



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**Análise de alternativas de dimensionamento de pavimento asfáltico
para uma rodovia de alto volume de tráfego.**

GUSTAVO HENRIQUE OLIVEIRA MORAES

UBERLÂNDIA/MG, JULHO DE 2017

GUSTAVO HENRIQUE OLIVEIRA MORAES

**Análise de alternativas de dimensionamento de pavimento asfáltico
para uma rodovia de alto volume de tráfego**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da
Universidade Federal de Uberlândia como requisito
exigido para a conclusão do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Pires Leandro

UBERLÂNDIA/MG, JULHO DE 2017

FOLHA DE ASSINATURAS

GUSTAVO HENRIQUE OLIVEIRA MORAES

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PRIMEIRO SEMESTRE DE 2017

Através do termo de compromisso firmado entre mim, Gustavo Henrique Oliveira Moraes – aluno do Curso de Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, fica firmada a realização da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Pires Leandro

Uberlândia, 24 de julho de 2017.

Assinaturas:

Gustavo Henrique Oliveira Moraes – Aluno

Prof. Dr. Rodrigo Pires Leandro – Professor Orientador

GUSTAVO HENRIQUE OLIVEIRA MORAES

**ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE DIMENSIONAMENTO DE
PAVIMENTO ASFÁLTICO PARA UMA RODOVIA DE ALTO
VOLUME DE TRÁFEGO**

Trabalho de Conclusão de Curso, requisito parcial
para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia
Civil, da Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia.

Aprovado em: ____/____/____

Banca Examinadora – Assinaturas

Prof. Dr. Rodrigo Pires Leandro (Orientador)

Prof. Dr. Giovana Bizão Georgetti (Examinadora – UFU)

Prof. Dr. Maria Cláudia de Freitas Salomão
(Examinadora – UFU)

Aluno: Gustavo Henrique Oliveira Moraes (Autor)

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus primeiramente por ter me dado forças e guiado meus passos até aqui, superando obstáculos e alcançando mais essa vitória.

À minha família que sempre me suportou nos meus sonhos, acreditando no meu potencial. Meus pais, Gilson e Adriana, que foram exemplo para mim durante todo o tempo e sempre me acompanharam na minha luta pelas conquistas da vida.

Aos meus amigos, que estiveram ao meu lado em todos os momentos, sendo eles de dificuldade e estresse até aqueles de confraternização. Obrigado pela amizade sincera que construímos ao longo desse período de graduação.

Ao meu professor orientador, Rodrigo Leandro, por tornar possível a realização desse trabalho, compartilhando seu conhecimento.

RESUMO

As rodovias com alto volume de tráfego demandam infraestrutura com bom desempenho para que não ocorra sua ruptura prematuramente e que tenha a durabilidade estimada em projeto. A elaboração de projetos de estrutura de pavimentos com essas qualidades depende do método escolhido. Para o Brasil, o método mais usual para dimensionamento de pavimentos asfálticos flexíveis é o método brasileiro do DNER (atual DNIT), que foi concebido partindo de parâmetros empíricos que não condizem as condições de clima e tráfego brasileiros. Então, para verificar a eficiência desse método para uma rodovia com tráfego pesado, a BR-050 foi escolhida para ser dimensionada pelo método do DNIT e os resultados passados por uma análise mecanicista posteriormente. Realizou-se uma revisão bibliográfica abordando os métodos de dimensionamento existentes e suas classificações, os tipos de estruturas existentes e os defeitos comumente encontrados nos pavimentos. Por meio de análises mecanicistas com aplicação das características dos materiais componentes das camadas dos pavimentos e da teoria das camadas elásticas, utilizando-se o software WESLEA, verificou-se a importância dessa abordagem nas previsões de vida útil de fadiga e deformações permanentes nos pavimentos. Os resultados demonstram a ineficiência do método do DNIT para dimensionar pavimentos com alto volume de tráfego quando seus resultados foram verificados por uma abordagem mecanicista. Por fim, foi realizada uma análise de custos para a alternativa considerada adequada para a via estudada.

