial, en pulg/mi

PO = Numero de punzonamientos/milla de severidad mediana y alta

SF = Factor sitio

$$SF = AGE * (1 + 0.556 * FI) * (1 + P_{200}) * 10^{-6} \quad \text{Ec-3.41}$$

Donde:

AGE = Edad del pavimento, en años,

FI = Índice de congelamiento, en °F días, y

P₂₀₀ = Porcentaje del material subrasante que pasa el tamiz No 200.

3.5. Calibración a condiciones locales

Cualquier entidad interesada en la adopción del procedimiento de diseño descrito en esta guía debe preparar un plan de aplicación práctica. El plan debe incluir la capacitación del personal, la adquisición del equipo necesario, la adquisición de equipo informático necesario, y la calibración / validación a las condiciones locales.

El procedimiento de diseño mecánico-empírico en esta guía representa una de las principales mejoras y cambios de paradigma de los procedimientos existentes de diseño empírico (por ejemplo, AASHTO 1993), en el enfoque de diseño y de la complejidad. El uso de la mecánica, principios tanto en su estructura y el clima (temperatura y humedad), el modelo de estructura de pavimento / sub-rasante requiere datos de entrada mucho más amplios para ejecutar este tipo de modelo (incluyendo las distribuciones de carga por eje, la caracterización mejorada del material mejorado, los factores de construcción, y datos climáticos horarios como la temperatura ambiente, precipitaciones, la energía solar, radiación, nubosidad y humedad relativa). Por lo tanto, un importante esfuerzo será requerido para evaluar y adaptar el procedimiento por la agencia. Esto hará que el nuevo procedimiento de diseño sea mucho más capaz de producir diseños más confiables y

rentables, incluso para las condiciones de diseño que se desvían significativamente de lo experimentado previamente (por ejemplo, el tráfico más pesado).

Es importante darse cuenta de que incluso el original (relativamente simple) AASHTO de diseño procedimientos, emitidos originalmente en 1962 y actualizado varias veces desde entonces, requiere muchos años de aplicación por las agencias estatales de carreteras. Las agencias se centraron en la obtención de insumos apropiados, aplicando los valores de calibración de los parámetros como el "regional" o factor climático, soporte de la subrasante y su correlación con las pruebas de laboratorio común, el tráfico de insumos para calcular el equivalente de las cargas de un solo eje y muchos otros factores. Además, muchas agencias crearon secciones de prueba que fueron controladas durante 10 años o más, para calibrar más el procedimiento de diseño a las condiciones locales. Incluso para este procedimiento relativamente simple por los estándares de hoy, muchos años fueron necesarios para la ejecución exitosa en muchos estados.

3.6. Necesidad de calibración a las condiciones locales

Claramente, el procedimiento de la Guía de diseño mecánico-empírico requerirá de un mayor esfuerzo para implementar con éxito un procedimiento de diseño útil. Sin la calibración, el resultado de los cálculos mecánicos (daños por fatiga) no puede ser utilizado para predecir deformación total permanente, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico con algún grado de confianza. En caso de grietas por fatiga, ninguna de las respuestas directas del pavimento (deflexión, esfuerzo o la tensión) se puede utilizar directamente para predecir el desarrollo de grietas; un complejo algoritmo es necesario para modelar el mecanismo de formación de grietas que produce "los daños". Este daño debe ser correlacionado con grietas reales en el campo. Los mecanismos de falla son mucho más complejos; por lo tanto, el uso de factores empíricos y de calibración son necesarios para obtener predicciones de rendimiento realistas.

El procedimiento de diseño descrito en la Guía se basa principalmente en la ingeniería mecánica, principios que constituyen una base fundamental para el diseño estructural del pavimento estructuras. Los procedimientos de pavimento de diseño han sido calibrados con el diseño en las entradas y los datos de rendimiento en gran parte de la base de datos

nacional que incluye LTPP, secciones ubicadas a lo largo de partes importantes de América del Norte. Los modelos de falla específicamente calibrada incluyen:

Formación de surcos (asfalto y capas no consolidadas).

Agrietamiento por fatiga (bottom-up y top-down).

Fisuramiento térmico.

Este esfuerzo de calibración fue un gran logro de trabajo iterativo que resultó en la predicción de modelos de falla con constantes de calibración nacional. Las curvas de calibración "Nacional" generalmente representan el desempeño de pavimentos flexibles en la base de datos LTPP. De cualquier manera, el sesgo incluido en estos datos de calibración se inscribe de forma natural en la predicción de modelos de falla. La calibración inicial se basó en un 80 por ciento de los datos. Los modelos fueron a continuación, "validados" con el 20 por ciento restante de los datos. Dado que ambos modelos mostraron validación razonable, todos los datos se combinan para obtener los modelos de calibración nacional integral. Sin embargo, esta calibración nacional no puede ser totalmente adecuada para regiones específicas del país y una calibración más local o regional puede ser necesaria. Los modelos de IRI para los pavimentos son de naturaleza empírica y se desarrollaron directamente con los datos disponibles LTPP. Una validación adicional de una agencia local puede no ser necesaria, pero podría lograrse si se desea, como se describe en esta sección.

3.7. Procedimiento para la calibración a condiciones locales

Esta sección enumera y define los pasos que se sugieren para calibrar el MEPDG a nivel local.

Paso 1: Seleccione el nivel de entrada jerárquico para cada parámetro de entrada

El primer paso en el proceso de calibración local es seleccionar el nivel de entrada jerárquico para las entradas que será utilizado por una agencia para el diseño y análisis de pavimentos. Este paso probablemente será una decisión de política, influenciado por las agencias de campo actuales y capacidades de pruebas de laboratorio, materiales y

construcción, especificaciones, procedimientos y equipos de recolección de datos de tráfico.

El Manual de práctica MEPDG proporciona recomendaciones sobre la selección del nivel de entrada jerárquico para cada parámetro de entrada.

La selección del nivel de entrada jerárquico puede ser importante porque las decisiones tomadas en este paso pueden tener un impacto significativo en el error estándar final de cada modelo de predicción de deterioro, lo que afecta a requisitos de calidad de materiales y costos de construcción.

Si el error de entrada sólo tiene un efecto menor en error estándar de la estimación de la función de transferencia, el nivel de entrada solo puede tener un efecto en el diseño y en los costos de construcción. (Refiérase a la discusión en la Sección 5, componentes del error estándar de la estimación)

El nivel más alto de datos de entrada disponibles de la base de datos LTPP se utilizaron para determinar las entradas para el esfuerzo de recalibración global bajo el Proyecto 1-40D de NCHRP (NCHRP, 2006), y el error estándar resultante de la estimación. Las agencias probablemente elegirán usar diferentes niveles de entrada para algunos de los parámetros de entrada. El sesgo y error estándar de la estimación. debe determinarse para los niveles de entrada que serán utilizados normalmente por una agencia para pavimentos diseño.

Paso 2: Desarrollar el plan experimental local y la plantilla de muestreo:

El segundo paso es desarrollar un plan experimental o plantilla de muestreo detallado y estadísticamente sólido para refinar la calibración de los modelos MEPDG de deterioro y de predicción del IRI en función de las condiciones locales, políticas y materiales, si son requeridos.

El factorial de calibración local o regional para cada deterioro del modelo de simulación debe estar diseñado para cumplir tres objetivos:

Determine si hay algún sesgo local en las predicciones o simulación de deterioro del modelo MEPDG.

Establezca la causa de cualquier sesgo, si se encuentra a través del proceso de validación local.

Determine los coeficientes o la función de calibración local para cada modelo de deterioro y predicción de IRI.

Los niveles primario y secundario dentro de la plantilla de muestreo deben basarse en la práctica estándar de la agencia y en las especificaciones para las nuevas estrategias de construcción y rehabilitación más comunes.

Los parámetros del nivel primario en la plantilla de muestreo deben ser dependientes del deterioro, y probablemente incluyen el tipo de pavimento, el tipo y capa de la superficie y el tipo de suelo de subsuelo. Cada columna en la matriz debe representar el efecto de cambiar la estructura (espesor de la capa), las mezclas y los suelos de los cimientos. Los parámetros del nivel secundario deben incluir el clima, el tráfico y otras características de diseño que dependen del tipo de pavimento. Estos se consideran parámetros secundarios porque el tráfico probablemente está interrelacionado con el espesor de la superficie y el clima está interrelacionado con el grado de aglomerante de asfalto. En algunas áreas, puede ser necesario incluir el clima como un parámetro de nivel primario debido a las grandes variaciones en el clima dentro de la misma región. (Por ejemplo, la parte occidental de los Estados Unidos que incluye montañas y llanuras).

La plantilla de muestreo debe diseñarse en lo posible como matriz factorial fraccional. Es probable que no todas las celdas se llenen con o sin segmentos de carreteras replicados. La matriz debe ser un diseño equilibrado que pueda bloquearse con características de diseño específicas o condiciones del sitio para cada tipo de pavimento y deterioro. El bloqueo de la factorial fraccional determinará si el sesgo y el error estándar de la función de transferencia dependen de alguno de los parámetros de nivel primario de la matriz. Se recomienda este tipo de matriz porque el experimento debe evaluar el efecto del tipo de pavimento y las condiciones y materiales locales para reducir el sesgo y el término de error estándar. Cuando esto se complete, responda la pregunta: "¿El sesgo y / o el error estándar de la función de transferencia dependen del tipo de suelo, las propiedades de la mezcla de la superficie, el clima, etc.?"

La mayoría de las celdas dentro de la plantilla o matriz de muestreo deben contener dos proyectos duplicados para proporcionar una estimación del error puro.

Paso 3: Estimar el tamaño de la muestra para modelos específicos de predicción de deterioro

Los números en cada celda de la plantilla de muestreo deben incluir proyectos duplicados, como se indica en el Paso 2. Este paso se usa para estimar el tamaño de la muestra o la cantidad de segmentos de la carretera para confirmar la idoneidad de los coeficientes de calibración global y determinar los coeficientes de calibración locales para un modelo específico de predicción de deterioro, si es necesario.

Tanto el sesgo como la precisión son importantes, por lo tanto, la cantidad de evaluaciones del modelo (es decir, el tamaño de la muestra) son necesarias para validar adecuadamente el modelo de predicción que se evalúa para el sesgo y la precisión. El sesgo es el error residual promedio; por lo tanto, el intervalo de confianza en la media se puede utilizar para relacionar el tamaño de la muestra y el sesgo. Dejando e_t ser el sesgo tolerable, el intervalo de confianza en la media produce la siguiente expresión:

$$N \geq \left(\frac{tS_y}{e_t} \right)^2$$

Donde:

S_y = Es la desviación estándar de los valores "verdaderos" de Y y t se basa en $n-1$ grados de libertad

Para mayor precisión, se utilizará el error estándar de estimación. Dado que el cuadrado de s_e es una varianza, el intervalo de confianza en la varianza se puede usar para mostrar la relación entre el tamaño de la muestra y la varianza de error relativa (s_e / s_y). La ecuación básica para el intervalo de confianza es:

$$\sigma^2 \geq (n - 1) \frac{S^2}{X_\alpha^2}$$

Donde la estadística de chi-cuadrado es $n-1$ grados de libertad y nivel de significación, α . Insertando los rendimientos s_e y s_y :

$$\frac{S_e}{S_y} \geq \left[\frac{X_\alpha^2}{n-1} \right]^{0.5}$$

Al seleccionar un nivel de significación, la desviación relativa s_e/s_y puede determinarse para un tamaño de muestra seleccionado. Los niveles de significancia se pueden usar para estimar el tamaño de la muestra para cada deterioro; 75, 90 y 95 por ciento.

Se sugiere un nivel de significación del 90 por ciento como nivel práctico para determinar el tamaño de la muestra que se utilizará en el experimento.

El MEPDG asume que todas las funciones de transferencia de deterioro están desacopladas (la ocurrencia y la magnitud del deterioro son independientes de los otros deterioros), con la excepción de la ecuación de regresión IRI o las relaciones estadísticas. La lista siguiente proporciona una guía para el número mínimo de secciones de prueba totales para cada deterioro.

Distorsión (Total Rutting o Faulting):	20 segmentos de carretera
Agrietamiento relacionado con la carga:	30 segmentos de carreteras
Agrietamiento no relacionado con la carga:	26 segmentos de carreteras
Reflexión de fisuras (solo superficies HMA):	26 segmentos de carretera

Los componentes de sesgo y precisión de los deterioros informados dentro del programa LTPP se utilizaron para estimar el número de secciones de prueba enumeradas anteriormente. Si los errores de repetición no están disponibles para la agencia o el usuario, se pueden usar los reportados dentro del programa LTPP para cada deterioro.

Paso 4: Seleccionar segmentos de carretera

Este paso se utiliza para seleccionar proyectos de carreteras para obtener el máximo beneficio de la información y los datos existentes para mantener al mínimo los muestreos y los costos de las pruebas de campo.

Como se indicó anteriormente, los proyectos duplicados deben incluirse en celdas específicas de la plantilla de muestreo para un problema específico. Una de las secciones de prueba replicada puede provenir de una de las otras matrices de factor de deterioro o

factoriales. Las secciones de prueba para refinar el proceso de validación se utilizarán para múltiples propósitos o dificultades para la eficiencia. Por ejemplo, las secciones de prueba que muestran cantidades relativamente altas de agrietamiento por fatiga se pueden usar en la matriz de celo o en la matriz de craqueo térmico para magnitudes bajas de esos deterioros.

Aunque se pueden usar tres tipos de secciones de prueba experimental en el plan de refinamiento de calibración y validación local, los segmentos de la carretera o los experimentos de campo a largo plazo deben usarse para determinar el error estándar de la estimación para cada modelo de simulación de deterioro. Los tres tipos de secciones de pruebas experimentales se enumeran y se definen a continuación:

1. Se deben utilizar segmentos de carretera a largo plazo a gran escala o secciones de prueba para validar y calibrar completamente los modelos de predicción de deterioro y confirmar la superposición de los efectos ambientales, de envejecimiento y de carga de las ruedas sobre las predicciones de deterioro. Todas las secciones de prueba incluidas en los esfuerzos de calibración del Proyecto 1-40D de NCHRP fueron de esta categoría de sitios de prueba de pavimento (NCHRP, 2006). Los segmentos de carreteras a largo plazo se pueden agrupar en dos tipos: aquellos que son segmentos de PMS y aquellos que son segmentos de carreteras de grado de investigación (por ejemplo, sitios LTPP). Aunque la mayoría de los segmentos de carreteras incluidos en el Proyecto 1-40D de NCHRP eran secciones de prueba de LTPP (sitios de grado de investigación), se espera que muchas agencias utilicen segmentos de PMS para juzgar la adecuación del coeficiente de calibración global a sus políticas locales, condiciones, y materiales. Ambos tipos de segmentos de carretera se analizan más a fondo en el Paso 7, y se recomiendan para su uso en la determinación del error estándar de la estimación para todos los modelos de predicción de deterioro.
2. Pruebas de pavimento acelerado (APT). Las almohadillas con cargas de camiones simuladas se pueden usar para la verificación rápida de la forma de los modelos de crecimiento de los deterioros (función de transferencia) y los efectos de factores seleccionados en la aparición del deterioro. Los resultados de las almohadillas de

prueba APT son independientes de los factores relacionados con el clima y las propiedades dependientes del tiempo de los materiales del pavimento, por lo que se necesitan menos pruebas para determinar el efecto de los factores seleccionados. Los sitios de APT se pueden usar para complementar los segmentos de la carretera utilizados en el proceso de calibración local, pero no se deben usar para determinar el error estándar de la estimación. El uso de almohadillas de prueba APT dará como resultado errores estándar mucho más bajos de la estimación, porque los parámetros de tráfico y clima están altamente controlados y las propiedades dependientes del tiempo se excluyen de estas condiciones de carga a corto plazo. Por lo tanto, las almohadillas de prueba APT solo deben usarse para determinar el sesgo y para cuantificar los componentes de varianza del modelo de predicción de deterioro.

3. Los experimentos APT con cargas de camiones a gran escala (pistas de prueba) se pueden usar para calibrar y validar los efectos de la carga de las ruedas en las predicciones de deterioro sin la complejidad adicional del envejecimiento a largo plazo y las amplias variaciones ambientales. Los resultados de este tipo de experimento dependen ligeramente de los factores climáticos y de las propiedades del material dependientes del tiempo. El uso de estos experimentos APT a gran escala también dará como resultado errores estándar más bajos de la estimación, ya que muchos de los factores están controlados. Los resultados de los experimentos APT a escala completa deben utilizarse para complementar y reducir el número de segmentos de carretera necesarios para la calibración local para determinar el sesgo y para cuantificar los componentes del término de error del modo de predicción de deterioro.

Una lista de algunos factores que deben considerarse al seleccionar segmentos de carreteras para su uso en el plan de refinamiento de calibración y validación local incluye lo siguiente:

Los segmentos de la carretera deben seleccionarse con el menor número de capas y materiales estructurales (por ejemplo, una capa PCC, una o dos capas HMA, una capa base no unida y una capa de sub-base) para reducir la cantidad de pruebas e información requerida para las caracterizaciones de materiales. Sin embargo, estos segmentos de

carreteras deben incluir los tipos de nuevas estrategias de construcción y rehabilitación que normalmente utiliza o especifica la agencia. Los segmentos de carretera utilizados para definir el error estándar de la estimación deben incluir el rango de materiales y suelos que son comunes a un área o región y la condición física de esos materiales y suelos.

Se necesitan segmentos de carretera con y sin superposiciones para la plantilla de muestreo de validación y calibración. A aquellos segmentos que tienen datos detallados de la historia del tiempo antes y después de la rehabilitación se les debe dar una mayor prioridad para su uso en el experimento, ya que estos segmentos pueden desempeñar funciones duales como construcciones nuevas y pavimentos rehabilitados.

Los segmentos de carreteras que incluyen mezclas o capas no convencionales deben incluirse en el plan experimental para garantizar que las formas del modelo y los factores de calibración sean representativas de estas mezclas. Las mezclas no convencionales pueden incluir: asfalto de matriz de piedra (SMA), asfalto modificado con polímero (PMA), capas de drenaje de graduación abierta, mezclas de agregados de cemento y mezclas de PCC de alta resistencia. Muchas de las secciones de prueba de LTPP incluidas en la factorial de calibración del Proyecto 1-37A de NCHRP se construyeron con mezclas convencionales de HMA y PCC. Las secciones flexibles excluyeron las capas de drenaje de graduación abierta, SMA y PMA. Habían numerosas secciones con mezclas abiertas en las secciones de JPCP. El Manual de práctica de MEPDG proporciona una lista más completa de las limitaciones de MEPDG y las características de diseño que no son consideradas directamente por MEPDG (AASHTO 2008).