Palavras-chave: análise mecanicista; método do DNER; estrutura de pavimento; fadiga; deformação permanente; pavimento asfáltico flexível

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de uma estrutura de um pavimento asfáltico (seção transversal).....	17
Figura 2 – Distribuição de tensões em pavimentos flexíveis e rígidos.....	19
Figura 3 – Deformação permanente em pavimento asfáltico (afundamento em trilha de roda).	22
Figura 4 - Trincamento tipo couro de jacaré causada por fadiga de revestimentos asfálticos.	23
Figura 5 – Fatores de equivalência de operação.....	27
Figura 6 – Determinação de espessura do pavimento.....	31
Figura 7 – Simbologia para dimensionamento do pavimento.....	31
Figura 8 – Fases do trincamento.....	36
Figura 9 – Trecho da BR-050 estudado	39
Figura 10 – Alternativa 1 de estrutura de pavimento.....	41
Figura 11 – Alternativa 2 de estrutura de pavimento.....	41
Figura 12 – Alternativa 3 de estrutura de pavimento.....	41
Figura 13 – Alternativa 4 de estrutura de pavimento.....	42
Figura 14 – Determinação das espessuras H20 e Hm.....	46
Figura 15 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 1.....	47
Figura 16 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 2.....	49
Figura 17 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 3.....	50
Figura 18 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 4.....	51
Figura 19 – Tipos de misturas geralmente recomendadas para as camadas de superfície, intermediária e base.	53
Figura 21 – Espessuras das camadas asfálticas recomendadas, de acordo com tráfego.....	54
Figura 22 – Determinação das características da camada superficial do revestimento	55
Figura 23 – Determinação das características da camada intermediária (binder) do revestimento	55
Figura 24 – Esquema com tipo e espessuras das camadas de misturas asfálticas.....	56
Figura 25 – Eixos convencionados pelo WESLEA.....	57
Figura 26 – Eixo padrão utilizado no WESLEA	57
Figura 27 – Pontos de análise.....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Determinação do fator de operações.....	27
Tabela 2 – Fator climático regional	28
Tabela 3 – Coeficiente de equivalência estrutural	29
Tabela 4 – Espessura mínima de revestimento betuminoso.....	30
Tabela 5 – Valores de coeficiente de Poisson para alguns materiais de pavimentação.....	35
Tabela 6 – Fluxo de tráfego mensal BR-050 (km 104,9), no ano de 2016.....	40
Tabela 7 – Fatores de veículos estimativos conforme tipos de veículos	43
Tabela 8 – Determinação da espessura mínima do revestimento betuminoso.....	44
Tabela 9 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural	47
Tabela 10 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural da alternativa 2.....	48
Tabela 11 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural da alternativa 3.....	49
Tabela 12 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural da alternativa 3.....	51
Tabela 13 – Dados dos materiais e das camadas das alternativas de pavimento asfáltico flexível	58
Tabela 14 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 1	59
Tabela 15 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 2	59
Tabela 16 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 3	60
Tabela 17 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 4.....	61
Tabela 18– Deflexões das camadas de revestimento.....	62
Tabela 19 – Coeficientes utilizados em modelos de fadiga	63
Tabela 20 – Número de operações admissíveis, critério fadiga.....	63
Tabela 21 – Deformações verticais no topo do subleito	64
Tabela 22 – Orçamento da estrutura de pavimento 1, por quilômetro	67
Tabela 23 – Orçamento da estrutura de pavimento 2, por quilômetro	67
Tabela 24 – Orçamento da estrutura de pavimento 3, por quilômetro	68
Tabela 25 – Orçamento da estrutura de pavimento 4, por quilômetro	68

SUMÁRIO

1 Introdução.....	10
1.1 Histórico	11
1.2 Problemática	11
1.3 Justificativa.....	12
1.4 Objetivos.....	13
2 Revisão Bibliográfica.....	13
2.1 Método DNIT.....	13
2.2 Análise Mecanicista	14
2.3 Tipos de Estrutura de Pavimento	16
2.4 Comportamento das Estruturas	19
2.5 Defeitos em Pavimentos Asfálticos	20
2.5.1 Deformações em Pavimentos Asfálticos	21
2.5.2 Fadiga	22
3 Método	23
3.1 Método do DNIT.....	24
3.2 Análise Mecanicista	32
4 Método experimental	38
4.1 Local de estudo	38
4.2 Contagem do tráfego	39
5.1 Alternativas de estruturas	40
5.2 Dimensionamento pelo Método do DNER.....	42
5.2.1 Escolha de materiais da camada de rolamento.....	52
5.3 Análise mecanicista do pavimento pelo WESLEA.....	56
5.3.1 O software.....	56
5.3.2 Resultados	57
5.3.3 Verificações	61

5.3.4 Análise dos dados.....	64
6 Análise de custos	66
7 Conclusão	68
Referências	71
ANEXO A – Mapa da região sudeste e centroeste que são ligadas pela rodovia BR – 050....	74

1 Introdução

O transporte rodoviário é considerado o principal sistema logístico do Brasil devido ao seu destaque na matriz de transporte brasileira, que é responsável por 60% de todas as cargas movimentadas no país, representando peça fundamental para o crescimento do país e seu desenvolvimento econômico. Porém, para isso, necessita-se de boa qualidade em infraestrutura, a qual tem sua base no adequado dimensionamento das estruturas de pavimentos asfálticos do território brasileiro.

O modal rodoviário é o principal meio de acesso fornecedor de elementos essenciais à população brasileira. Pela malha rodoviária brasileira, trafegam 62% do transporte de carga e 92% do transporte de passageiros. Porém, esta passa por uma situação de precariedade, onde apenas 25% da malha possui boas ou ótimas condições de conservação, e cerca de 80% da malha rodoviária tem mais de 10 anos de uso (FONTANELLA, 2010).

O impacto econômico devido ao atual estado de conservação tem uma escala que afeta desde um indivíduo, que se desloca a passeio, até a balança comercial do país. O prejuízo se dá em termos de redução da velocidade média, aumento do custo fixo e tempo de viagem, maior consumo de combustível e manutenção dos veículos. Portanto, isso gera custos que são passados para o produto final de exportação brasileiro, deixando-o menos competitivo no mercado externo.

Segundo a Confederação Nacional do Transporte (CNT), se todas as rodovias estivessem em ótimo estado, o transporte rodoviário de cargas reduziria seus custos em 31,7% economizando cerca de R\$ 11,6 bilhões por ano. Com isso, percebe-se a importância do dimensionamento e manutenção adequado dos pavimentos brasileiros, que tem o modal rodoviário como principal opção de escoamento de produtos.

Segundo Ferreira (2013), a execução de pavimentos asfálticos no Brasil teve início na década 1950, assim tendo a necessidade da regulamentação de um método para o dimensionamento dessas estruturas de pavimento. Dessa forma, foi proposto o método empírico de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER (Departamento Nacional de Estradas de

Rodagem), atual DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), o qual foi adaptado de métodos americanos.

1.1 Histórico

A construção de vias de transporte é uma atividade de remotas civilizações e que teve como motivação fatores econômicos, integração regional e interesses militares. Na Antiguidade, a pavimentação de vias tornou-se essencial para adequação e preservação de caminhos estratégicos (BALBO, 2007).