Se recomienda que al menos tres estudios de condición estén disponibles para cada segmento de la vía para estimar el aumento incremental del deterioro a lo largo del tiempo. El intervalo entre las mediciones de deterioro debe ser similar entre todas las secciones de prueba. También se sugiere que estos datos de deterioro de la historia del tiempo representan al menos un período de 10 años, si están disponibles. Este período de tiempo garantizará que todas las propiedades del material dependientes del tiempo y la aparición del deterioro se tengan debidamente en cuenta en la determinación de cualquier sesgo y el error estándar de la estimación. Si está disponible, se deben planear estudios de condición repetida para aquellos segmentos de carreteras que muestran niveles más altos de deterioro para reducir la variabilidad inherente de las mediciones de deterioro y estimar

el error de medición para un deterioro en particular. Se debe considerar un número similar de observaciones por edad, por proyecto al seleccionar segmentos de carreteras para la plantilla de muestreo.

Paso 5: Extraer y evaluar datos de deterioro y proyecto

El paso del proceso de calibración local es recopilar todos los datos e identificar los elementos de datos faltantes que se necesitan para ejecutar el MEPDG. Todos los datos deben ingresarse en una base de datos de calibración, similar a la desarrollada en el Proyecto 9-30 de NCHRP para pavimentos flexibles (NCHRP, 2003a), o al menos archivada para futuras referencias.

Este paso se agrupa en cuatro actividades, como se explica en los párrafos siguientes:

Paso 5.1

La primera actividad en el Paso 5 es extraer, revisar y convertir los datos de deterioro medidos en los valores predichos por el MEPDG, si es necesario. Es imperativo que se utilice un protocolo consistente de definición y medición de los deterioros de la superficie en cualquier proceso de validación y calibración. Si es posible, todos los datos de deterioro en el pavimento flexible deben medirse de acuerdo con la práctica estándar de AASHTO PP-44-01 para cuantificar grietas en la superficie de pavimento asfáltico y la práctica estándar de AASHTO R-48-09 para determinar la profundidad de la rodadura en los pavimentos o la publicación FHWA LTPP Guía de Recolección de Datos para el Rendimiento del Pavimento a Largo Plazo. Todos los datos de deterioro en el pavimento rígido deben medirse de acuerdo con la guía de recopilación de datos de la publicación FHWA LTPP para el rendimiento del pavimento a largo plazo y la práctica estándar de AASHTO R-36-04 para evaluar fallas en pavimentos de concreto. Se deben realizar mediciones de socorro para garantizar la coherencia con las predicciones de deterioro y suavidad de MEPDG (FHWA, 2003). La suavidad del pavimento debe medirse de acuerdo con la práctica estándar de AASHTO PP-50-07 para operar perfiladores inerciales y evaluar los perfiles de pavimento. Sin embargo, muchas agencias necesitarán usar sus datos de socorro de PMS para el esfuerzo de calibración y validación local, que puede diferir del LTPP. Para esta condición, hay dos opciones disponibles para uso de la agencia.

La primera será seleccionar segmentos de PMS (consulte el Paso 4) y completar encuestas de deterioro de acuerdo con el manual de identificación de deterioro de LTPP (FHWA, 2003). Esta opción requiere mucho tiempo para recopilar datos de deterioro suficientes para completar la calibración local. Las agencias que seleccionen esta opción necesitarán tener al menos un plan de implementación de cinco años para que el MEPDG garantice un mínimo de tres observaciones por proyecto. Se espera que pocas agencias seleccionen esta opción.

Las encuestas de deterioro se pueden completar en los segmentos de PMS seleccionados dentro de una temporada para reducir el tiempo, pero los datos de deterioro del historial de tiempo no estarán disponibles para ningún segmento de PMS. No se sugiere el uso de un punto de tensión única, ya que el aumento incremental del deterioro con el tiempo no se incluirá en la evaluación del sesgo y en la determinación del error estándar de la estimación para los modelos de predicción del deterioro. El error de falta de ajuste no estará bien definido para esta opción.

La segunda opción, y probablemente la preferida por muchas agencias, es seleccionar segmentos de PMS y utilizar los datos de la encuesta de condición de PMS en el esfuerzo de calibración y validación local. Esta opción requiere menos tiempo y costo, pero es posible que las mediciones de PMS deban ajustarse o modificarse para que sean coherentes con las predicciones de deterioro de MEPDG (consulte el Paso 7).

Paso 5.2

La segunda actividad en este paso será comparar los valores de deterioro máximos medidos con los valores de activación o los criterios de diseño utilizados por la agencia para cada deterioro. Los valores promedio máximos de deterioro de la plantilla de muestreo deben exceder el 50 por ciento de los criterios de diseño, como mínimo.

Esta consideración se vuelve importante cuando se evalúan los términos de sesgo y error estándar del modelo de predicción en los Pasos 7 y 9, respectivamente. Si los valores máximos de deterioro son significativamente más bajos que los criterios de diseño de la agencia para ese deterioro (menos del 50 por ciento de los criterios de diseño), la precisión

y el sesgo de la función de transferencia pueden no estar bien definidos en los valores que desencadenan una rehabilitación mayor.

Paso 5.3

Los datos de socorro medidos para todos los segmentos de la carretera deben evaluarse y verificarse en busca de anomalías y valores atípicos, observaciones que tengan tendencias irracionales en los datos de deterioro. Esta evaluación puede limitarse a una inspección visual de los datos a lo largo del tiempo para garantizar que los datos de deterioro sean razonables, o incluir una comparación estadística detallada de los datos de rendimiento. Se utilizan múltiples encuestas de deterioro y mediciones de perfiles para establecer las tendencias de rendimiento para cada segmento de la carretera. Cualquier segmento con tendencias irracionales en los datos de deterioro debe considerarse para su eliminación de la base de datos de calibración local. Como mínimo, las siguientes dos preguntas se deben hacer al evaluar los datos de deterioro medidos.

¿Los datos tienen sentido dentro y entre cada segmento de la carretera? Obviamente, los ceros que representan valores de no entrada deben eliminarse de la base de datos de calibración y validación local. Los datos de deterioro que vuelven a valores cero dentro del período de medición pueden indicar algún tipo de actividad de mantenimiento o rehabilitación.

Las mediciones tomadas después de la rehabilitación estructural deben eliminarse de la base de datos o el período de observación debe finalizar antes de la actividad de rehabilitación.

Los valores de deterioro que son cero como resultado de alguna actividad de mantenimiento o conservación del pavimento, de la que forma parte de la política de gestión de la agencia, deben eliminarse, pero los valores de observación de deterioro futuros posteriores a esa actividad deben utilizarse.

¿Hay segmentos de carreteras con anomalías, valores extremos o errores en los datos? Si los valores atípicos o las anomalías pueden explicarse y son el resultado de alguna

condición no típica, deben eliminarse. Si los valores atípicos o las anomalías no se pueden explicar, deben permanecer en la base de datos.

Para los segmentos de la carretera que permanecen, todos los datos deben extraerse para determinar las entradas necesarias para los niveles de entrada jerárquicos seleccionados (consulte el Paso 1). Las fuentes de datos que probablemente utilizarán al menos algunas agencias para determinar las entradas de MEPDG son registros de construcción, pruebas de aceptación en un programa de control de calidad (QA) y planes de construcción según se construyen. El uso del control de calidad y los datos históricos proporcionan promedios globales de proyectos o lotes que pueden ser diferentes de las propiedades de capa de segmentos individuales de PMS. La diferencia entre los segmentos de PMS y los valores promedio de lote aumentará el componente de error de entrada del término de error estándar total (consulte la Sección 5).

Cada agencia deberá considerar estas fuentes de errores y tomar una decisión de sobre si aumentar el esfuerzo y los costos al determinar las entradas al MEPDG para la calibración local. El error estándar final de la estimación para cada modelo de simulación de deterioro afectará esta decisión de juicio a largo plazo debido a su efecto sobre los costos de construcción.

Cualquier dato faltante o cuestionable para determinar las entradas MEPDG debe ser identificado. Los elementos de datos faltantes o cuestionables deben determinarse a través de investigaciones de campo. Para los segmentos de PMS seleccionados, la cuenca de deflexión del deflectómetro de peso descendente (FWD, por sus siglas en inglés) y otras pruebas de campo deben realizarse para confirmar el grosor de la capa y estimar los valores de módulo en el lugar para cada capa estructural. La prueba de FWD debe realizarse mediante el método estándar de prueba AASHTO 256-01 para mediciones de desviación del pavimento. El Manual de práctica de MEPDG incluye recomendaciones para un programa de prueba de campo dedicado a estudios de rehabilitación y evaluación de pavimentos.

Paso 6: Llevar a cabo investigaciones de campo forenses

Paso 6.1

La primera actividad de este paso es desarrollar un plan de muestreo y prueba de materiales para determinar cualquier elemento de datos faltantes ó validar algunas entradas clave para los segmentos de carreteras seleccionados. El Manual de Prácticas de MEPDG proporciona las pautas recomendadas para las investigaciones de campo.

Los materiales del pavimento se deben recuperar y probar de acuerdo con la práctica estándar de la agencia que se utiliza durante la evaluación del pavimento para el diseño de rehabilitación. El Manual de práctica de MEPDG proporciona recomendaciones para las pruebas de campo y de laboratorio para medir las propiedades de la capa de acuerdo con el nivel de entrada jerárquico seleccionado. Si los estándares de la agencia difieren del Manual de práctica de MEPDG, se deben seguir los estándares de la agencia porque son los que se utilizarán para los nuevos diseños diarios de pavimento nuevo y rehabilitación.

Paso 6.2

Como parte de este paso y de cualquier investigación de campo, una agencia debe decidir si se requieren investigaciones forenses para confirmar los supuestos incluidos en el MEPDG. A modo de ejemplo, la parte de la acumulación total medida en la superficie que se puede asignar a cada capa de pavimento y la ubicación donde se iniciaron las grietas (de arriba hacia abajo versus de abajo hacia arriba, agrietamiento relacionado con la carga). Hay dos opciones disponibles que tienen un impacto significativo en los costos y el tiempo para llevar a cabo cualquier investigación de campo.

Si la agencia elige aceptar las suposiciones de MEPDG para la acumulación de capas y la ubicación del inicio de la grieta, no se requieren investigaciones forenses. Para esta opción, la agencia debe restringir la calibración local a la profundidad total de la rodera y al agrietamiento relacionado con la carga total combinando las grietas longitudinales y de cocodrilo dentro de la trayectoria de la rueda.

Si la agencia rechaza o cuestiona los supuestos de MEPDG bajo la primera opción, entonces se necesitarán trincheras y núcleos para medir las profundidades de la rodera

dentro de cada capa de pavimento y estimar la dirección de propagación de la grieta. Es probable que esta opción requiera segmentos adicionales de la carretera y / o secciones APT para confirmar o ajustar los valores de calibración locales para la formación de grietas y agrietamiento por fatiga. Debe observarse que no se realizaron trincheras ni núcleos en los Proyectos 1-37A y 1-40D de NCHRP para verificar y confirmar la cantidad de surcos en cada capa de pavimento, así como dónde se iniciaron las grietas o la dirección de propagación de la grieta.

Se recomiendan zanjas o pozos de prueba para poder medir la formación de surcos en la capa de pavimento individual, pero solo son necesarios para proyectos que han exhibido niveles de formación de depósitos superiores a 0.35 pulg en la superficie. En el mejor de los casos, es difícil medir la deformación permanente en las capas subsuperficiales para profundidades de surco inferiores a 0.35 pulg.

Para determinar el porcentaje de grietas relacionadas con la carga que comienzan en la parte superior del pavimento y se propagan hacia abajo (a diferencia de la suposición clásica de agrietamiento ascendente), se pueden perforar núcleos de 6 pulgadas de diámetro directamente sobre las grietas relacionadas con la carga y luego extraer para observar la profundidad de la grieta. La dirección de inicio y propagación de la fisura debe informarse para cada núcleo. El ancho de la grieta en el punto de inicio y la profundidad de la grieta desde el punto de inicio también se deben informar. Si la grieta se extiende completamente a través de las capas de HMA y es imposible determinar la dirección de propagación de la grieta o dónde se iniciaron las grietas, se recomienda que la agencia asuma que las grietas se iniciaron en la parte inferior de las capas de HMA.

Paso 6.3

Antes de ir al Paso 7, se debe volver a evaluar la cantidad de segmentos de la carretera que quedan con todos los datos necesarios para ejecutar el MEPDG para asegurar que haya un número suficiente de segmentos disponibles para el esfuerzo de calibración y validación local. Si se han eliminado demasiados segmentos de la carretera por una razón u otra, es posible que sea necesario agregar segmentos adicionales a la plantilla de muestreo.

Paso 7: Evaluar el sesgo local: Validación de los valores de calibración global de las condiciones, políticas y materiales locales

El MEPDG y los valores de calibración global deben usarse para calcular los indicadores de rendimiento para cada segmento de la vía (nuevas estrategias de pavimentación y rehabilitación). Los valores predichos se comparan con los valores medidos para determinar el sesgo y el error estándar de la estimación para validar cada modelo de predicción de deterioro para las condiciones locales, políticas, especificaciones y materiales.

Los deterioros predichos por el MEPDG para los fines de calibración deben basarse en los valores promedio para cada parámetro de entrada. Al evaluar y eliminar el sesgo, si es necesario, siempre se deben usar los deterioros pronosticados a un nivel de confiabilidad del 50 por ciento. En otras palabras, los valores de entrada promedio y los deterioros a un nivel de confiabilidad del 50 por ciento deben usarse dentro de este paso, así como dentro de los pasos 8, 9 y 10.

Paso 7.1

El sesgo y el error estándar de la estimación deben determinarse para este conjunto completo de datos en cada modelo de simulación de socorro. Compare las predicciones para cada indicador de desempeño con las mediciones (u observaciones ajustadas; consulte el Paso 5), y calcule los errores residuales, el sesgo y el error estándar de la estimación para cada modelo de predicción de socorro. Se debe preparar un gráfico de los valores predichos y los datos medidos para comparar la ubicación general de los puntos de datos con la línea de igualdad.

Paso 7.2

Evalúe la hipótesis nula para la plantilla de muestreo o factorial experimental (consulte los pasos 2 y 3). La hipótesis nula para esta evaluación inicial es que no hay sesgo o ninguna diferencia sistemática entre los valores medidos y predichos del deterioro. La hipótesis nula debe evaluarse para toda la plantilla de muestreo y los bloques individuales dentro de la plantilla de muestreo. Se puede usar una prueba t pareada para determinar si existe una diferencia significativa entre los conjuntos de valores de deterioro pronosticados y medidos y los valores IRI. La hipótesis nula es la siguiente:

$$H_0: \sum (y_{Measured} - x_{Predicted}) = 0$$

Dónde:

y_{Medido} = Valor medido

$x_{Predicted}$ = Valor predicho utilizando el modelo.

Es posible que la hipótesis anterior sea aceptada (la suma de los errores residuales es indiferente a cero), pero el modelo todavía está sesgado. Se deben usar otros dos parámetros del modelo (denominados estimadores de intercepción y pendiente) para evaluar completamente el sesgo del modelo utilizando el siguiente modelo de regresión fija entre los valores medidos (y) y predichos (x), así como la variabilidad en el valor medido asociado con los errores distribuidos para cada valor predicho.

$$\hat{y}_i = b_0 + m(x_i)$$

Este modelo de regresión se utiliza para proporcionar estimadores de los valores medios medidos (\hat{y}_i). La intersección (b_0) y la pendiente (m) se utilizan en las pruebas de hipótesis de la siguiente manera:

$$H_0: m = 1.0 \quad H_0: b_0 = 0$$

En resumen:

Si se rechaza alguna de las hipótesis nulas, el modelo específico de predicción de socorro debe recalibrarse de acuerdo con las condiciones y los materiales locales; (continúe con el paso 8). Los resultados de las tres pruebas de hipótesis se pueden utilizar para tomar decisiones durante el proceso de recalibración.

Si se aceptan las hipótesis nulas (sin sesgo), el error estándar de la estimación para el conjunto de datos local debe compararse con el conjunto de datos de calibración global; (continúe con el paso 9). Los errores estándar globales se proporcionan en la sección "Herramientas" del software MEPDG para cada problema y en el Manual de Práctica MEPDG.

Paso 8: Eliminar el sesgo local de deterioro y los modelos de predicción IRI

El proceso utilizado para eliminar el sesgo que se comprenda que es significativo al usar los valores de calibración global depende de la causa del sesgo y la precisión que desee la agencia. En general, hay tres posibilidades, que se enumeran a continuación.

Los errores residuales son, en su mayor parte, siempre positivos o negativos con un error estándar bajo de la estimación en comparación con el valor de activación, y la pendiente de los errores residuales frente a los valores predichos es relativamente constante y cercana a cero. La precisión del modelo de predicción es razonable pero la precisión es pobre (gran sesgo). En este caso, el coeficiente de calibración local se utiliza para reducir el sesgo. Esta condición generalmente requiere el menor nivel de esfuerzo y la menor cantidad de ejecuciones o iteraciones de MEPDG para reducir el sesgo.

El sesgo es bajo y relativamente constante con el tiempo o el número de ciclos de carga, pero los errores residuales tienen una amplia dispersión que varía de valores positivos a negativos. La precisión del modelo de predicción es razonable, pero la precisión es pobre. En este caso, el coeficiente de la ecuación de predicción se usa para reducir el sesgo, pero el valor del coeficiente de calibración local probablemente depende de alguna característica del sitio, propiedad del material y / o característica del diseño incluida en la plantilla de muestreo. Esta condición generalmente requiere más ejecuciones y un mayor nivel de esfuerzo para reducir el sesgo.

Los errores residuales frente a los valores predichos exhiben una pendiente significativa y variable que parece depender del valor predicho. La precisión del modelo de predicción es deficiente y la precisión depende del tiempo o del número de ciclos de carga; existe una correlación deficiente entre los valores pronosticados y medidos. Esta condición es la más difícil de evaluar porque debe considerarse el exponente del número de ciclos de carga. Esta condición también requiere el mayor nivel de esfuerzo y muchas más ejecuciones para reducir el sesgo.

La agencia debe decidir primero si usar los valores específicos de la agencia o los parámetros de calibración locales que se consideran como entradas en el software MEPDG. Cualquiera de los dos puede ser utilizado con éxito. Lo siguiente proporciona una guía general.

Calcule el sesgo dentro de cada bloque de la plantilla de muestreo para determinar si el sesgo local depende de algún parámetro de nivel primario o secundario de la plantilla de

muestreo. Los resultados de este análisis de sesgo local se pueden usar para hacer revisiones a parámetros de calibración específicos para eliminar el sesgo local.

Ajuste los valores de calibración locales para las funciones de transferencia de deterioro para eliminar el sesgo. Las **Tablas 3.7-1** y **3.7-2** enumeran los parámetros de calibración local de las funciones de transferencia de MEPDG o los modelos de predicción de socorro e IRI que deben considerarse para revisar las predicciones para eliminar sesgos en pavimentos flexibles y rígidos, respectivamente. Estas tablas se proporcionan como guía solo para eliminar cualquier sesgo local en las predicciones. Además, los valores de calibración locales podrían depender de los factores del sitio, los parámetros de capa o las políticas establecidas por la agencia. Si se encuentra que los valores de calibración local (valores específicos de la agencia) dependen de algún factor del sitio, característica de diseño o propiedad del material, esos tipos de ajustes o correcciones deben hacerse externos a la MEPDG.