Quando ainda não existia a sistematização de métodos de dimensionamento de pavimentos, utilizavam-se as mesmas espessuras de pavimento, independente do solo de fundação (subleito). Com o tempo, percebia-se que alguns trechos apresentavam rupturas precocemente, enquanto outros ainda mantinham bom comportamento. A partir disso, percebeu-se a necessidade da utilização de métodos de dimensionamento. Ou seja, as espessuras dos novos pavimentos deveriam ser dimensionadas em função do solo de fundação e do tráfego. Juntamente com esses benefícios, ainda havia a questão econômica, permitindo a utilização de materiais disponíveis na região.

Nos dias atuais, os órgãos rodoviários de todo o mundo utilizam-se de métodos de dimensionamento de pavimentos, sejam desenvolvidos pelo próprio órgão ou adaptado de outros existentes. A princípio, os modelos são concebidos de duas maneiras distintas: empiricamente, que são desenvolvidos através de experiências de campo, baseando-se na observação de pavimentos ao longo do tempo; ou a partir de métodos mecanístico, nos quais a estrutura é analisada de acordo com a teoria elástica de multicamadas a fim de entender o comportamento mecânico da estrutura. Há ainda a combinação dessas duas abordagens, que é a empírica-mecanística.

1.2 Problemática

A modernização do tráfego com introdução de veículos com maiores capacidades de carga requer um desempenho que acompanhe essas mudanças. Os fatores ambientais também têm grande contribuição para a degradação dos pavimentos, ainda mais com o clima tropical

brasileiro. Dessa forma, nota-se a necessidade da atualização dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos brasileiros que suprimam a necessidade de infraestruturas com melhor desempenho.

O método do DNER, comumente utilizado para dimensionamento de pavimentos asfálticos brasileiros, foi baseado em regras a partir de observações e experiência dos Estados Unidos da América (EUA) com certos tipos de pavimentos para determinados tipos de materiais e condições específicas de clima (FERREIRA, 2013). Portanto, observa-se a limitação do método brasileiro de dimensionamento de pavimentos asfálticos flexíveis, em que várias situações são analisadas de maneira empírica sem que sejam consideradas as especificidades das diversas variáveis que influenciam o desempenho funcional e estrutural de um pavimento asfáltico (COUTINHO, 2011).

1.3 Justificativa

Com as limitações do método do DNER e com a finalidade de prever o comportamento mecânico das estruturas de pavimento de uma forma mais racional, a aplicação de análises mecanicistas apresenta-se como alternativa viável para complementação desse método em busca da elaboração de projetos que resultem em um aumento da vida útil dessas estruturas. A estrutura de pavimento é tratada como um sistema de multicamadas, modeladas com comportamento elástico para cálculo de tensões, deformações e deslocamentos gerados pelas cargas. A partir dos resultados, permite-se prever problemas associados ao desgaste funcional, assim garantindo o bom desempenho do pavimento para o período projetado.

Devido a necessidade de um enfoque mais analítico no método de dimensionamento brasileiro, a abordagem mecanicista destaca-se como uma ferramenta para avaliar o comportamento mecânico em função do carregamento e resistência dos materiais utilizados no pavimento. Portanto, como o caso a ser estudado é de uma rodovia de alto fluxo de tráfego, em que se tem grande número de solicitações gerando cargas sobre o pavimento, esse estudo tem grande importância para garantir sua durabilidade e desempenho.

1.4 Objetivos

O objetivo desse Trabalho de Conclusão de Curso é elaborar projetos alternativos de pavimentos asfálticos flexíveis para um trecho da BR-050, uma rodovia com alto fluxo de tráfego. Os projetos serão elaborados pela sistemática tradicional de dimensionamento comumente utilizada pelos órgãos governamentais brasileiros, e posteriormente propõem-se avaliações mecanicistas das alternativas.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Método DNIT

No Brasil, com a expansão da execução de pavimentos asfálticos na década de 1950, fez-se necessário a elaboração de um método de dimensionamento efetivo para as rodovias brasileiras. Assim, baseando-se na metodologia americana CBR (Califórnia Bearing Ratio) e nos conceitos do engenheiro William H. Mills, o engenheiro brasileiro Murillo Lopes de Souza propôs o novo método brasileiro para dimensionamento de pavimentos asfálticos, conhecido como método do DNER (atual DNIT), que foi oficializado em 1961. Em 1966, esse modelo foi reformulado pelo próprio engenheiro Murillo e posteriormente, em 1981 e 1996, foram feitas pequenas alterações e em 2006 foi publicada a versão mais atualizada do manual de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER (COUTINHO, 2011). Atualmente conhecido por método DNIT, é usado como critério normativo oficial para projetos de pavimentos asfálticos e amplamente empregado por agências federais, estaduais e municipais (BALBO, 2007; SANTOS, 2010).

De acordo com Coutinho (2011), o modelo do DNIT é um método empírico baseado em observações e experimentos com determinados tipos de pavimentos, em que são usados parâmetros de clima e materiais específicos para certo tipo de estrutura de pavimento Americanos. Isso pode ser justificado pela influência do critério CBR para a formulação do método brasileiro, o qual possui bases estritamente empíricas (BALBO, 2007). Os parâmetros de modelos empíricos são obtidos a partir da observação da evolução do estado de condições dos pavimentos e são associados a repetição de cargas e a resistência dos materiais utilizados na estrutura do pavimento. Uma das importantes limitações desse tipo de modelo é a questão da sua reprodutibilidade restringida. Portanto, os métodos empíricos não podem ser

generalizados com confiança para dimensionamento de pavimentos com condições diferentes das quais foram usadas para experimentação observacional [BALBO, 2007; SANTOS, 2010; COUTINHO, 2011).

Apesar de ter efetuado adaptações para ser inserido no método brasileiro, é importante ressaltar que o método CBR, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) da *American Association of State Highway Officials*, foi o primeiro método de dimensionamento para pavimentos flexíveis, proposto para pavimentos de aeroportos inicialmente. Assim, deve-se observar que os dados experimentais utilizados para a formulação do método CBR leva em consideração as condições de clima e tráfego americanos, as quais diferem dos padrões brasileiros, que possui uma frota de veículos e clima praticamente tropical em todo seu território.

Por ser um método cuja última atualização se deu em 2006, o uso do modelo brasileiro para dimensionamento de pavimentos nos dias atuais não acompanha a mudança da frota brasileira ao longo desses anos, com veículos comerciais com maiores capacidades de carga. Com isso, os esforços a serem absorvidos pela estrutura do pavimento tendem aumentar, já que com a modernização da frota de veículos pesados, esses possuem maior capacidade de carga. Esses fatores são de grande importância para prevenção de futuros defeitos no pavimento durante o dimensionamento de sua estrutura, como poderá ser analisado posteriormente neste documento. Portanto, métodos empíricos como o do DNIT possuem uma análise superficial sobre a situação e especificidade de diversas variáveis que influenciam o desempenho funcional e estrutural do pavimento (FERREIRA, 2013).

2.2 Análise Mecanicista

Ao dimensionar pavimentos asfálticos, são requeridos conhecimentos de variáveis de difícil previsão e modelagem e que não são exploradas e analisadas em diversas condições por métodos empíricos. Dentre essas variáveis, que são abordadas nas análises mecanicistas, tem-se as características e comportamento dos materiais quando submetidos à aplicação de cargas repetidas e também o tipo de resposta da estrutura em relação a variação das condições climáticas (FERREIRA, 2013). Devido a isso, problemas associados ao desgaste funcional dos pavimentos podem ser previstos e prevenidos por meio de futuras manutenções no pavimento (MAGALHÃES, 2016).