Tabla 3.7-1 Recomendación para que los parámetros de calibración de la función de transferencia de pavimento flexible se ajusten para eliminar el sesgo y reducir el error estándar

Distress		Eliminate bias	Reduce Standard error
Total, Rutting	Unbound materials and HMA Layers	k_{r1} , β_{s1} or β_{r1}	k_{r2} , k_{r3} or β_{r2} , β_{r3}
Load-related cracking	Alligator crackin	C_2 or k_{f1}	k_{f2} , k_{f3} and C_1
	Longitudinal Cracking	C_2 or k_{f1}	k_{f2} , k_{f3} and C_1
	Semi-Rigid Pavement	C_2 or β_{c1}	C_1 , C_3 , C_4
Non-load-related cracking	Tranverse cracking	β_{f3}	β_{f3}
IRI		C_4	C_1 , C_2 , C_3

Fuente: Guide for the Local Calibration of the Mechanical-Empirical Pavement Design Guide

Tabla 3.7-2 Recomendación para que los coeficientes de calibración de la función de transferencia de pavimento rígido se ajusten para eliminar el sesgo y reducir el error estándar

Distress		Eliminate bias	Reduce Standard error
Faulting		C ₁	C ₁
Fatigue Cracking		C ₁ or C ₄	C ₂ , C ₅
CRCP Punchouts	Fatigue	C ₁	C ₂
	Punchouts	C ₃	C ₄ , C ₅
	Crack Widths	C ₆	C ₆
IRI	JPCP	C ₄	C ₁
	CRPC	C ₄	C ₁ , C ₂

Fuente: Guide for the Local Calibration of the Mechanical-Empirical Pavement Design Guide

Una vez que se haya eliminado el sesgo, calcule el error estándar de la estimación utilizando los valores de calibración locales (o valores específicos de la agencia) según las condiciones locales; compare ese error estándar con el error estándar global reportado bajo el Proyecto 1-40D de NCHRP e incluido en la Sección 5 del Manual de Práctica MEPDG (AASHTO, 2008) - continúe con el Paso 9.

Paso 9: Evaluar el error estándar de la estimación

Compare el error estándar determinado a partir de la plantilla de muestreo con el error estándar derivado del conjunto de datos globales, que se incluye en la Sección 5 del manual de práctica MEPDG para cada función de transferencia (AASHTO, 2008). Los valores razonables del error estándar para cada función de transferencia de deterioro se incluyen en la Sub-sección 2.4 (Términos del indicador de deterioro o rendimiento) de este documento. Los errores estándar de la estimación para las ecuaciones de regresión IRI para diferentes tipos de pavimento también se incluyen en la Sección 5 del manual de práctica MEPDG. Un error estándar razonable de la estimación para el IRI es 17 in./mi.

Evalúe la hipótesis nula para la plantilla de muestreo en relación con el error estándar (consulte el paso 6). La hipótesis nula para esta evaluación inicial es que no hay una

diferencia significativa entre el error estándar para los efectos de calibración globales y locales en el nivel de confianza seleccionado.

Si se rechaza la hipótesis nula, existe una diferencia significativa entre los términos de error estándar que resultan del uso de los valores de calibración globales y locales.

Si la calibración local tiene un término de error estándar más alto, se recomienda que el modelo de simulación de socorro se recalibre en un intento de disminuir el error estándar; (continúe con el paso 10). Sin embargo, la agencia puede decidir simplemente aceptar el error estándar más alto o error estándar predeterminado determinado a partir del proceso de calibración original utilizando las secciones de prueba LTPP. Si este es el caso, (continúe con el paso 11).

Si la calibración local tiene un término de error estándar más bajo, se recomienda el uso de estos coeficientes de calibración; (continúe con el paso 11).

Si se acepta la hipótesis nula, los errores estándar locales y globales se consideran iguales; estos coeficientes de calibración pueden usarse para el diseño de pavimentos; (continúe con el paso 11).

Paso 10: Reducir el error estándar de la estimación

Si el usuario decide que el error estándar es demasiado grande, lo que resulta en diseños demasiado conservadores a niveles de confiabilidad más altos, pueden ser necesarias revisiones de los valores de calibración locales de la función de transferencia o modelo estadístico. Este paso puede ser complicado y probablemente requerirá revisiones externas a los parámetros de calibración locales o valores específicos de la agencia para mejorar la precisión del modelo de predicción. Lo siguiente proporciona una guía general para llevar a cabo este paso.

Paso 10.1

Antes del proceso de recalibración o modificación a las condiciones locales, los componentes de error estándar deben cuantificarse para estimar la posible reducción en el término de error estándar total (consulte la Sección 5). La falta de solución o el error del modelo es la única parte del error estándar total que se puede reducir a través del proceso

de calibración local, después de que se haya seleccionado el nivel de entrada jerárquico (consulte el Paso 1). El error de medición debe cuantificarse y compararse con el error total para estimar el aumento potencial en la precisión del modelo de predicción. El error de medición es probablemente el mayor de los componentes de error y hacer cambios en los valores de calibración local (o específicos de la agencia) no cambiará la magnitud de ese componente de error. La agencia debe decidir si los costos y el esfuerzo adicionales reducirán significativamente el error estándar total de los modelos específicos de predicción de deterioro y IRI.

Si se espera que el error estándar total no se pueda reducir significativamente, continúe con el Paso 11.

Por otro lado, si se espera que la precisión del modelo se pueda mejorar significativamente, continúe con este paso.

Paso 10.2

Calcule el error estándar dentro de cada bloque de la plantilla de muestreo (consulte la Sección 2) para determinar si el término de error estándar local depende de cualquier parámetro de nivel primario o secundario de la matriz. Los resultados del análisis de los errores estándar locales dentro de cada bloque se pueden usar para hacer revisiones a parámetros de calibración locales específicos.

Paso 10.3

Ajuste los valores de calibración local (valores específicos de la agencia) de las funciones de transferencia de socorro para reducir el error estándar del conjunto de datos de recalibración. Las tablas 6-1 y 6-2 enumeran los coeficientes de las funciones de transferencia de MEPDG o los modelos de predicción de socorro e IRI que deben considerarse para revisar las predicciones para minimizar el error estándar para pavimentos rígidos y rígidos, respectivamente.

Un proceso de ajuste de las constantes del modelo se evalúa según un criterio de bondad de ajuste en el mejor conjunto de valores para los coeficientes del modelo. Los métodos de evaluación hacen uso del proceso analítico para los modelos que sugieren una relación lineal o utilizan la optimización numérica para los modelos que sugieren una relación no

lineal. El enfoque analítico se basa en los mínimos cuadrados utilizando análisis de regresión múltiple, análisis de regresión por pasos, análisis de componentes principales y / o análisis de regresión de componentes principales. La optimización numérica incluye métodos como el descenso más pronunciado o la búsqueda de patrones.

Estos valores de calibración local que dan como resultado el error estándar más bajo debe usarse para el diseño del pavimento; (continúe con el paso 11).

Paso 11: Interpretación de los resultados, decisión sobre la adecuación de los parámetros de calibración

Paso 11.1

El error estándar local de la estimación para cada angustia y los modelos de predicción IRI se deben evaluar para determinar el impacto en los diseños resultantes en diferentes niveles de confiabilidad. La plantilla de muestreo se puede utilizar para determinar la vida de diseño de las características típicas del sitio y las estructuras de pavimento o estrategias de rehabilitación para diferentes niveles de confiabilidad. Una agencia debe revisar la vida esperada del diseño del pavimento / rehabilitación dentro de cada celda de la plantilla de muestreo. La agencia ahora tiene tres opciones a considerar.

Se cree que la vida útil esperada del diseño es "razonable" para los niveles de confiabilidad utilizados por la agencia, y no da como resultado diseños demasiado conservadores basados en datos históricos. Para esta opción o condición, proceda a la última actividad; Paso 11.2. A partir de los datos de PMS, deben prepararse a partir de los datos de PMS y compararse con la confiabilidad calculada de cada segmento incluido en la plantilla de muestreo para definir las curvas de vida de diseño, supervivencia o probabilidad de falla razonables.

Se cree que la vida útil esperada del diseño es "demasiado corta" para los niveles de confiabilidad utilizados por la agencia, lo que da como resultado diseños muy conservadores y costosos. La agencia debe tratar de reducir el error estándar de la estimación para el modelo específico de simulación de deterioro; (vuelva al Paso 10 para reducir el error estándar de la estimación).

Se cree que la vida útil esperada del diseño es "demasiado corta" para los niveles de confiabilidad utilizados por una agencia, porque los componentes de medición y error puro son demasiado grandes en relación con los componentes de falta de conexión y error de entrada. Por lo tanto, se espera que las revisiones de modelos, la adición de más segmentos de camino de calibración de validación, el uso de parámetros de entrada de Nivel 1, la realización de investigaciones forenses de campo y otras actividades de campo costosas tengan un impacto menor en el error estándar total de la estimación. Para esta condición, la agencia debe considerar aumentar los criterios de falla o los valores de activación para nuevos diseños de pavimento y rehabilitación y proceder al Paso 11.2.

Paso 11.2

Los valores de calibración local y el nuevo error estándar de la estimación deben ingresarse en el software MEPDG para su uso en nuevos diseños de pavimento y rehabilitación.

3.8. Análisis de sensibilidad

Cada agencia debe llevar a cabo un análisis de sensibilidad del nuevo procedimiento de diseño, es mediante la selección de una situación de diseño típico con todas las entradas de diseño, que el software ejecuta y tiene previsto, en el período de diseño. A continuación, cada entrada es muy variada, normalmente una a la vez (a menos que dos o más se correlacionan y luego dos o más son muy variadas al unísono, como ocurriría en la naturaleza) y el cambio en todas las salidas observadas. Tablas correspondientes y los predios son preparados y evaluados los resultados. Las entradas se dividieron en tres grupos, por ejemplo:

Las que tienen un efecto muy significativo en uno o más resultados.

Las que tienen un efecto moderado sobre uno o más resultados.

Las que tienen sólo un efecto menor sobre uno o más resultados.

Los insumos que pertenecen al grupo No. 1 deben ser más selectos de N ° 3, que tendrá un efecto muy significativo en el diseño. La sensibilidad superior se puede repetir para el

diseño de proyectos de bajo, medio y alto tráfico para ver si eso tiene un efecto sobre los insumos.

3.9. Criterios de diseño de pavimentos

Los criterios de desempeño son utilizados para asegurar que un diseño de pavimentos se desempeñe de manera satisfactoria durante su vida útil de diseño.

Estos criterios son similares a los de la guía AASHTO93. Las fallas y criterios de diseño específicos para el IRI podrían ser seleccionados visualizando la condición del pavimento y su impacto en la seguridad, necesidades de mantenimiento, la capacidad para rehabilitar el pavimento en esa condición y teniendo conocimiento del nivel es establecido de confiabilidad del diseño (ejemplo 90%).

Estos valores propios de una política de gestión también pueden determinarse a partir del análisis de los datos de gestión de pavimentos de la agencia utilizando el análisis de supervivencia; o basadas en ciertas consideraciones por el usuario y por razones de seguridad.

Para un proyecto, las consecuencias de exceder un criterio de desempeño implican la necesidad de realizar mantenimiento programado o rehabilitación antes de lo esperado.

Tabla 3.9-1 Criterio de diseño o valores umbral recomendados

Tipo de pavimentos	Criterios de desempeño	Valor máximo al final de la vida útil de diseño
Pavimentos y recapados de HMA	Fisuramiento piel de cocodrilo Interestatal: 10% del área del carril (Fisuramiento de HMA de abajo hacia arriba)	Primaria: 20% del área del carril Secundaria: 35% del área del carril
	Profundidad del Ahuellamiento (deformación permanente en las trayectorias de las ruedas)	Interestatal: 0.40 plg. Primaria: 0.50 plg. Otros (<45mph):0.65plg
	Longitud del Fisuramiento Transversal (fisuras térmicas)	Interestatal: 500 pies/milla Primaria: 700 pies/milla Secundaria: 700 pies/milla
	IRI (Regularidad Superficial)	Interestatal: 160 plg./milla Primaria: 200 plg./milla Secundaria: 200 plg./milla
JCP, CPR nuevos y recapados	Escalonamiento promedio de la junta	Interestatal: 0.15 plg. Primaria: 0.20 plg. Secundaria: 0.25 plg.
	Porcentaje del fisuramiento transversal de la losa	Interestatal: 10% Primaria: 15% Secundaria: 20%
	IRI (Regularidad superficial)	Interestatal: 160 plg./milla Primaria: 200 plg./milla Secundaria: 200 plg./milla

Fuente: Guía de diseño mecánico-empírico de pavimentos, manual práctico, Iterim Edition, PT-56 ICG, AASHTO, 2008.

3.10. Guía de diseño de pavimentos empírico-mecanicista estado de aplicación en EEUU

Según estudios realizados en Estados Unidos a las agencias tres de ellos informaron que han implementado el MEPDG, ocho expresaron que no hay planes para implementar la MEPDG en este momento, 43 indicaron que planean implementar el MEPDG dentro de los cinco años, y tres que no proporcionaron información sobre el calendario de sus planes de aplicación. En un estudio de seguimiento de los organismos de estado (se realizó en julio de 2013), muchos organismos indican un continuo esfuerzo de implementación. Por ejemplo, la siguiente es una lista de las actividades de aplicación de los organismos:

Alabama: Actualmente concluye estudio de tráfico y tienen planes de futuro para el desarrollo de una biblioteca de materiales, seguido de la calibración local.

Arizona: Se espera una implementación completa en las carreteras principales, a principios de 2014.

Georgia: Llevando a cabo la calibración local.

Consultora-Idaho: llevó a cabo formación sobre el funcionamiento del software, y el desarrollo de una guía de usuario ME y mapa de implantación. El personal interno está comparando los resultados de diseño entre el procedimiento actual y el MEPDG. Departamento de Transporte de Idaho está planeando sobre el uso del procedimiento de diseño del pavimento actual como punto de partida en el MEPDG una vez que el rendimiento de los modelos de predicción ha sido calibrado a nivel local; diseños de pavimento serán requeridos para cumplir los criterios de predicción de rendimiento utilizando el MEPDG.

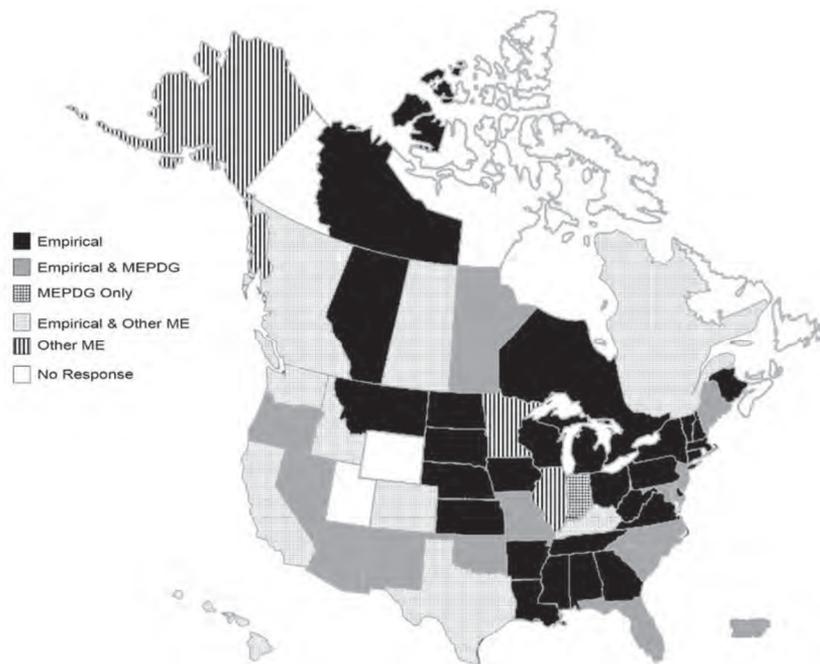
Iowa: Localmente a calibrado los modelos de predicción de rendimiento, pero actualmente están reevaluando los modelos de predicción del rendimiento de hormigón.

Louisiana: Planes para comenzar el proceso de calibración local y ha llevado a cabo la comparación entre el procedimiento actual y el MEPDG en varios proyectos interestatales.

Michigan: Inicio la transición a la MEPDG en 2014.

Mississippi: Modelos de predicción del rendimiento se están calibrados de forma local. Una vez que la calibración local se ha completado, Mississippi DOT llevará a cabo de 2 años de comparación lado a lado de los resultados utilizando el procedimiento actual y el MEPDG. En este momento, el plan de aplicación de la MEPDG para el diseño de pavimentos nuevos o reconstruidos.

Figura 3.10-1 Métodos de diseño de pavimentos en agencias de EEUU



Fuente: Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and Software SYNTHESIS 457

Oklahoma: MEPDG está siendo utilizada para el diseño de pavimentos de hormigón nuevas o reconstruidas y superposiciones de hormigón en un estado a otro y otras rutas de alto tráfico. Oklahoma DOT está en el proceso de calibración localmente los modelos de predicción de rendimiento de pavimento de asfalto.

Ontario: La realización de la calibración local con planes de ejecución en 2014.

Carolina del Sur: Realización de lado a lado comparaciones y caracterización de materiales. Los planes futuros para la calibración local.

Wisconsin: Completado (<http://wisdotresearch.wi.gov/> whrp). estudios relacionados con las mezclas de asfalto, las propiedades del hormigón, y la determinación módulo resiliente de los suelos de sub-rasante Wisconsin DOT está en proceso de desarrollar un manual de usuario y la realización de la calibración local. Se prevé que se produzca la ejecución en 2014.

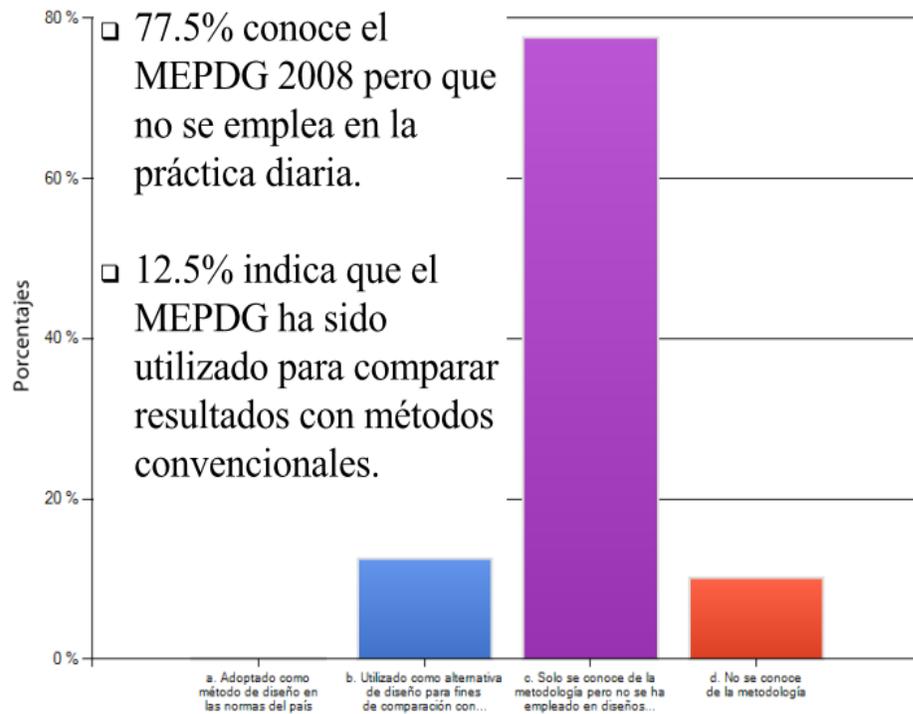
3.11. Visión general del MEPDG AASHTO 2008 en Latinoamérica

En febrero y mayo del 2013 una encuesta fue realizada para conocer el nivel de conocimiento y uso del MEPDG en Latinoamérica. En esta encuesta participaron entidades gubernamentales, consultores, profesores y estudiantes de 15 países. Las respuestas de aproximadamente de 1000 profesionales latinoamericanos fueron analizados, y los resultados obtenidos son resumidos a continuación.

De las respuestas se concluyó que el uso del MEPDG para el diseño de pavimentos en Latinoamérica es actualmente muy limitado. El 77.5 % de las respuestas indicaron que se conoce de la metodología del MEPDG-AASHTO 2008 pero no se emplea en la práctica diaria. De hecho, la mayoría de los encuestados menciona que el método AASHTO 93 es el más usado para el diseño de pavimentos asfálticos y de concreto (hormigón). El 12.5 % de las respuestas indica que el MEPDG ha sido utilizado como alternativa de diseño para fines de comparación con otros métodos convencionales, por otro lado, el 10 % indica que no conoce el MEPDG en su país.

En la mayor parte de los países latinoamericanos no se han realizado esfuerzos significativos para la implementación del MEPDG. También se ha mencionado que este método ha sido utilizado básicamente con fines de investigación en pavimentos flexibles y se han calibrado algunos modelos. Algunas universidades imparten clases para dar a conocer el método, pero el MEPDG no es usado en la práctica diaria de diseño porque los modelos de predicción (especialmente el climático) no han sido adaptados a cada país.

Figura: 3.11-1 Estado de la implementación del MEPDG en Latinoamérica



Fuente: Aplicabilidad del Método Mecánico-Empírico de Diseño de Pavimentos (MEPDG) AASHTO 2008 en Latinoamérica (XVII CILA)

3.12. Estudios sobre el método AASHTO 2008

Chile:

En el año 2011 después de 3 años de la publicación de la guía AASHTO 2008 MEPDG para el diseño de pavimentos nuevos y rehabilitados, Chile inicia el proyecto **Innova 11BPC-10220** denominado “**Adaptación y Aplicación de La Guía Empírico Mecanicista de Diseño de Pavimentos de Hormigón AASHTO 2008 GEMDP de EEUU**” para el cual se aprobó un monto de 153,590,248 pesos chilenos, mandatado por la Dirección Nacional de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas y el Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile ICH, y desarrollado por la Universidad Técnica Federico Santa María, cuyo objetivo es desarrollar una nueva guía de diseño de Pavimentos de Hormigón adecuada a la realidad chilena, a partir del estudio y aplicación

en diversas zonas representativas del norte, centro y sur del país del moderno y eficiente método de la MEPDG de EE.UU. (Guía Interina ASSHTO 2008) con fines de mejorar la infraestructura vial, generar ahorros en los costos de pavimentación, contribuir a la gestión de pavimentos de hormigón y aumentar significativamente la competitividad de los pavimentos rígidos.

Posterior a esto innova-chile muestra los resultados correspondientes a la Etapa 1 durante el período comprendido entre el 25 de octubre de 2011 y el 25 de octubre de 2013. Esta etapa se encuentra terminada casi en su totalidad, quedando pendiente sólo tareas específicas. Los resultados que aquí se presentan corresponden al desarrollo de la base de datos climática de las 17 estaciones representativas de diversas áreas climáticas chilenas; espectros de carga con la distribución tipos de vehículos y de pesos por ejes para 16 ubicaciones representativas; caracterización de materiales granulares y de subrasante locales y caracterización de hormigones utilizados en Chile para pavimentos rígidos.

Durante el mes de abril del 2013 estuvo en Chile Michael Darter PhD., reconocida autoridad internacional en temas relacionados con los pavimentos de hormigón y quien en los E.E.U.U. ha liderado y es referente de la línea de investigación del diseño mecanicista de pavimentos de hormigón y autoridad en los tópicos referidos a la Guía MEPDG.

El motivo primordial de su visita al país consistía en apoyar y asesorar al grupo de profesionales que participan del proyecto, y el desarrollo de la investigación, siendo fundamental su aporte teniendo en cuenta su conocimiento sobre el tema y la experiencia en los E.E.U.U.

Tabla 3.12-1 Grado de cumplimiento de los objetivos

N°	Descripción	Indicadores de Efectividad	% cumplimiento	Comentario
1	Recolectar y analizar datos climáticos chilenos para ser utilizados en la GEMDP.	Desarrollo de base de datos de 14 estaciones climáticas chilenas, que contendrán los parámetros de entrada para el modelo de la GEMDP de hormigón.	100%	
2	Obtener datos de tráfico chilenos y generar los espectros de carga para ser utilizados en la GEMDP.	Generación de espectros de carga para 10 ubicaciones representativas en Chile.	100%	
3	Caracterizar los materiales utilizados en la construcción de pavimentos de hormigón en Chile como dato de entrada de la GEMDP.	Caracterización de 9 tipos de hormigón utilizados en pavimentación en Chile (Modulo de ruptura, coeficiente de expansión térmica). caracterización de 13 tipos de suelo representativos para Chile (Módulo resiliente).	100%	
4	Peterioro mediante el análisis de información histórica de evolución de deterioros de pavimentos hormigón en Chile y mediciones en terreno, para que las predicciones de la GEMDP correspondan a la realidad local.	Obtención de parámetros de calibración para modelo de agrietamiento por fatiga, modelo de escalonamiento y modelo de regularidad superficial (IRI)	100% Ingreso de información al software 66% Calibración de los modelos de deterioro	Modelo de Agrietamiento y Escalonamiento ya calibrado. El Modelo de IRI se encuentra en proceso de calibración
5	Difundir la Guía y los manuales de la MEPDG en actividades dirigidas a profesionales de entidades públicas y privadas del rubro.	Generación de Manual de Usuario en español Cursos de capacitación para oferente Seminarios de capacitación para usuarios Inclusión en Manual de carreteras	100%	Publicada

Fuente: Informe de Avance Proyecto INNOVA 11BPC-10220

Costa Rica:

En Costa Rica, desde el año 2010, se ha venido desarrollando una línea de investigaciones en la calibración de los modelos concebidos bajo la filosofía de diseño estadounidense, para la generación de la metodología propia costarricense.

La guía de diseño de pavimentos costarricense

Para la definición de la guía de diseño de pavimentos costarricense (CR-ME), se eligió dividir por niveles de importancia, con respecto al número de ESAL de la ruta, para recomendar el grado de rigurosidad en las características y algoritmo de diseño.

El nivel 1 corresponde al de mayor importancia, este se asocia con solicitudes de tránsito vehicular sobre los 15 millones de ESAL, y exige la caracterización en laboratorio de los modelos característicos de los materiales a utilizar, así como el espectro de carga.

El nivel 2 se ubica entre los proyectos con 3 a 15 ejes equivalentes de diseño, este nivel le sigue al nivel 1 en cuanto a importancia. Exige el uso de modelos constitutivos que han sido calibrados para una variedad de materiales típicos en Costa Rica y da la posibilidad de utilizar espectros de carga predefinidos.

Finalmente, el nivel 3, recomendado en proyectos bajo los 3 millones de ejes equivalentes, permiten la caracterización de las propiedades de los materiales a partir de valores típicos. Este nivel, utiliza los ejes equivalentes para el módulo de tráfico, con discretizaciones semestrales del tiempo para la proyección del desempeño.

Como apoyo al ingeniero diseñador de pavimentos en el proceso, paralelamente a la determinación del algoritmo, en la UMP-PITRA-LanammeUCR se ha desarrollado una sublínea de investigaciones en la generación de una herramienta de cálculo que ha pasado por dos procesos de prueba, en la búsqueda de la versión oficial que llevará el nombre de PITRAME, que se espera pueda estar a disponible para descarga en el sitio web del LanammeUCR a finales del año 2016.

Tabla 3.12-2 Proceso de definición de la guía de diseño Mecánico-Empírico de Costa Rica (CR-ME)

AÑO 2010

Definición de la línea de Investigación en la Nueva Guía de Diseño de Pavimentos para Costa Rica Compra del Simulador de Vehículos Pesados (HVS, por sus siglas en inglés) para calibración.

AÑO 2011

Construcción del edificio del PAVELAB (Laboratorio de Pavimentos, nombre asignado al proyecto de ensayos acelerados)

AÑO 2012

Desarrollo del plan de investigaciones del PAVELAB Llegada del HVS a Costa Rica

AÑO 2013

Tesis: Elementos Fundamentales para el Desarrollo de una Guía de Diseño de Pavimentos Empírico – Mecánica para Costa Rica / Pablo Vargas.
•Elementos fundamentales de la guía costarricense

AÑO 2014

Documento LM-PI-GM-INF- 22-14: Recomendaciones técnicas para el diseño estructural de pavimentos flexibles con la incorporación de criterios mecánico-empíricos/ Ing. Eliecer Arias

AÑO 2015

Tesis: Herramienta de cálculo complementaria a la Nueva Metodología de Diseño Mecánico - Empírico de Pavimentos Flexibles de Costa Rica /Christopher Trejos

•Mejora del CR-ME: ampliación del parámetro carga, teoría multicapa elástica y espesor equivalente, factor climático y definición por niveles

AÑO 2016

propuesta: Desarrollo de la herramienta final de cálculo para el diseño mecanístico- empírico de pavimentos flexibles en Costa Rica / Andrés Masis

•Mejora del CR-ME: extensión a una plataforma más accesible, amigable con el usuario; con mejoras el factor clima, para formar la primera versión oficial.

Fuente: Guía de diseño de pavimentos mecánico-empírico de Costa Rica

Dentro de esta sub-línea de investigaciones es importante mencionar el desarrollo de dos herramientas de cálculo preliminares: el CR-ME v1.0 (**Figura 3.14-1**), que se desarrolló en el año 2013 y fue la primera herramienta de cálculo; y CR-ME v2.0 (**Figura 3.14-2**), desarrollada en el año 2015 con mejoras respecto a la primera versión.

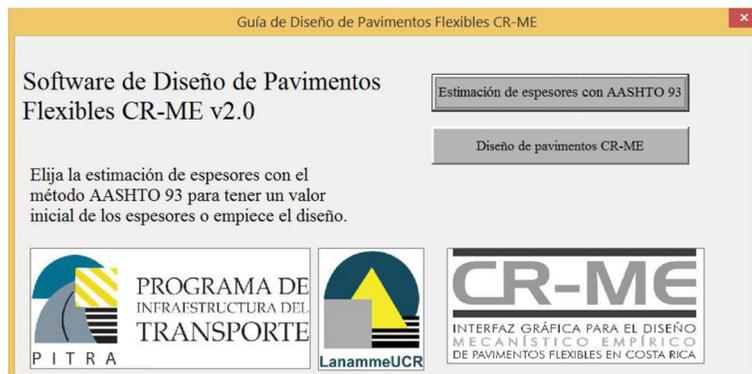
Figura 3.12-1 Interfaz gráfica CR-ME v1.0 (Vargas, 2013)



Fuente: Guía de diseño de pavimentos mecánico-empírico de Costa Rica Universidad de Costa Rica

La versión 2.0 del CR-ME, introduce mejoras en la caracterización del módulo clima, ya que permite que el usuario ingrese la zona climática correspondiente a la ubicación del proyecto (**Figura 3.14-2**), para la carga automática de los datos necesarios en la modificación del módulo de la subrasante, por cambios de humedad y temperatura del nivel 1.

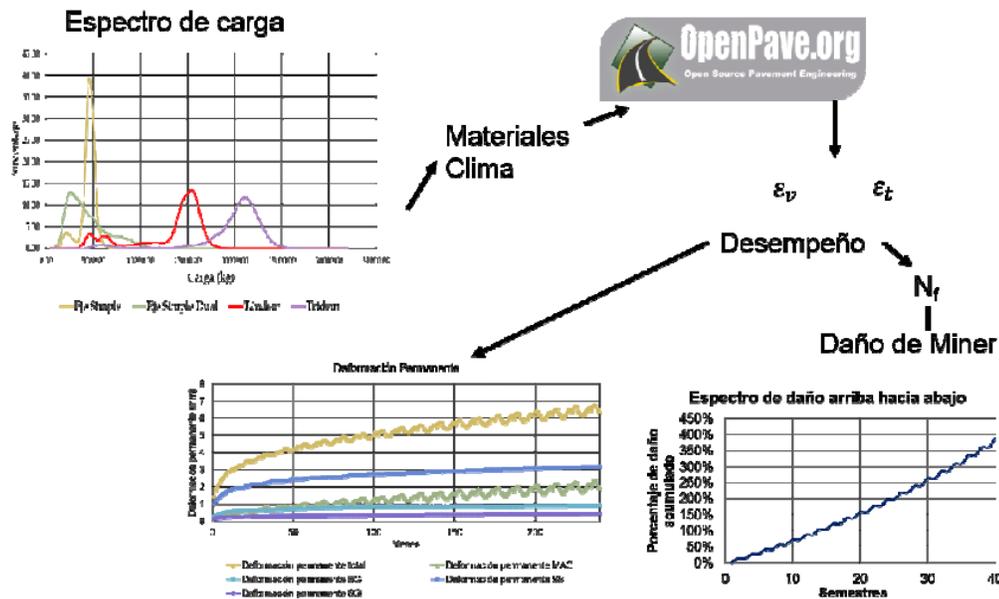
Figura 3.12-2 Interfaz gráfica CR-ME v2.0 (Trejos, 2015)



Fuente: Guía de diseño de pavimentos mecánico-empírico de Costa Rica Universidad de Costa Rica

Adicionalmente incluye el cálculo de las respuestas estructurales del pavimento, mediante del uso del recurso OPENPAVE, que es una interfaz de cálculo desarrollada en la Universidad de California en Davis por Lea (2009); y el método del espesor equivalente (Figura 3.14-3), para el análisis iterativo de desempeño.

Figura 3.12-3 Proceso de diseño mecanístico-empírico de pavimentos de Costa Rica



Fuente: Guía de diseño de pavimentos mecánico-empírico de Costa Rica

Argentina:

Argentina inicia en el año 2006 un estudio de adaptación a las condiciones locales de su país del método AASHTO 2008 para el diseño de pavimentos rígidos, para lo cual se plantea los siguientes objetivos.

Analizar y evaluar los mecanismos de diseño estructural y los modelos de predicción del comportamiento de pavimentos incorporados en el método MEPDG
 Elaborar una base de datos sobre pavimentos de hormigón en Argentina con información recopilada en instituciones oficiales y en terreno.

Ajustar a las condiciones locales la caracterización de climas, tránsito y materiales, y los modelos de predicción del comportamiento.

Implementa una metodología de investigación.

Estudio detallado de los modelos de deterioro contenidos en el método MEPDG para el caso de los pavimentos rígidos.

Selección de rutas representativas con pavimentos rígidos a lo largo del territorio argentino, para abarcar un amplio rango de cargas de tránsito, edades y climas

Adaptación de procedimientos de recolección de datos de deterioro a partir de estudios anteriores.

Recopilación de información en instituciones viales (D.N.V. y Vialidades Provinciales) y el Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA), como así también datos climáticos en el Servicio Meteorológico Nacional

Procesamiento e incorporación de datos para configurar archivos dentro del programa MEPDG.

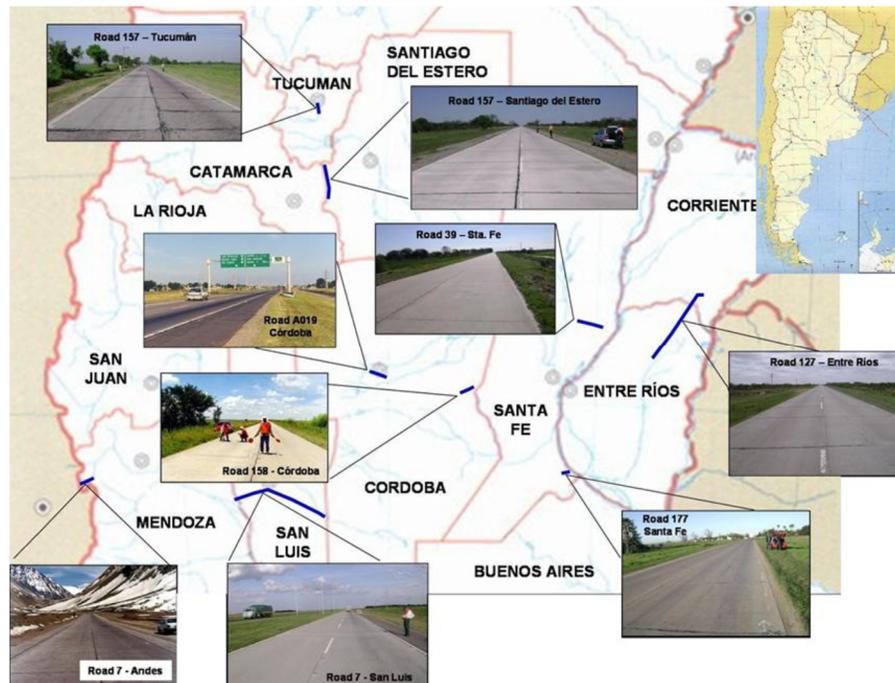
Predicción del deterioro utilizando modelos matemáticos con coeficientes provistos por “default” en dicho programa.

Comparación entre valores de deterioro predichos y observados, y determinación de valores ajustados para los coeficientes de los modelos de deterioro (escalonamiento, fisuras e IRI).

Análisis de resultados obtenidos, tendencias observadas y limitaciones para la aplicabilidad de la calibración a diferentes condiciones.