Nas análises mecanicistas, o pavimento é tratado como uma estrutura de multicamadas, em que a teoria elástica é usada para prever seu comportamento mecânico. Através da modelagem do comportamento elástico da estrutura, é possível calcular as tensões, deformações e deslocamentos a que o pavimento será submetido. A aplicação da teoria da elasticidade às estruturas constituídas em várias camadas, como é o caso do pavimento asfáltico, se deu graças aos estudos de Boussinesq (1885) e Burmister (1943) (FRANCO, 2007). Nos trabalhos de Boussinesq (1885), a teoria da elasticidade considera ações de cargas, verticais concentradas ou uniformemente distribuídas, em que são aplicadas na superfície de meios homogêneos semi-infinitos, elásticos e isotrópicos. O avanço de Burmister (1943) foi formular esse estudo para meios estratificados, entre 2 ou 3 camadas, o que seria mais adequado à estrutura do pavimento (FRANCO, 2007 *apud* FERREIRA, 2013).

A teoria da elasticidade em pavimentos considera o comportamento tensão-deformação em dois comportamentos distintos, sendo eles o elástico-linear e o elástico não linear (FRANCO, 2007). No regime elástico linear, o módulo de resiliência do material não varia ao longo da espessura de toda a camada quando constituída pelo mesmo tipo de material. Já no regime não linear, esse módulo varia ao longo da espessura da camada, assim ficando dependente do estado de tensões que está sendo submetido (MOTTA, 2003). Atualmente, com o avanço da informática, diversos programas computacionais foram desenvolvidos para cálculo das tensões e deformações de estruturas elásticas, oferecendo uma análise mais precisa do pavimento. Com isso, torna-se possível a utilização de novos materiais que não se tenha experiência suficiente em campo (FERREIRA, 2013). Observa-se que a introdução da análise mecanicista, em métodos empíricos já existentes, contribui com o entendimento do comportamento mecânico e desempenho do pavimento em função dos materiais que constituem as camadas.

Segundo FERREIRA (2013), na análise mecanicista o comportamento mecânico do pavimento é tratado em função do carregamento aplicado e da resistência dos materiais constituintes. De acordo com esse enfoque analítico, as tensões de tração no fundo do revestimento asfáltico relacionam-se com a formação de trincas, enquanto deformações verticais (deflexões) relacionam-se com o desenvolvimento do afundamento de trilha de roda (MOTTA, 1991). No entanto, essas teorias não consideram a alteração das propriedades dos materiais com o tempo e os efeitos das condições climáticas. Além disso, a estrutura tem sua deterioração acumulada com a passagem de cargas variáveis em intensidade, distribuição e velocidade (FERREIRA, 2013). Portanto, a parcela de empirismo é inevitável devido a necessidade de aplicação de

fatores de calibração campo-laboratório em modelos que foram desenvolvidos em laboratórios (MOTTA, 1991; FRANCO, 2007). Com essa junção de abordagens empírica e mecânica, tem-se o tipo de método de dimensionamento e análise de pavimentos conhecido como mecanístico-empírico, empírico mecanicista ou semi-teórico.

No método empírico-mecanicista, é possível determinar e analisar os pavimentos de acordo com suas diversas características, entre elas, a de seus materiais. Os materiais constituintes das camadas do pavimento são parametrizados, em termos de sua característica mecânica, pelo conhecimento empírico, laboratorial ou de campo (FERREIRA, 2013; SANTOS, 2010). Com a diversificação do tráfego atualmente, essa capacidade de estudo mais detalhado do pavimento tem importante contribuição para a melhoria do desempenho funcional e estrutural do pavimento. O estudo mais minucioso dos materiais permite a possível utilização de materiais ainda pouco explorados em campo devido ao conhecimento escasso de suas características fornecido por métodos empíricos. Outro avanço do método empírico-mecanicista é a abordagem dos efeitos das condições ambientais e de tráfego de forma inovadora e mais precisa para as diferentes situações. Além disso, é visto como o método mais promissor, pois é o único existente que pode permitir a absorção de aspectos relacionados a progressão de fraturas dos materiais futuramente (BALBO, 2007).