La información utilizada fueron pavimentos de hormigón situados en la región centro-norte de Argentina, abarcando una amplia gama de climas, desde frío nival en los Andes hasta subtropical y templado en las llanuras del Litoral argentino, sólo se evaluaron secciones de pavimentos de hormigón simple con juntas y datos de deterioro fueron recolectados en campañas a terreno mediante inspección visual o bien fueron provistos por la D.N.V. (caso IRI).

Figura 3.12-4 Rutas inspeccionadas en Argentina



Fuente: “Estudio y adaptación a condiciones locales del metodo NCHRP 1-37^a para diseño de pavimentos rígidos” (2006-2007)

Perú:

AASHTO ha autorizado al Instituto de Construcción y Gerencia (ICG) del Perú la traducción del manual “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG), Manual of Practice” al español, miembros del CIDMEP (Comité Internacional el diseño M-E de pavimentos) participaron en la revisión de la traducción al español del documento.

Desde entonces sucedieron dos publicaciones de la Guía.

En Perú se realizaron las siguientes actividades para el proceso de implementación de MEPDG 2008

07/06/2011 - 08/06/2011 Diseño de Pavimentos: Utilizando el Nuevo Método Mecanístico - Empírico MEPDG - AASHTO 2008 en Lima.

14/06/2011-15/06/2011. Diseño de Pavimentos: Utilizando el Nuevo Método Mecanístico - Empírico MEPDG - AASHTO 2008 en Trujillo.

26/03/2012.- Curso Internacional: Diseño de Pavimentos: Utilizando el Nuevo Método Mecánico - Empírico MEPDG - AASHTO 2008.

El curso ofrece a los participantes la oportunidad de conocer el procedimiento de diseño de pavimentos MEPDG y aplicarlo. El curso tiene un carácter teórico-práctico y comprende pavimentos flexibles y rígidos. Los conceptos explicados en clase son ilustrados con ejemplos para ambos tipos de pavimento utilizando MEPDG software. Nueva Guía de Diseño de Pavimentos MEPDG (AASHTO 2008), con la siguiente temática.

- Modelos ME de Deterioro de Pavimentos Flexibles
- Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles Utilizando MEPDG
- Software MEPDG para el Diseño de Pavimentos Flexibles
- Ejercicio Práctico de Diseño Pavimentos Flexibles Utilizando MEPDG
- Modelos ME de Deterioro de Pavimentos Rígidos
- Diseño Estructural de Pavimentos Rígidos Utilizando MEPDG
- Software MEPDG para el Diseño de Pavimentos Rígidos.
- Ejercicio Práctico de Diseño Pavimentos Rígidos Utilizando MEPDG
- Calibración e Implementación del MEPDG a Condiciones Locales

Brasil:

CCR NovaDutra concesionaria de Brasil empresa privada que cotiza en la bolsa. Es integrante del Sistema CCR, (Companhia de Concessões Rodoviárias) y se dedica al servicio de transportes y logística. En el año 1998 se le entregó en concesión la carretera Via Dutra (BR-116) entre Río de Janeiro y São Paulo, el cual tiene una extensión de 402 km. Atraviesa los centros industriales de los Estados, abarcando una región altamente desarrollada, que es responsable por cerca de 50% del PIB brasileño.

Inicia un trabajo de investigación ejecutados entre ASU y el concesionario NovaDutra con un primer objetivo el desarrollo de una guía para la aplicación del nuevo método MEPDG para el proceso de diseño del pavimento, así como la rehabilitación, para las condiciones de NovaDutra; el objetivo final sería la de mejorar y/o validar calibraciones y modelos de predicción previamente existentes.

Es importante mencionar que la aplicación plena de MEPDG no consiste sólo el uso directo del software. Se requiere de una serie de actividades y esfuerzos. Ellos incluyen, la caracterización de laboratorio de materiales, la selección y secciones de prueba de evaluación para el proceso de calibración, la calibración de MEPDG a las condiciones locales que incluyen materiales, el tráfico y las variables climáticas y ambientales.

Plan de trabajo de ASU - NovaDutra

A mediados de mayo de 2011, los investigadores de ASU y técnicos son NovaDutra Se reunieron durante varios días en la sede NovaDutra para discutir con más detalle en las funciones especificadas para este estudio. La Descripción y aplicación de las distintas tareas son.

TAREA 1. La capacitación técnica para utilizar el software de MPEDG.

Se preparo una presentación completa sobre la MEPDG y fue presentado en el 7° Congreso Brasileño, Estos incluyen algunas presentaciones información tal como:

- Introducción a MEPDG

- Definición de los datos de entrada en MEPDG

- Análisis de los parámetros y defectos modelos de predicción

- Metodología de cálculo

- Ventajas sobre los métodos tradicionales

- Los estudios de casos para las condiciones de NovaDutra

TAREA 2. La determinación y selección de los datos de entrada requeridos, teniendo en cuenta las condiciones de la concesionaria NovaDutra

Para una mejor comprensión del nivel de esfuerzo que se requiere en esta tarea, siguiendo lista es un resumen de los datos de entrada requeridos:

1. Información General

Período del proyecto.

Fecha de la obra.

La construcción del pavimento del mes (pavimento nuevo).

Construcción mes del pavimento existente y meses de trabajo de repavimentación (Restauración).

2. El tráfico de camiones

Los datos del espectro de uso de carga MEPDG por eje para cada tipo de eje, tanto para proyectos nuevos y para proyectos de restauración. Los espectros de carga por eje se obtienen a través de datos el tipo de procesamiento con un peso de movimiento (WIM). Estos datos deben tener un procesamiento detallado y extenso para determinar el tráfico de varios camiones en relación con los datos de entrada en MEPDG.

Sin embargo, NovaDutra ya cuenta con esals así también como la información siguiente.

Camiones anuales promedio de tráfico diario iniciales en ambas direcciones (AADTT)

Porcentaje de camiones en el carril de proyecto

Porcentaje de camiones en la dirección del proyecto

Velocidad de funcionamiento (límite para camiones)

3. La información climática

El tiempo juega un papel importante en el comportamiento de los pavimentos puede influir significativamente en la estructura, especialmente en lugares donde existen grandes cambios estacionales. El MEPDG considera influencias del clima y el entorno alrededor en el comportamiento del pavimento. Como se ha explicado en las secciones anteriores, es posible mediante el uso de la herramienta de modelización del clima (EICM). El EICM es usado para predecir y simular los cambios en el comportamiento y las características de pavimento y granulares materiales debido a las condiciones ambientales durante toda

la vida sistema de servicio. Además, la herramienta tiene una interfaz fácil de ser utilizado para producir la base de datos del clima necesario para ejecutar el EICM.

Los cinco parámetros climáticos EICM (cada hora) utilizado en el modelo son:

Temperatura ambiente	Humedad relativa
Precipitación	Nubosidad
Velocidad del viento	

También se requiere información sobre la longitud, latitud y altura.

El MEPDG requiere por lo menos 24 meses de datos de estaciones, para fines de cálculo.

Se han hecho varios intentos para obtener información sobre el clima a lo largo de este camino, pero no había disponibles datos completos. En la mayoría de los casos, la información de tiempo no estaba disponibles, otros datos, tales como la radiación solar.

Con miras a este problema, se seleccionaron dos sitios específicos en los Estados Unidos para la EICM base datos climáticos, con condiciones similares a Sao Paulo y Río de Janeiro. Estos dos puntos se encuentran en el Estado de Louisiana.

Monroe fue elegido para las condiciones de Sao Paulo y Río de Shreveport a De janeiro. Para una futura implementación completa de MPEDG en Brasil se necesitan datos más exactos del clima, de conformidad con el formato EICM. Este garantizará una mejor precisión en las previsiones de futuro.

4. Estructura de Datos

Materiales de asfalto

Debido a que no hay ningún módulo dinámico de datos que está disponible en la actualidad, el nivel 3 análisis se utilizó en este estudio. La información de los materiales asfálticos es el siguiente:

Grado de mezcla

Tipo de aglomerante (Rating aglutinante Superpave, clasificación convencional viscosidad y penetración)

Propiedades volumétricas de la construcción (contenido de asfalto efectiva, volumen vacío, peso total de la unidad)

Base / Placa de conexión / sub-rasante de materiales granulares no estabilizadas

Tipo de material (Clasificación AASHTO o Clasificación Unificado)

Módulo de elasticidad, que se puede estimar a través de valores por defecto proporcionado por MEPDG o el uso de CBR o valor R

Graduación, límites de Atterberg, densidad en seco, contenido de humedad

Materiales estabilizada (Cemento tratado Tierra-cemento)

Módulo de resiliencia

Módulo de ruptura

Una serie de reuniones sesiones se llevó a cabo con profesionales NovaDutra para proporcionar y explicar el estado actual de la práctica de cada uno de los datos de entrada anteriormente requerido.

TAREA 3. Los esfuerzos iniciales para poner en práctica el MEPDG en NovaDutra

Como primer paso en la aplicación del MEPDG a las condiciones de NovaDutra se realizó un estudio preliminar. Este estudio incluyó la previsión del rendimiento la MEPDG de las estructuras existentes restaurada pisos situado en a lo largo de la autopista Presidente Dutra entre Sao Paulo y Río de Janeiro, Brasil.

Se observó que la MEPDG no está calibrado para las condiciones de NovaDutra, pero hallazgos podrían conducir a una mejor comprensión de las necesidades de una calibración futuro. Una de las limitaciones de la evaluación fue que no había la disponibilidad de un pavimento real o reciente para fines de comparación.

También es importante mencionar que la mayor parte de las estructuras del pavimento a lo largo de la carretera Presidente Dutra se trata de proyectos de restauración, ya que la carretera original fue construida en el año 1960. Esto ha hecho que el proceso de recolección de datos sea muy difícil, ya que la mayoría de los registros históricos de la construcción no lo estaba disponible. La mejor información disponible era un estudio de inspección de pozos, que se realizó en año 1996. Este estudio proporcionó algunos datos sobre el espesor de cada capa, así como información general sobre los tipos de materiales cada una de estas capas. Se investigaron un total de 39 pozos. A partir de este estudio, se encontró que la estructura de la autopista Presidente Dutra es muy variable en términos espesores y materiales.

Bolivia:

Calibración de los modelos de la Guía MEPDG de fisuración tipo piel de cocodrilo y ahuellamiento en pavimentos flexibles, a las condiciones del altiplano boliviano, región caracterizada por su altitud mayor a 3000 m.s.n.m. Para ello, se seleccionaron diez carreteras de la región estudiada, con un total de 137 secciones analizadas. La información del estado estructural y funcional de los pavimentos fue obtenida del Inventario Vial de la Red Fundamental de Bolivia. Adicionalmente, los autores realizaron la investigación de las características de los materiales, además del relevamiento de deterioros de ciertas secciones, a fin de ampliar la información disponible. Y, se determinaron las condiciones de tráfico y clima a las cuales se vieron sometidos los tramos analizados durante su periodo de servicio. Posteriormente se realizó la simulación de la evolución de deterioros en las secciones estudiadas mediante el programa MEPDG v1.100, modificándose sistemáticamente los factores de calibración de los modelos hasta obtener la combinación que permitió el mejor ajuste entre valores estimados de deterioro y los observados en campo. Finalmente, se validaron los modelos calibrados a partir del desempeño estimado de secciones no consideradas en el ajuste.

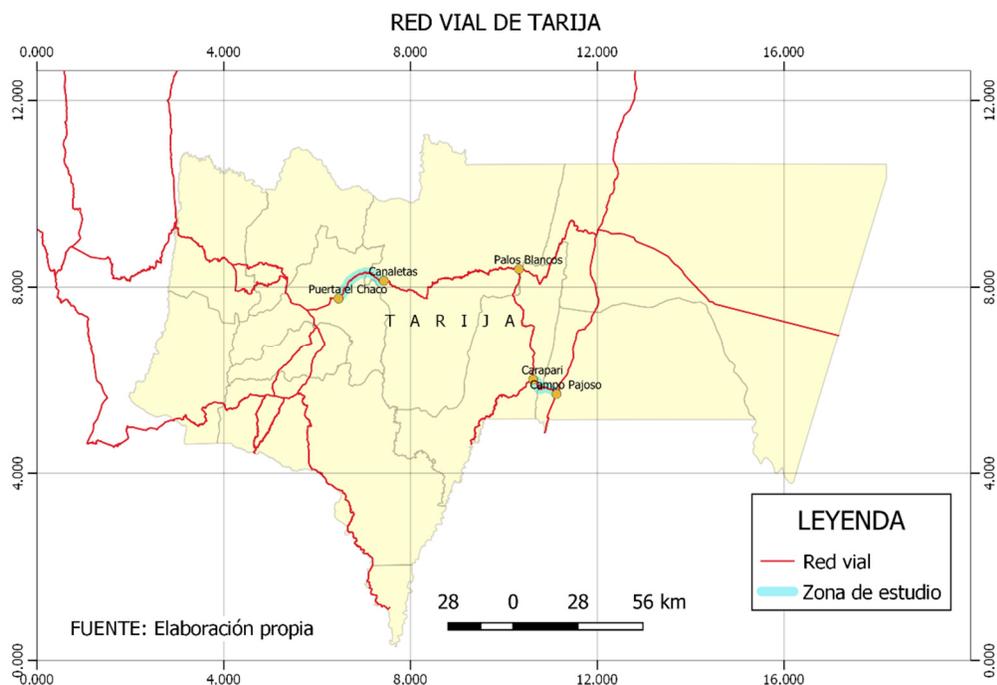
CAPÍTULO IV

APLICACIÓN PRÁCTICA DEL MÉTODO MECÁNICO-EMPÍRICO AASHTO 2008 EN PAVIMENTOS RÍGIDO Y FLEXIBLE

4.1 Zona de aplicación del método AASHTO 2008

Los tramos donde se aplicó el método AASHTO 2008 se ilustra en el **gráfico 4.1-1**, el tramo Campo Pajoso-Carapari que es parte de la ruta Palos Blancos-Campo Pajoso y el tramo Puerta el Chaco-Canaletas, en estos dos tramos se diseñó pavimento rígido y flexible respectivamente.

Figura 4.1-1 Tramos en estudio



Fuente: Elaboración propia

Se partirá de un diseño prototipo o diseño prueba efectuado en el método AASHTO 93, este diseño prueba se ingresará al software MEPDG 2008 con el propósito de evaluar su comportamiento mediante las predicciones de fallas a lo largo del periodo de diseño. Los resultados producto del modelamiento del prototipo diseño (diseño prueba) por el software “MEPDG 2008”, para la estructura preliminar diseñada se presentarán en gráficos exportados del programa, el proceso se describe a continuación.

4.2 Proyecto pavimento rígido Campo Pajoso-Caraparí (JPCP)

El Proyecto Campo Pajoso – Caraparí, con una longitud aproximada de 20.13 km, se inicia a 12 km al norte de la ciudad de Yacuiba, en la localidad de Campo Pajoso, y termina en la población de Caraparí.

4.1.1 Diseño AASTHO 1993 (Diseño Prueba)

**Tabla 4.2-1 Proyección del TPDA - tránsito normal
“Campo Pajoso – Caraparí”**

Periodo	Año	Sentido		
		CP - CA	CA - PB	CP - PB
	2001	397	71	234
-2	2002	422	76	249
-1	2003	447	80	264
0	2004	475	85	280
1	2005	504	90	297
2	2006	534	96	315
3	2007	567	102	334
4	2008	601	108	355
5	2009	638	114	376
6	2010	677	121	399
7	2011	718	129	423
8	2012	762	136	449
9	2013	808	145	477
10	2014	858	154	506
11	2015	910	163	536
12	2016	965	173	569
13	2017	1.024	183	604
14	2018	1.087	195	641
15	2019	1.153	206	680
16	2020	1.223	219	721
17	2021	1.298	232	765
18	2022	1.377	247	812
19	2023	1.461	262	861
20	2024	1.55	278	914

Fuente: Estudio de factibilidad, diseño final e impacto ambiental
asfaltado tramo vial “Campo Pajoso – Caraparí”

Tabla 4.2-2 Resultados de la proyección del TPDA tránsito derivado “Campo Pajoso – Carapari”

Año	Estación				Total
	CP ó YAC		VILL ó PB		Tránsito derivado
	TPDA (6.5%)	T. derivado	TPDA (10.8%)	T. derivado	
1998	727	-	87	-	-
2001	877	-	104	-	-
2005	1,126	113	132	7	120
2006	1,199	120	140	7	127
2007	1,276	128	148	7	135
2008	1,359	136	157	8	144
2009	1,446	145	167	8	153
2010	1,540	154	171	9	163
2011	1,639	164	181	9	173
2012	1,745	175	191	10	185
2013	1,858	186	202	10	196
2014	1,978	198	214	11	209
2015	2,105	211	222	11	222
2016	2,241	224	235	12	236
2017	2,386	239	248	12	251
2018	2,540	254	262	13	267
2019	2,704	270	277	14	284
2020	2,878	288	293	15	303
2021	3,064	306	309	15	321
2022	3,261	326	327	16	342
2023	3,472	347	345	17	364
2024	3,696	370	365	18	388

Fuente: Estudio de factibilidad, diseño final e impacto ambiental
asfaltado tramo vial “Campo Pajoso – Carapari”

**Tabla 4.2-3 Resultados de la proyección del TPDA
“Campo Pajoso – Caraparí”**

Año	Proyecto Cp-Cr	
	TIM-PAL	BER-CA
2005	92	0
2006	95	146
2007	98	152
2008	101	156
2009	104	161
2010	107	166
2011	110	173
2012	114	178
2013	117	184
2014	120	189
2015	124	196
2016	128	203
2017	132	209
2018	136	216
2019	140	223
2020	144	231
2021	148	238
2022	153	247
2023	157	255
2024	162	272

Fuente: Estudio de factibilidad, diseño final e impacto ambiental
asfaltado tramo vial “Campo Pajoso – Caraparí”

Tabla 4.2-4 Resumen del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) horizonte del proyecto “Campo Pajoso – Caraparí”

Año	Sentido			
	CP - CA			
	Normal	Derivado	Generado	Total
2001	397	-	-	397
2005	504	120	9	633
2006	534	127	155	816
2007	567	135	162	864
2008	601	144	166	911
2009	638	153	171	965
2010	677	163	177	1,017
2011	718	173	184	1,075
2012	762	185	189	1,136
2013	808	196	196	1,200
2014	858	209	201	1,268
2015	910	222	208	1,340
2016	965	236	216	1,417
2017	1,024	251	222	1,497
2018	1,087	267	230	1,584
2019	1,153	284	237	1,674
2020	1,223	303	245	1,771
2021	1,298	321	253	1,872
2022	1,377	342	259	1,978
2023	1,461	364	271	2,096
2024	1,550	388	288	2,226
TOTAL 20 años (hasta 2024)				27,337
Número de vehículos por 365			9,978,005	

Fuente: Estudio de factibilidad, diseño final e impacto ambiental asfaltado tramo vial “Campo Pajoso – Caraparí”

Tabla 4.2-5 Determinación de ejes equivalentes tramo "Campo Pajoso-Carapari"

Composición de tráfico vehicular	Livianos		Buses				Camiones			Otros
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distr. (%)	28.81	23.88	2.92	1.82	10.15	5.89	7.18	14.78	4.52	0.05%
	52.69		Composición Vehicular (%)							
Pav. Rígido	Pf = 2.5	e = 20 cm (8")	Total vehíc. =			9,978,005			Periodo de diseño = 20(años)	
F.E.V.	No se considera	0.00077	0.0072	3.1387	0.5298	4.4894	4.3383	7.5807		
T.Veh.		291,358	181,600	1,012,768	587,704	716,421	1,474,749	455,995		
Ejes Acum.		224	1,308	3,178,773	311,366	3,216,299	6,397,904	3,456,760		

Total, ejes acumulados =	16562634
--------------------------	----------

Total (un carril) =	8281317
---------------------	---------

Fuente: Estudio de factibilidad, diseño final e impacto ambiental
asfaltado tramo vial "Campo Pajoso – Carapari"

Determinación del espesor de losa, e (cm):

- 1) Módulo de reacción efectivo, K_{∞} valor definido por relación.

Para CBR = 4.5 % => $K = 38$ KPa/mm; y

Para CBR = 10.0% => $K = 62$ KPa/mm

- 2) Módulo de elasticidad del concreto, es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir las cargas que soporta la losa del pavimento. Mientras más alto sea el valor del módulo elástico, más rígida será la losa. Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, están influenciados por el valor del módulo elástico. Este valor se determina usando los procedimientos descritos en el ensayo ASTM C 469. Sin embargo, puede determinarse el valor del módulo de elasticidad a partir de la resistencia a compresión ó a la flexión del hormigón. En nuestro caso, se ha utilizado la siguiente expresión:

$$E_c = 1,000,00[S'_c(\text{kPa}) - 3,370] / 43.5$$

De esta fórmula se obtiene el valor aproximado de $E_c = 26,000$ MPa. El diseño es poco sensible a esta variable.

- 3) Módulo de ruptura promedio o resistencia a la flexión, S'_c , en la práctica del diseño de pavimentos se ha generalizado el empleo de valores promedio de $S'_c = 4.50$ MPa, el cual será adoptado en el presente diseño.
- 4) Coeficiente de transferencia de carga, J , se ha realizado el diseño considerando una berma de asfalto, por lo que el factor adoptado es $J = 3.2$ elegido de la tabla Guía de Diseño AASHTO 93
- 5) Coeficiente de drenaje, C_d , las condiciones morfológicas de la zona, las obras de drenaje provistas y descritas con anterioridad, indican un drenaje entre regular y bueno, las características de precipitación de la zona nos llevan a deducir que entre el 5 y 25% del tiempo el pavimento estará en niveles cercanos a la saturación, por lo tanto, el coeficiente global de drenaje adoptado es $C_d = 1.10$.
- 6) Pérdida del índice de servicio, $p_o=4.5$ y $p_f=2.5$; $\Delta f = 2$, este índice de rechazo es el recomendado por la AASHTO para pavimentos rígidos, especialmente en las vías importantes.
- 7) Nivel de confianza, $R = 80$ %, porcentaje recomendado para el tipo de proyecto, y fue elegido de la tabla Guía de Diseño AASHTO 93.

- 8) Desviación estándar, $S_o = 0,35$, valor medio de desviación recomendado por la AASHTO para pavimentos rígidos.
- 9) N° total de ESAL's de 18 kips (8.2 ton.) **ESAL's de Diseño = 8,281,317** Ejes Estándares Equivalentes, magnitud de ejes obtenidos mediante el procedimiento de cálculo propuesto por la AASHTO.

Para calcular el espesor de la losa se empleó el software DARWin cuyo resultado es el siguiente:

Espesor de losa = 21.5 cm

4.1.2 Análisis AASHTO 2008 (Predicción de Fallas e IRI):

Parámetros para el diseño

El período de diseño será de 20 años

El IRI inicial será de 120 in/mi

El IRI terminal será de 255 in/mi con una confiabilidad del 90%

Fisuramiento transversal (% de losas fisuradas)

Transverse Cracking (% slabs cracked): El límite será de 25% con una confiabilidad del 90%.

Desnivel Promedio entre Juntas (in)

Mean Joint Faulting (in): El límite será de 0.120 in con una confiabilidad del 90%.

Los aspectos de tráfico:

Initial two-way AADTT (AADDT para los dos sentidos)	122
Number of lanes in design direction (Número de carriles en dirección del diseño)	2
Percent of trucks in design direction (% de camiones en dirección de diseño)	50
Percent of trucks in design lane (% de camiones en carril de diseño)	85
Operational speed (Velocidad operacional) (mph)	25

AADTT Average Annual Daily Truck Traffic (Tránsito Promedio Diario Anual de Camiones) es el número de camiones presentes en vía en ambos sentidos de circulación después de que la carretera es abierta al tránsito o la rehabilitación se ha completado, en este caso es de 122 Veh/día.

El porcentaje de camiones en dirección de diseño relativa a todos los camiones que utilizan la carretera en ambas direcciones es 50%.

El porcentaje de camiones en carril de diseño fue calculado para cada clase de camión y la clase predominante de camión se utiliza para calcular este valor en este caso 85%.

Velocidad operacional 25 mph es la velocidad máxima recomendada por el método para el tránsito de camiones.

Distribución de vehículos por clase:

En la siguiente tabla se ilustra el AADTT de 122 Veh/día. distribuidos por clase de vehículo.

51 vehículos de clase 4 (tipo B3) que corresponden al 41.8% de total de AADTT

28 vehículos de clase 5 (tipo C2) que corresponden al 23.77% de total de AADTT

9 vehículos de clase 6 (tipo C3) que corresponden al 7.38% de total de AADTT

10 vehículos de clase 8 (tipo T2-S1) que corresponden al 8.2% de total de AADTT

20 vehículos de clase 11 (tipo T2-S1-R2) que corresponden al 16.39% de total de AADTT

3 vehículos de clase 12 (tipo T2-S2-R2) que corresponden al 2.46% de total de AADTT

**Tabla 4.2-6 Distribución de vehículos por clase
“Campo Pajoso – Caraparí”**

Clase de camión	Nro	%
Class 4	51	41.80%
Class 5	29	23.77%
Class 6	9	7.38%
Class 7	0	0.00%
Class 8	10	8.20%
Class 9	0	0.00%
Class 10	0	0.00%
Class 11	20	16.39%
Class 12	3	2.46%
Class 13	0	0.00%
	122	100.00%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.2-7 Distribución de tráfico de camiones por hora
“Campo Pajoso – Caraparí”**

12:00 a.m. - 1:00 a.m.	2.3	12:00 p.m. - 1:00 p.m.	5.9
1:00 a.m. - 2:00 a.m.	2.3	1:00 p.m. - 2:00 p.m.	5.9
2:00 a.m. - 3:00 a.m.	2.3	2:00 p.m. - 3:00 p.m.	5.9
3:00 a.m. - 4:00 a.m.	2.3	3:00 p.m. - 4:00 p.m.	5.9
4:00 a.m. - 5:00 a.m.	2.3	4:00 p.m. - 5:00 p.m.	4.6
5:00 a.m. - 6:00 a.m.	2.3	5:00 p.m. - 6:00 p.m.	4.6
6:00 a.m. - 7:00 a.m.	5	6:00 p.m. - 7:00 p.m.	4.6
7:00 a.m. - 8:00 a.m.	5	7:00 p.m. - 8:00 p.m.	4.6
8:00 a.m. - 9:00 a.m.	5	8:00 p.m. - 9:00 p.m.	3.1
9:00 a.m. - 10:00 a.m.	5	9:00 p.m. - 10:00 p.m.	3.1
10:00 a.m. - 11:00 a.m.	5.9	10:00 p.m. - 11:00 p.m.	3.1
11:00 a.m. - 12:00 p.m.	5.9	11:00 p.m. - 12:00 a.m.	3.1

Fuente: Elaboración propia

Los factores de distribución por hora, estos valores promedio, por defecto fueron determinados a partir de un análisis de los datos del programa LTPP de estaciones de pesaje WIN. Estos factores solo son usados para el análisis de pavimentos rígidos en donde se ajustan los volúmenes de camiones por hora en función del gradiente de temperatura a través de la losa en un pavimento PCC. (Valores por defecto dentro del MEPDG.)

**Tabla 4.2-8 Número de ejes por camión
“Campo Pajoso – Caraparí”**

Vehicle Class	Single Axle	Tandem Axle	Tridem Axle	Quad Axle
Class 4	1.62	0.39	0.00	0.00
Class 5	2.00	0.00	0.00	0.00
Class 6	1.02	0.99	0.00	0.00
Class 7	1.00	0.26	0.83	0.00
Class 8	2.38	0.67	0.00	0.00
Class 9	1.13	1.93	0.00	0.00
Class 10	1.19	1.09	0.89	0.00
Class 11	4.29	0.26	0.06	0.00
Class 12	3.52	1.14	0.06	0.00
Class 13	2.15	2.13	0.35	0.00

Fuente: Elaboración propia en base la guía AASHTO 2008

Número de ejes por camión, es el número promedio de ejes para cada clase de camión, se tomaron los presentados en la guía AASHTO 2008 que fueron elaborados en el estudio de la LTPP. (valores por defecto incluido dentro del MEPDG.)

Configuración de ejes:

Average axle width (edge-to-edge) outside dimensions /

Ancho Promedio del eje (de borde a borde) - dimensiones exteriores **(ft): 8.5**Dual tire spacing / Espaciamiento entre neumáticos dobles **(in): 12**Tire Pressure / Presión de los neumáticos **(psi): 120**

Axle Spacing / Espaciamiento entre Ejes:

Eje Tandem (in): **51.6**Eje Tridem (in): **49.2**Eje Quad (in): **49.2****Capa Sub-base**Unbound Material / Tipo de material: **A-2-4**Thickness / Espesor (in): **6****Strength Properties / Propiedades de resistencia**

Input Level / Nivel de jerarquía: Level 2

Analysis Type / Tipo de análisis: ICM inputs (ICM Calculated Modulus)

Poisson's ratio / Coeficiente de poisson: 0.35

Coefficient of lateral pressure / Coeficiente de poisson Ko: 0.5

CBR: 40

Capa de Subrasante:

Unbound Material / Material sin consolidar: A-6

Thickness / Espesor (in): Semi-infinite / Semi-infinito (por ser la última capa)

Strength Properties / Propiedades de resistencia

Input Level / Nivel de jerarquia:	Level 3
Analysis Type / Tipo de análisis:	ICM inputs (ICM Calculated Modulus)
Poisson's ratio / Coeficiente de poisson:	0.35
Coefficient of lateral pressure / Coeficiente de presión lateral Ko:	0.5
Modulus (input) (psi):	15500

Fuente: Elaboración propia

Datos de espesor de la losa proyecto Campo Pajoso-Carapari

Tramo	Losa	Sub-base granular
Campo Pajoso- Carapari	8.5 pulg.	6 pulg.
	21.5 cm	15cm

Fuente: Proyecto Campo Pajoso – Carapari

En la siguiente tabla se muestra los resultados del análisis por el método MEPDG AASHTO 2008.

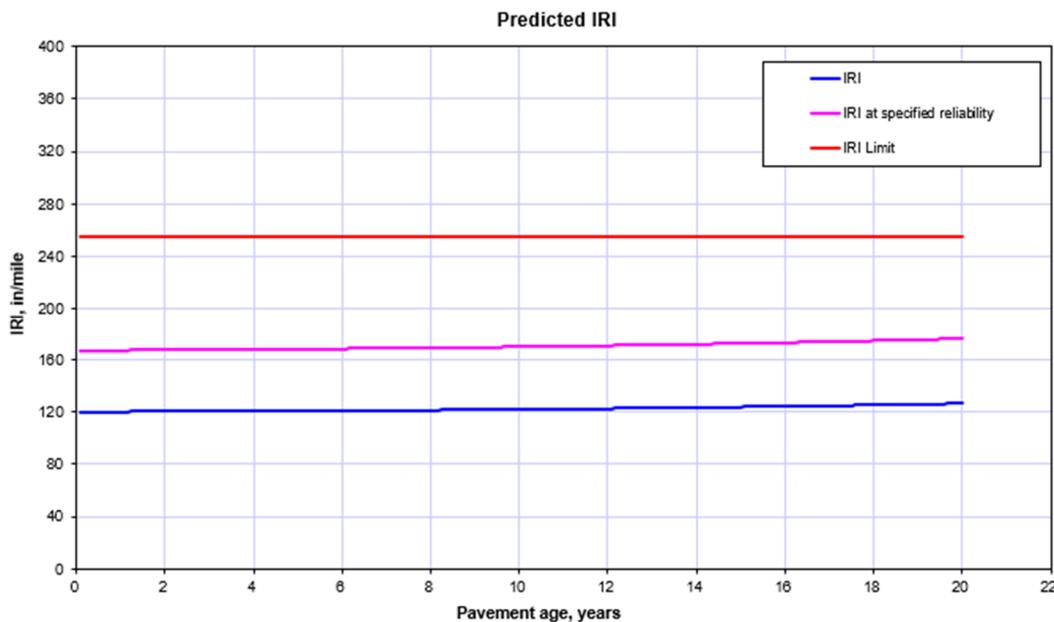
Tabla 4.2-9 Valoración de resultados “Campo Pajoso – Carapari”

Proyecto:		Campo Pajoso - Carapari				
Resumen de confiabilidad						
Criterio de rendimiento	Objetivo para daños	Objetivo de confiabilidad (%)	Daños pronosticados	Confiabilidad pronosticada (%)	Aceptable	
Terminal IRI (in/mill)	255	90	126,6	99,95	Pass	
Fisuramiento Transversal (% de losas fisuradas)	25	90	5,4	99,83	Pass	
Desnivel Promedio entre Juntas (in.)	0,12	90	0,002	99,999	Pass	

Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Los resultados tabulados en la tabla anterior se presentan a continuación en forma de gráficos para un mejor entendimiento de los mismo.

**Figura 4.2-1 Predicción del IRI (JPCP)
“Campo Pajoso – Carapari”**



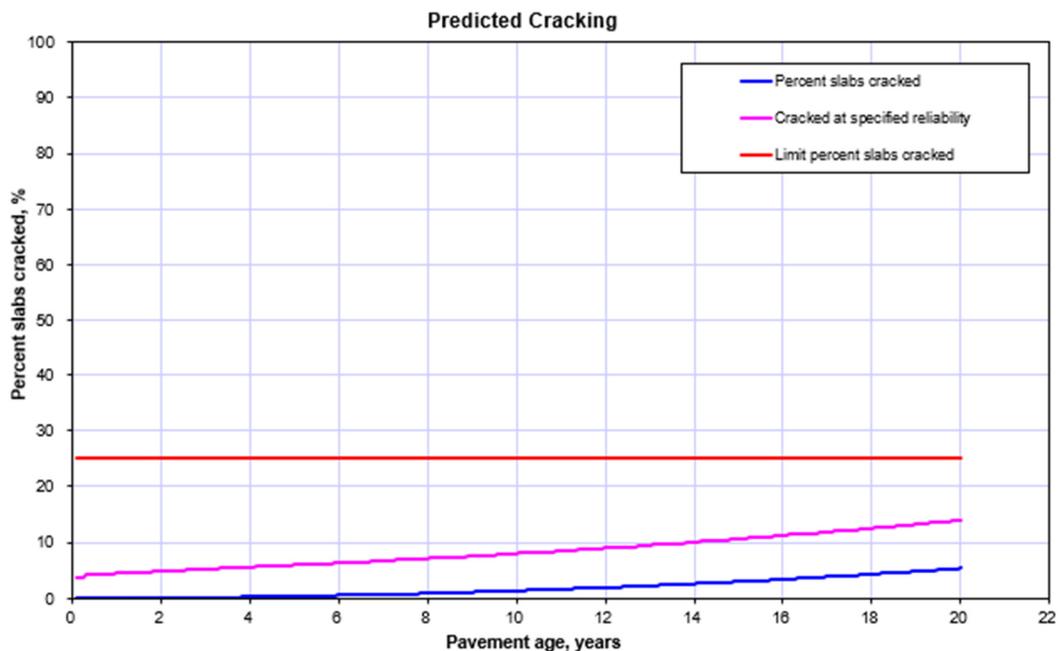
Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Interpretación de resultado

(IRI)

Para un IRI terminal de 255 ni/mill (4 m/km) y una confiabilidad del 90% en el diseño, en la gráfica se puede apreciar que el diseño cumple con las especificaciones establecidas ya que se predijo un IRI de 126.6 ni/mil (1.99 m/km) (126.6<255) lo cual significa que el diseño al término de su vida útil el IRI no sobrepasara el umbral establecido por lo tanto el diseño es aceptable en la evaluación del IRI. Con la confiabilidad predicha de 99.5 lo cual es mayor a lo establecido 90 lo que nos indica que el diseño es fiable

**Figura 4.2-2 Predicción de fisuras transversales (JPCP)
“Campo Pajoso – Caraparí”**



Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

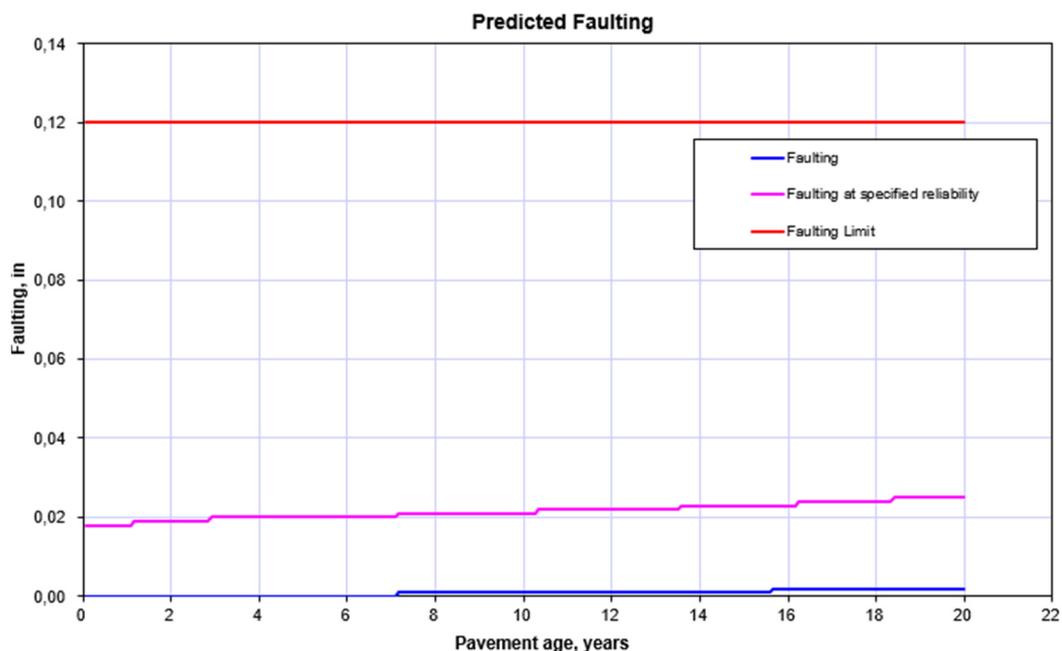
Interpretación de resultado

(Fisuras transversales)

Para un umbral de 25% para la predicción de fisuras transversales y una confiabilidad del 90% en la predicción de la falla, se puede apreciar que el diseño cumple con las especificaciones establecidas ya que se predijo un 5.4 % de losas fisuradas ($5.4 < 25$) lo cual significa que el diseño al término de su vida útil no sobrepasara el umbral establecido por tanto el diseño es aceptable.