No Brasil, apesar de já existirem ferramentas de análise de pavimentos que utilizam conceitos mecanicistas, a maioria das estruturas de pavimentos são dimensionadas através de métodos empíricos. De acordo com Franco (2007), esse comportamento de projetistas brasileiros pode ser explicado pela falta de um método mecanicista de simples utilização e que produza uma percepção confiável nos resultados. Porém, Franco (2007) também defende que isso é uma questão de cultura na comunidade de pavimentação brasileira e que deve ser mudada.

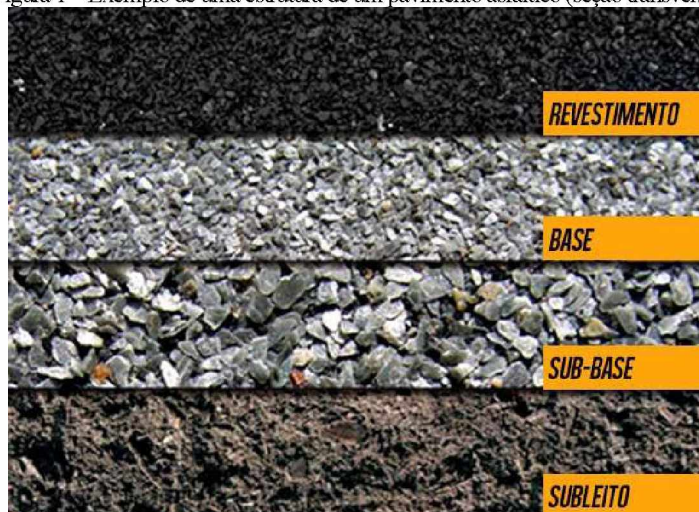
2.3 Tipos de Estrutura de Pavimento

A estrutura de um pavimento é dividida em camadas, sendo elas finitas e compactadas, destinadas a receber e transmitir os esforços. De tal modo, alivia-se as pressões sobre as camadas inferiores, que são menos resistentes. Esse conceito é bem aceito para pavimentos asfálticos flexíveis, que é o foco desse projeto, porém deve-se tomar cuidado ao tratar-se de outros tipos de pavimentos, como os rígidos. Para que não ocorra rompimento das camadas ou

outros defeitos prematuros, é ideal que todas camadas deformem de acordo com sua natureza e capacidade (BALBO, 2007).

Para caracterizar-se um pavimento, a condição mínima é a existência do revestimento e fundação. De modo geral, as camadas de um pavimento são divididas em revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, sendo o subleito a fundação da estrutura. A nobreza dos materiais varia da camada mais externa para a mais interna, onde a mais externa possui os materiais mais nobres (ibid.). A Figura 1 ilustra o corte transversal de pavimento típico com a disposição de suas camadas.

Figura 1 – Exemplo de uma estrutura de um pavimento asfáltico (seção transversal)



Fonte: Flatout (2017)