La confiabilidad predicha de 99.83 lo cual es mayor a lo establecido 90 lo que nos indica que el diseño es fiable.

**Figura 4.2-3 Predicción del escalonamiento (JPCP)
“Campo Pajoso – Caraparí”**



Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Interpretación de resultado

(Escalonamiento)

Para un umbral de 0.12 in (0.3cm) para la predicción de escalonamiento entre juntas y una confiabilidad del 90% en la predicción de la falla, se puede apreciar que el diseño cumple con las especificaciones establecidas ya que se predijo un 0.002in (0.00508cm) de escalonamiento entre juntas ($0.002 < 0.12$) lo cual significa que el diseño al término de su vida útil no sobrepasara el umbral establecido por tanto el diseño es aceptable.

La confiabilidad predicha de 99.99 lo que nos indica que el diseño es fiable.

4.3 Proyecto pavimento flexible Puerta de Chaco-Canaletas:

El diseño del pavimento para el camino Puerta de Chaco- Canaletas prog. km 9+504.60 a 24+840.60 tiene una longitud total de carretera diseñada de 15.337 km, con un ancho de 3.65 m por carril y 1.5 m de berma a cada lado.

4.1.3 Diseño AASTHO 1993 (Diseño Prueba):

**Tabla 4.3-1 Proyección del TPDA - tránsito normal
“Puerta de Chaco-Canaletas”**

Año	Trafico normal TN
2013	---
2014	---
2015	---
2016	---
2017	519
2018	573
2019	635
2020	705
2021	782
2022	868
2023	965
2024	1071
2025	1192
2026	1327
2027	1476
2028	1646
2029	1836
2030	2044
2031	2281

Fuente: Tesa construcción camino Puerta de Chaco- Canaletas

**Tabla 4.3-2 Proyección del TPDA - tránsito generado
“Puerta de Chaco-Canaletas”**

Año	Transito normal TN	Transito generado TG 20% TN
2013	---	---
2014	---	---
2015	---	---
2016	---	---
2017	519	104
2018	573	115
2019	635	127
2020	705	141
2021	782	157
2022	868	174
2023	965	193
2024	1071	215
2025	1192	239
2026	1327	266
2027	1476	296
2028	1646	330
2029	1836	368
2030	2044	409
2031	2281	457

Fuente: Tesa construcción camino Puerta de Chaco- Canaletas

Tabla 4.3-3 Resumen del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA)
Horizonte del Proyecto “Puerta de Chaco-Canaletas”

año	Transito normal TN	Transito generado TG 20% del TN	Total transito TN+TG
2013	---	---	---
2014	---	---	---
2015	---	---	---
2016	---	---	---
2017	519	104	623
2018	573	115	688
2019	635	127	762
2020	705	141	846
2021	782	157	939
2022	868	174	1,042
2023	965	193	1,158
2024	1,071	215	1,286
2025	1,192	239	1,431
2026	1,327	266	1,593
2027	1,476	296	1,772
2028	1,646	330	1,976
2029	1,836	368	2,204
2030	2,044	409	2,453
2031	2,281	457	2,738
TOTAL 15 años (hasta 2031)			21,511
Número de vehículos por 365			7,851,515

Fuente: Tesa construcción camino Puerta de Chaco- Canaletas

**Tabla 4.3-4 Determinación de ejes equivalentes
tramo Puerta de Chaco-Canaletas**

Composición de tráfico vehicular	Livianos			Buses			Camiones				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	30.179	12.165	0.456	0.456	3.604	4.511	14.843	13.597	13.192	2.469	4.529
Distr. (%)	42.799			Composición Vehicular (%)							
				8.570			48.631				
Pav. Flexible	Pf = 2.5	SN=3		Total vehíc. =			Período de diseño = 15(años)				
F.E.V.	0.00035	0.00086	0.09783	0.1025	0.95979	1.40404	0.08836	0.75168	0.53186	1.15974	2.29609
T.Veh.	2,368,850	954,840	35,770	35,770	282,875	354,050	1,165,080	1,067,260	1,035,505	193,815	355,510
Ejes Acum.	829	821	3,499	3,666	271,501	497,100	102,946	802,238	550,744	224,775	816,283

Total, ejes acumulados = 3,274,403

Total (un carril) = 1,637,202

Fuente: Tesa construcción camino Puerta de Chaco- Canaletas

Determinación del espesor de losa, e (cm):

- 1) Para el presente proyecto, se adopta un nivel de confiabilidad de **R=85%** que por etapa representaría el 92.2% debido a que se proyecta construirlo en 2 etapas.
- 2) Desviación estándar normalizada $Z_R = -1.037$ correspondiente a la confiabilidad adoptada
- 3) De acuerdo a lo recomendado por guía de diseño AASHTO 93 para el presente proyecto se ha adoptado un valor de **So =0.49**
- 4) De acuerdo a valores recomendados por la AASHTO 93 para pavimento flexible se han adoptado $P_o=4.2$ y $P_t=2.5$ dando una pérdida de serviciabilidad prevista estimada de **$\Delta PSI =1.7$**
- 5) A partir de los valores de CBR de diseño se obtuvo por relación:

$$MR (\text{psi}) = 4326 * \ln (\text{CBR}) +241 \text{ (Para los suelos granulares)}$$

$$\text{Subrasante terreno natural (CBR=18\%)} \rightarrow \quad \mathbf{MR = 87,871.98 \text{ Kpa}}$$

- 6) Para un módulo resiliente adoptado se obtiene un coeficiente estructural para la Carpeta Asfáltica de: **a1 =0.43**
- 7) Para el presente proyecto, se adopta un CBR igual a 80% para el material de la capa base de acuerdo a la exigencia mínima solicitada en especificaciones. Por lo tanto, el coeficiente estructural para la capa Base Granular es: **a2 = 0.133**
- 8) Para el presente proyecto, se adopta un CBR igual a 40% de acuerdo a lo mínimo solicitado en especificaciones. Por lo tanto, el coeficiente estructural para la capa Sub base Granular es: **a3 = 0.12**
- 9) Los valores considerados como coeficientes de drenaje en función a una calidad del drenaje regular obtenido y un porcentaje entre el 5% y 25% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad, son los siguientes:

Base Granular $m_2=1.0$

Subbase Granular $m_3=1.0$

Subrasante mejorada $m_4=1.0$

- 10) N° total de ESAL's de 18 kips (8.2 ton.) **ESAL's de Diseño = 1,637,202** Ejes Estándares Equivalentes, magnitud de ejes obtenidos mediante el procedimiento de

cálculo propuesto por la AASHTO.

Para calcular el espesor de la losa se empleó el software DARWin cuyo resultado es el siguiente:

Carpeta asfáltica	6.0 cm
Capa base	20.0 cm
Capa sub base	25.0 cm
Bermas	
Carpeta asfáltica	3.0 cm
Capa base	20.0 cm
Capa sub base	25.0 cm

4.1.4 Análisis AASHTO 2008 (Predicción de Fallas e IRI):

Parámetros para el diseño

El periodo de diseño será de 15 años para carpeta	
El IRI inicial será de 95 in/mi	
El IRI terminal será de 200 in/mi con una confiabilidad del	90%
AC Surface Down Cracking long. Cracking (ft/mi)	2000
AC Botton Up Cracking Alligator Cracking (%)	30
AC Thermal Fracture (ft/mi)	1000
Permanet deformation – Total Pavement (in)	0.75
Permanet deformation – AC Only (in)	0.25

Los aspectos de tráfico:

AADTT Average Annual Daily Truck Traffic (Tránsito Promedio Diario Anual de Camiones) es el número de camiones presentes en vía en ambos sentidos de circulación después de que la carreta es abierta al tránsito o la rehabilitación se ha completado, en este caso es de 109 Veh/día.

El porcentaje de camiones en dirección de diseño relativa a todos los camiones que utilizan la carretera en ambas direcciones es 50%.

El porcentaje de camiones en carril de diseño fue calculado para cada clase de camión y la clase predominante de camión se utiliza para calcular este valor en este caso 85%. Velocidad operacional 28 mph es la velocidad máxima recomendada por el método para el tránsito de camiones.

**Tabla 4.3-5 Distribución de vehículos por clase
“Puerta de Chaco-Canaletas”**

Clase de camión	Nro	%
Class 4	19.33	19,27%
Class 5	45	41,28%
Class 6	17	15,60%
Class 7	0	0,00%
Class 8	16	14,68%
Class 9	0	0,00%
Class 10	0	0,00%
Class 11	4	3,68%
Class 12	6	5,40%
Class 13	0	0,00%
	109	100,00%

Fuente: Elaboración propia

Configuración de ejes

Average axle width (edge-to-edge) outside dimensions /

Ancho Promedio del eje (de borde a borde) - dimensiones exteriores **(ft):** **8.5**

Dual tire spacing / Espaciamiento entre neumáticos dobles **(in):** **12**

Tire Pressure / Presión de los neumáticos **(psi):** **120**

Axle Spacing / Espaciamiento entre Ejes:

Eje Tandem (in): **51.6**

Eje Tridem (in): **49.2**

Eje Quad (in): **49.2**

**Tabla 4.3-6 Distribución de tráfico de camiones por hora
“Puerta de Chaco-Canaletas”**

12:00 a.m. - 1:00 a.m.	2.3	12:00 p.m. - 1:00 p.m.	5.9
1:00 a.m. - 2:00 a.m.	2.3	1:00 p.m. - 2:00 p.m.	5.9
2:00 a.m. - 3:00 a.m.	2.3	2:00 p.m. - 3:00 p.m.	5.9
3:00 a.m. - 4:00 a.m.	2.3	3:00 p.m. - 4:00 p.m.	5.9
4:00 a.m. - 5:00 a.m.	2.3	4:00 p.m. - 5:00 p.m.	4.6
5:00 a.m. - 6:00 a.m.	2.3	5:00 p.m. - 6:00 p.m.	4.6
6:00 a.m. - 7:00 a.m.	5	6:00 p.m. - 7:00 p.m.	4.6
7:00 a.m. - 8:00 a.m.	5	7:00 p.m. - 8:00 p.m.	4.6
8:00 a.m. - 9:00 a.m.	5	8:00 p.m. - 9:00 p.m.	3.1
9:00 a.m. - 10:00 a.m.	5	9:00 p.m. - 10:00 p.m.	3.1
10:00 a.m. - 11:00 a.m.	5.9	10:00 p.m. - 11:00 p.m.	3.1
11:00 a.m. - 12:00 p.m.	5.9	11:00 p.m. - 12:00 a.m.	3.1

Fuente: Elaboración propia en base la guía AASHTO 2008

**Tabla 4.3-7 Número de ejes por camión
“Puerta de Chaco-Canaletas”**

Vehicle Class	Single Axle	Tandem Axle	Tridem Axle	Quad Axle
Class 4	1.62	0.39	0.00	0.00
Class 5	2.00	0.00	0.00	0.00
Class 6	1.02	0.99	0.00	0.00
Class 7	1.00	0.26	0.83	0.00
Class 8	2.38	0.67	0.00	0.00
Class 9	1.13	1.93	0.00	0.00
Class 10	1.19	1.09	0.89	0.00
Class 11	4.29	0.26	0.06	0.00
Class 12	3.52	1.14	0.06	0.00
Class 13	2.15	2.13	0.35	0.00

Fuente: Elaboración propia en base la guía AASHTO 2008

Capa de Concreto Asfáltico

Material type / Tipo de material: Asphalt concrete / concreto asfáltico

Layer thickness / Espesor de capas (pulgadas): 2.4

Propiedades generales de capa asfáltica

Reference temperature / Temperatura de referencia(F°): 70

Volumetric Properties as Built / propiedades volumétricas al tiempo de construir:

Effective binder content / Contenido de Ligante Efectivo (%): 11.6

Air voids / Vacios de aire (%): 8.5

Total, unit weight / Peso Unitario Total (pcf): 150

Poisson's ratio / Coeficiente de Poisson: 0.35

Fisuramiento térmico:

Estos datos los proporciona el programa en la jerarquía de nivel 3

**Tabla 4.3-8 Cumplimiento de deformación del
asfalto**

loading time sec	Creep compliance (1/psi)		
	Low Temp (°F)	Mid Temp (°F)	High Temp (°F)
	-4	14	32
1	2,23E-02	4,13E-02	6,05E-02
2	2,46E-02	4,83E-02	7,74E-02
5	2,79E-02	5,94E-02	1,07E-01
10	3,08E-02	6,94E-02	1,37E-02
20	3,39E-03	8,11E-02	1,75E-01
50	3,85E-02	9,97E-02	2,43E-01
100	4,25E-02	1,17E-01	3,10E-01

Fuente: Guía AASHTO 2008

Resistencia promedio a la tracción a 14°F:	352.23
Mezcla VMA (%)	20.1
Coefficiente de contracción térmica del agregado (in./in.)	0.000005

Base Granular:

Unbound Material / Material sin clasificar:	Grava triturada
Thickness / espesor (in):	7.9

Strength Properties / Propiedades de resistencia

Input Level / Nivel de jerarquia:	Nivel 2
Analysis Type:	Valor representativo (Módulo de Entrada de usuario)
Poisson's ratio / Coeficiente de poisson:	0.35
Coefficient of lateral pressure / Coeficiente de presión lateral Ko:	0.5
CBR:	90

Sub-base:

Unbound Material / Material sin clasificar:	A-2-5
Thickness / Espesor (in):	9.8

Strength Properties / Propiedades de resistencia:

Input Level / Nivel de jerarquia:	Nivel 2
Analysis Type / Tipo de análisis:	ICM inputs (ICM Calculated Modulus)
Poisson's ratio / Coeficiente de Poisson:	0.35
Coefficient of lateral pressure / Coeficiente de Poisson Ko:	0.5
CBR:	40

Capa de Suelo:

Unbound Material / Material sin consolidar: A-4

Thickness / Espesor (pulg): Semi-infinite / Semi-infinito (por ser la última capa)

Strength Properties / Propiedades de resistencia

Input Level / Nivel de jerarquía:	Nivel 2
Analysis Type / Tipo de análisis:	ICM inputs (ICM Calculated Modulus)
Poisson's ratio / Coeficiente de Poisson:	0.35
Coefficient of lateral pressure / Coeficiente de Poisson Ko:	0.5
Modulus (input) (psi):	15700

En la siguiente tabla se muestra los resultados del análisis por el método MEPDG AASHTO 2008:

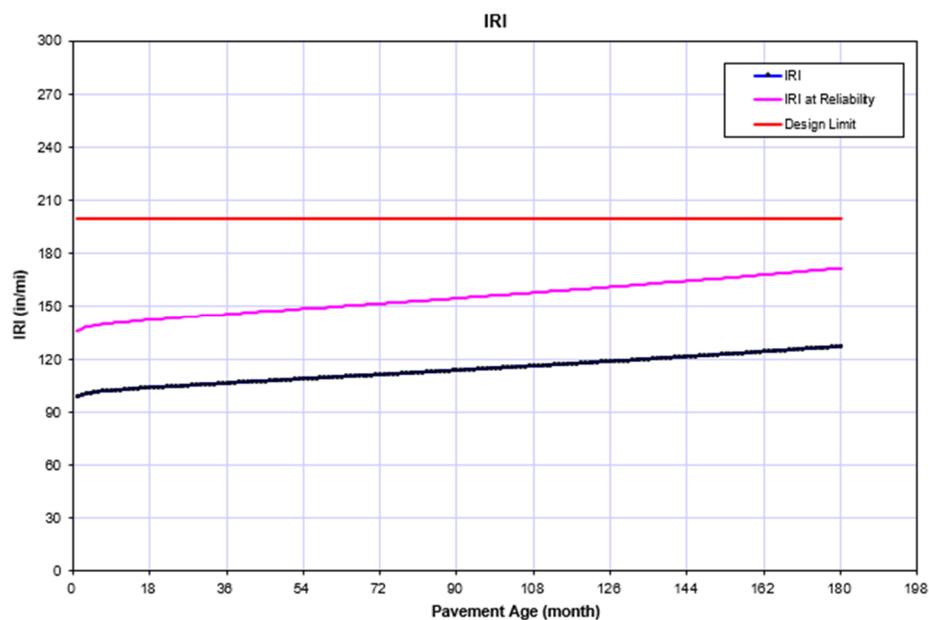
Tabla 4.3-9 Valoración de resultados “Puerta de Chaco - Canaletas”

Proyecto:		Puerta de Chaco - Canaletas				
		Resumen de confiabilidad				
Criterio de rendimiento	Objetivo para daños	Objetivo de confiabilidad (%)	Daños pronosticados	Confiabilidad pronosticada (%)	Confiabilidad	Aceptable
IRI final (in/mi)	200	90	127,2	98,18	Pass	Pass
Agrietamiento de la superficie de CA hacia abajo (agrietamiento longitudinal.) (ft/mill):	2000	90	0,1	99,999	Pass	Pass
Agrietamiento abajo hacia arriba AC (agrietamiento piel de cocodrilo) (%):	30	90	0	99,999	Pass	Pass
Fractura térmica de CA (Agrietamiento transversal) (ft/mill):	1000	90	1	99,999	Pass	Pass
Deformación Permanente (solamente AC) (in):	0,25	90	0,1	99,99	Pass	Pass
Deformación Permanente (Total en pavimento) (in):	0,75	90	0,41	99,999	Pass	Pass

Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

A continuación, para la estructura preliminar diseñada se muestran en gráficos exportados del programa, mostrando las predicciones del comportamiento del pavimento en términos de rugosidad (IRI), fisuras longitudinales, fisuras piel de cocodrilo, fisuras térmicas y ahuellamiento en las capas del pavimento (gráficas de la tabla 4.3-9)

Figura 4.3-1 Predicción del IRI (HMA)
“Puerta de Chaco - Canaletas”



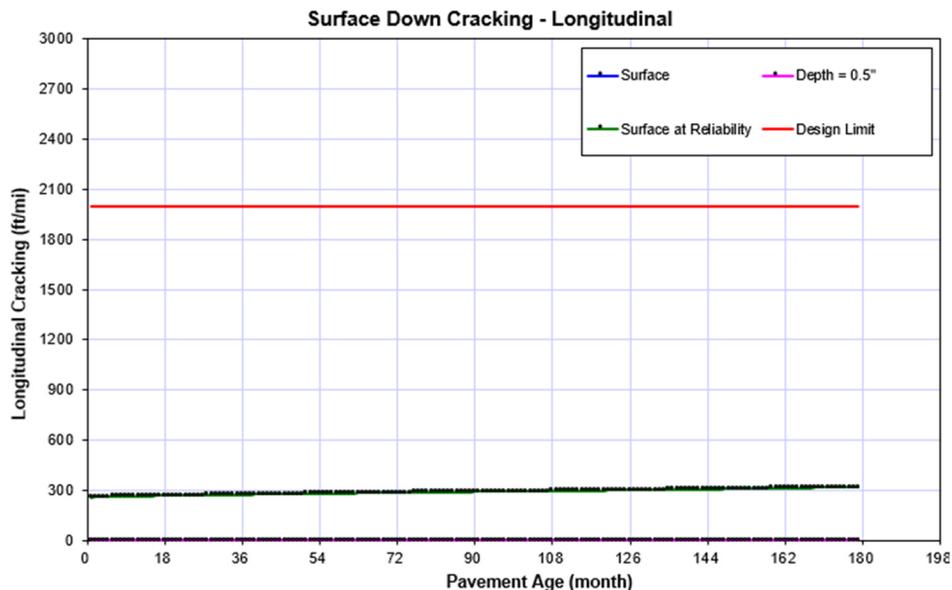
Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Interpretación de resultado

(IRI)

Para un IRI terminal de 200 ni/mil (3.15 m/km) y una confiabilidad del 90% en el diseño, en la gráfica se puede apreciar que el diseño cumple con las especificaciones establecidas ya que se predijo un IRI de 127.2ni/mil (2 m/km) ($127.2 < 200$) lo cual significa que el diseño al término de su vida útil el IRI no sobrepasara el umbral establecido por lo tanto el diseño es aceptable en la evaluación del IRI. Con la confiabilidad predicha de 98.18 lo cual es mayor a lo establecido 90 lo que nos indica que el diseño es fiable

**Figura 4.3-2 Agrietamiento longitudinal (ft/mill)
“Puerta de Chaco - Canaletas”**

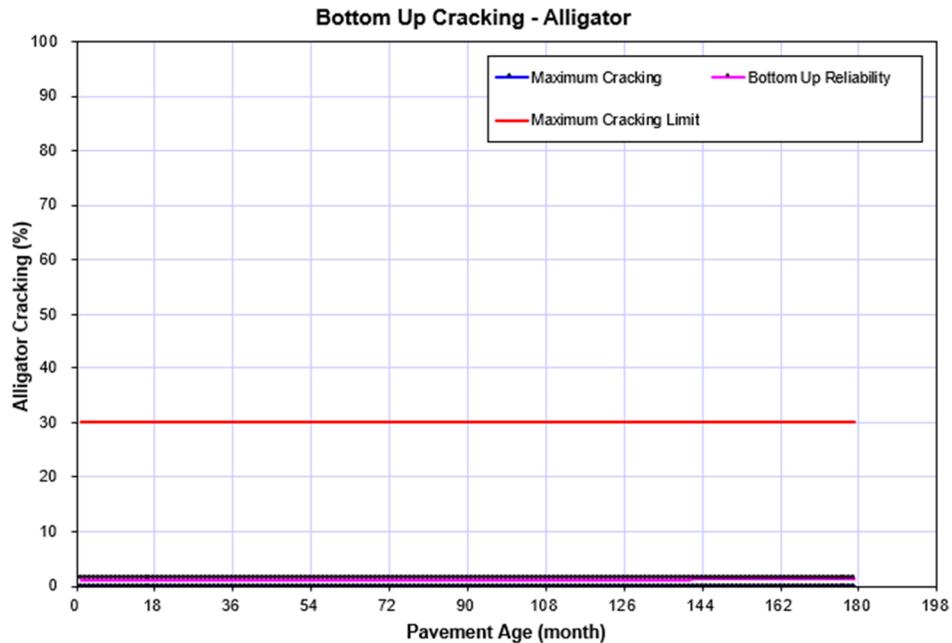


Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

**Interpretación de resultado
(Agrietamiento longitudinal)**

El agrietamiento longitudinal en AC se dispuso un umbral de 2000 pies/mill (378.79 m/km) y se pronostica 0.1 pies/mill (0.019 m/km) este valor está muy por debajo del límite establecido, también se dio una confiabilidad de 90 % y se pronosticó 99.99 % tomando en cuenta estos valores se puede decir que el diseño llega a cumplir los parámetros establecidos para todo el periodo de diseño.

**Figura 4.3-3 Agrietamiento piel de cocodrilo
(ft/mill) “Puerta de Chaco - Canaletas”**

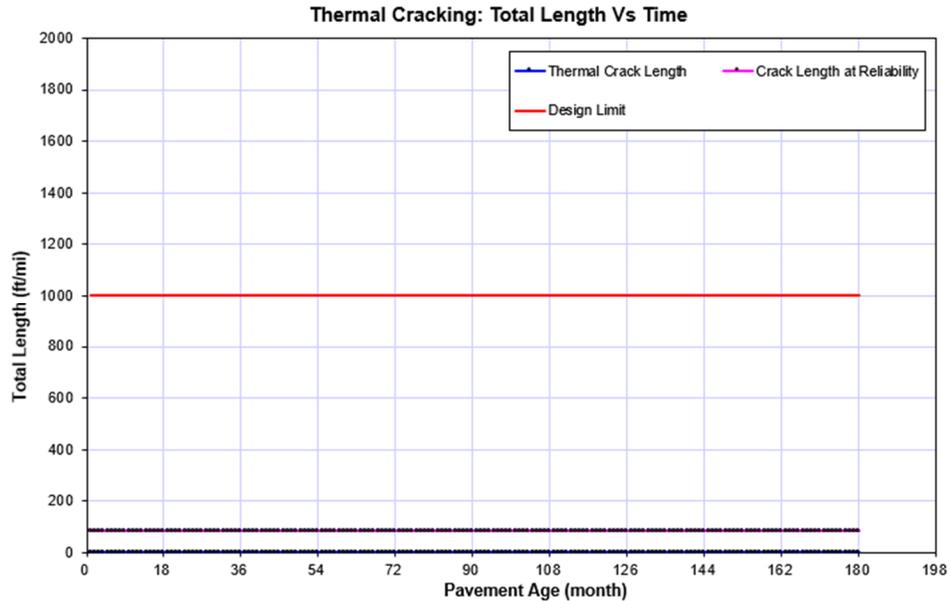


Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Interpretación de resultado (Agrietamiento piel de cocodrilo)

Para la falla de agrietamiento piel de cocodrilo se dio un umbral de 30% y se pronosticó que el 0 % de fisuras en decir no se presentan fisuras piel de cocodrilo durante la vida útil del pavimento, se dio una confiabilidad de 90 % y se predijo 99.99% lo que nos quiere que el diseño en cuanto a piel de cocodrilo el pavimento no presentara fallas en los años de servicio.

**Figura 4.3-4 Agrietamiento transversal (ft/mill)
“Puerta de Chaco - Canaletas”**

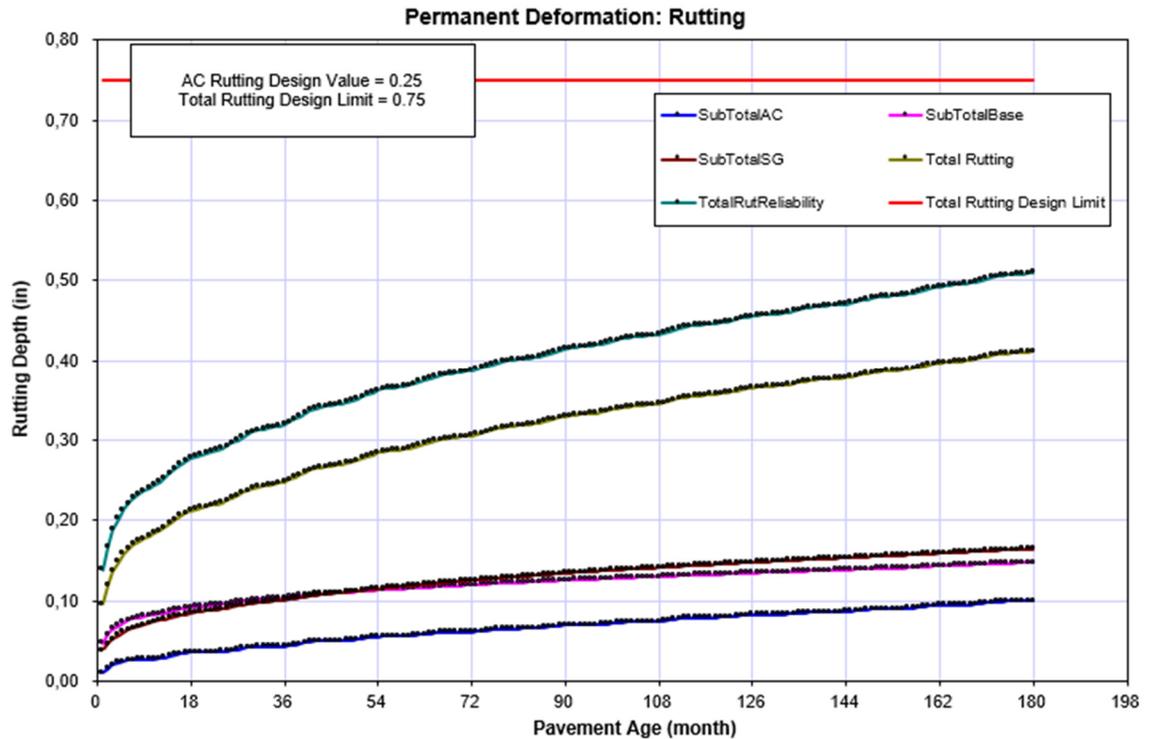


Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Interpretación de resultado (Arietamiento transversal (ft/mill))

Para la falla de agrietamiento transversal se dio un umbral de 1000 pies/mill (189.4 m/km) y se pronosticó que 1 pies/mill (0.189 m/km) de agrietamiento transversal en el pavimento, se dio una confiabilidad de 90 % y se predijo 99.99% lo que nos dice que el diseño en cuanto a agrietamiento transversal el pavimento cumple sus años de servicio.

Figura 4.3-5 Deformación Permanente (in)
“Puerta de Chaco - Canaletas”



Fuente: Resultados del programa MEPDG 2008

Interpretación de resultado **(Deformación Permanente)**

En este caso para la Deformación Permanente se tomó como umbral 0.75 in (1.95 cm) y se pronosticó que el 0.41 in (1.014 cm) de agrietamiento transversal en el pavimento, se dio una confiabilidad de 90 % y se predijo 99.99 estos parámetros nos indican que el diseño es aceptable.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se vieron los parámetros de diseño que el método AASHTO 2008 requiere, y realizando una comparación de estos con los que requiere el método AASHTO 93, podemos decir que se avanzó mucho en cuanto a la metodología de diseño de pavimentos, ahora es posible evaluarlo prediciendo su comportamiento en todo el periodo de vida para el cual fue diseñado, pero a su vez la obtención de estos parámetros resultan más caros y sobre todo la obtención de estos es complicada en nuestro medio para un nivel 1 de entrada, siendo este el nivel el más riguroso de entrada de datos en el software MEPDG 2008.
- En busca de datos en especial del clima siendo este uno de los parámetro de entrada al software que más complejidad e importancia tiene, se pudo verificar que en nuestro medio carecemos de datos confiables de clima, si bien existe datos que ofrece el SENAMHI estos no cumplen con el formato que exige el método, tan poco se puede contar con datos completos, teniendo que recurrir a otros medios como el tener que asemejar el clima del lugar de estudio a un lugar de iguales características de Estados Unidos, o como es en este caso recurrir a mapas en formato GIS que tienen gran información, estos mapas de clima ya se encuentra tabulados y se pueden descargar de la página web <https://infopave.fhwa.dot.gov/Tools/MEPDGInputsFromMERRA#tabByMap> es un archivo de clima con datos históricos obtenidos de los datos de MERRA, almacenar estos datos en un archivo electrónico con un formato adecuado para ingresar al modelo MEPDG.
- Los resultados arrojados para pavimento rígido tramo Campo Pajoso – Caraparí mostrados en la **tabla 4.2-9** y resumidos a continuación, se le dio una confiabilidad de 90% para todos los criterios de rendimiento, el objetivo para daños estos se enlistan como sigue:

Criterio de rendimiento	Objetivo para daños	Objetivo de Confiabilidad (%)
Terminal IRI (in/mill)	255	90
Fisuramiento Transversal (% de losas fisuradas)	25	90
Desnivel Promedio entre Juntas (in.)	0,12	90

Los resultados obtenidos nos muestran que en ninguno de los casos los criterios que se analizaron sobre pasan los establecidos dándonos como resultado un diseño prueba aceptable, en el criterio de rendimiento del IRI terminal el software nos dio 126.6 in/mill que es menos a 255 in /mil, de la misma manera para fisuramiento transversal y escalonamiento se predijo 5.4 % y 0.002 in respectivamente los cuales son menores al objetivo para daños establecidos.

- Así mismo se muestran los criterios evaluados por el programa y los límites para daño en pavimento flexible tramo Puerta de chaco – Canaletas, el objetivo de confiabilidad se le ingreso 90% para todos los criterios de rendimiento evaluados este parámetro y el objetivo para daños se muestran en la **tabla 4.3-9** y resumido en el listado abajo presentado. Los daños pronosticados por el programa son; IRI final (in/mi) del 127.2 in/mill no sobrepasa el objetivo de 200 in/mill, agrietamiento de la superficie de CA hacia abajo 0.1 ft/mill, no sobrepasa el objetivo de 2000 ft/mill, agrietamiento hacia arriba AC 0% , fractura térmica de CA (Agirietamiento transversal) del 1 ft/mill, deformación permanente (solamente AC) 0.1 in, deformación Permanente (Total en pavimento) 0.41 in en ninguno de los criterios evaluados los daños predichos sobrepasan los límites establecidos.

Criterio de rendimiento	Objetivo para daños	Objetivo de confiabilidad (%)
IRI final (in/mill)	200	90
Agrietamiento de la superficie de CA hacia abajo (agrietamiento longitudinal.) (ft/mill):	2000	90
Agrietamiento abajo hacia arriba AC (agrietamiento piel de cocodrilo) (%):	30	90
Fractura térmica de CA (Agrietamiento transversal) (ft/mi):	1000	90
Deformación Permanente (solamente AC) (in):	0,25	90
Deformación Permanente (Total en pavimento) (in):	0,75	90

Analizando estos resultados el diseño prueba propuesto para el tramo Puerta de Chaco-Canaletas si cumplirá en su vida útil de diseño establecido.

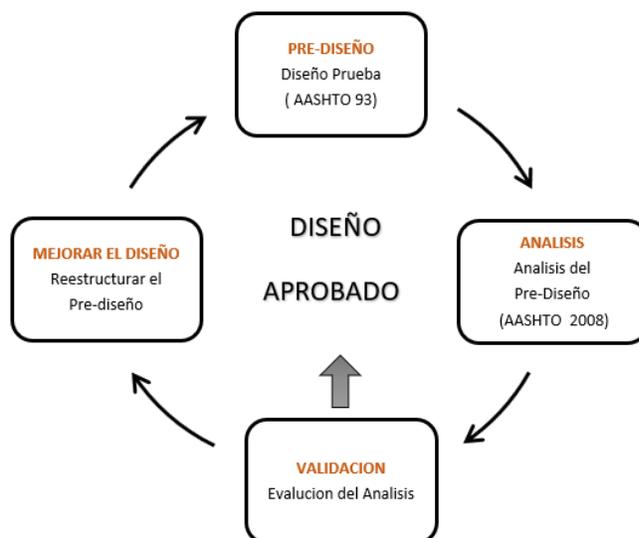
- De acuerdo a la aplicación práctica realizada con los datos locales, la guía de diseño M-E permitirá que en nuestro medio se pueda construir pavimentos con mayor confiabilidad y que duren más tiempo, reduciendo espesores y en consecuencia la reducción de su costo, brindando a los usuarios vías de alta calidad que no deterioren sus vehículos y favorezcan al medio ambiente.
- Método AASHTO 2008 para diseño de pavimentos rígidos y flexibles nuevos, necesita ser calibrado para su uso en cada región donde se pretende construir una vía, al calibrar el método obtendremos diseños más óptimos y confiables, presentando una ventaja inmensa en la optimización de recursos, pero la calibración del método requiere inversiones grandes en equipos modernos presentando para nuestro medio una alta desventaja ya que no contamos con gran tecnología.

5.2. Recomendaciones

Como recomendaciones se podría mencionar lo siguiente:

- Los parámetros requeridos para el ingreso en el software MEPDG 2008, para el nivel 1 de entrada, para poder obtenerlos se debe contar con tecnología adecuada en los laboratorios destinados a estudios de suelos y asfaltos, como también se requiere estaciones meteorológicas de primer orden y segundo orden que registren datos climatológicos por hora. Contar con centros de pesaje Weigh In Motion (WIM) pesaje en movimiento para una mejor caracterización de los espectros de carga, y así poder diseñar nuestros pavimentos con más alto grado de seguridad.
- El método de diseño de pavimentos flexibles ME-PDG presenta un gran avance en la manera de caracterizar los parámetros y variables de diseño, para su implementación se recomienda realizar un estudio detallado de los umbrales de diseño propios para la realidad de Bolivia, ya que como se expuso en la presente investigación, estos son determinantes en el cálculo de la confiabilidad y por ende en los espesores obtenidos.
- El procedimiento en la guía de diseño M-E es iterativo y requiere que el diseñador proponga un diseño preliminar. El diseño preliminar es analizado a lo largo del periodo de diseño especificado por el diseñador, y el Software MEPDG predice el desempeño del diseño preliminar. Si el criterio de diseño no se cumple, entonces se modificará de tal manera que se cumpla con el criterio especificado hasta obtener el diseño final adecuado en la siguiente figura el proceso que recomiendo.

Figura 5.2-1: Proceso recomendado para un diseño efectivo



Fuente: Elaboración propia

- De los resultados obtenidos en la investigación el presente autor recomienda realizar el proceso de calibración de los modelos de deterioro diferenciando los coeficientes de calibración, este proceso de calibración se menciona en el capítulo III sección 3.7 (Procedimiento para la calibración a condiciones locales), en el cual indica que para poder calibrar se debe tener inventariado gran parte de la red vial de Bolivia, tener registrado cada una de las fallas, características de la estructura (materiales de base, sub-base tipo de pavimento), para obtener una buena calibración se debe contar con registros de por lo menos 1 año, estos en nuestro medio no existen, por lo que recomiendo trabajar desde ahora equipando nuestros laboratorios y estaciones meteorológicas y sobre todo dando a conocer el método.