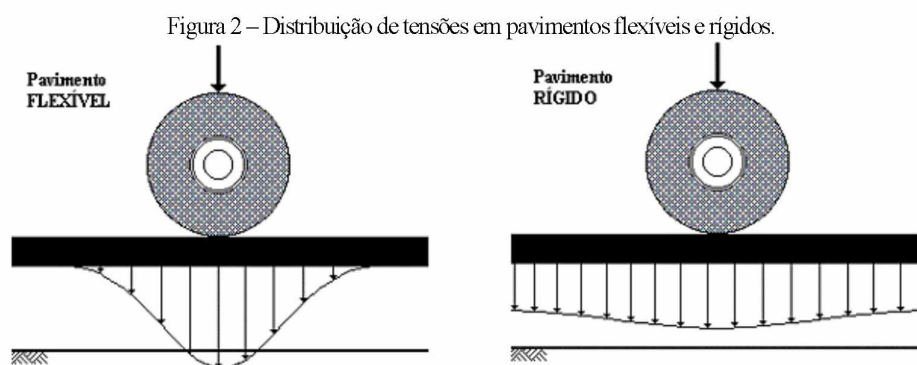
O revestimento consiste na camada superficial do pavimento que recebe os esforços impostos pelo tráfego diretamente. A função dessa camada é resistir aos desgastes promovidos por esses esforços e pelo clima, além de fornecer conforto e segurança ao usuário. A camada inferior é a base, a qual recebe os esforços verticais e distribui para às camadas subjacentes. Em alguns casos, a camada base pode apresentar importante papel de drenagem subsuperficial em pavimentos. A camada de sub-base é usada quando o dimensionamento resulta em uma camada de base muito espessa, que inviabilizaria técnico e economicamente sua execução. Assim, a sub-base complementa a base tendo sua mesma função. Por último, o subleito é a camada de infraestrutura sendo a parte mais fraca da estrutura. O material desse solo de fundação é o próprio material natural compactado, podendo variar em cada região. Quando seu material não apresenta resistência suficiente, pode ser necessária o reforço do subleito que situa logo acima

do subleito com uma resistência maior, porém inferior às camadas superiores (MAGALHÃES, 2016).

Os pavimentos podem ser classificados quanto ao tipo de materiais ou quanto ao seu comportamento mecânico. Esse pode ser subdividido em flexível, rígido ou composto, em que se varia a rigidez e os materiais que compõe a estrutura do pavimento. No entanto, algumas literaturas restringem apenas às categorias rígida e flexível, como é o caso de Croney e Croney (1991) no Reino Unido, e também para Yoder e Witczak (1975) nos EUA (Balbo, 2007). A definição clássica para pavimentos flexíveis inclui, principalmente, aqueles com revestimento asfáltico, por outro lado, os pavimentos rígidos são aqueles feitos em concreto de cimento Portland (Yoder e Witczak, 1975). Esse tipo de classificação se restringe apenas à análise do tipo de material da camada de revestimento da estrutura, assim ignorando as outras camadas inferiores existentes.

Por outro lado, há conceitos que classificam os pavimentos entre rígidos e flexíveis de acordo com seu comportamento mecânico quando submetidos a cargas. Segundo Yoder e Witczak (1975), esse tipo de classificação é feito de acordo com que os esforços são distribuídos sobre si, entre as camadas, e aplicados no subleito. No caso do pavimento rígido, o campo de tensões é mais disperso perto do ponto de aplicação da carga devido a maior rigidez somado a um maior módulo de elasticidade da estrutura. Assim, são gerados menores esforços no subleito, sendo a maior porção absorvida pela placa rígida. Portanto, a variação da resistência do subleito não tem grande influência para a resistência estrutural total do pavimento. Isso leva a considerar a resistência estrutural do concreto como fator principal durante o dimensionamento.

Em relação ao pavimento flexível, o campo de tensões é bastante concentrado nas proximidades no ponto de aplicação da carga. A resistência desse tipo de pavimento ocorre através da construção de camadas espessas distribuindo os esforços entre elas até chegar ao subleito. De tal modo, a variação da resistência do subleito causaria grande influência na resistência do pavimento como todo. Esse comportamento é comum entre os pavimentos de misturas asfálticas. Porém, esses também podem ter comportamento do tipo rígido e possuir rigidez do mesmo grau daqueles constituídos de concreto de cimento Portland. Isso pode ocorrer no caso do uso de materiais estabilizados com cimento em suas camadas (YODER E WITCZAK, 1975). A Figura 2 ilustra a dispersão dos esforços nos dois tipos de pavimentos.



Fonte: Gunzi (2016).

De acordo com Balbo (2007), há outro tipo de classificação, a qual desvia-se do problema estrutural e mecânico por não analisar a estrutura com um todo. Ao invés disso, a análise é feita por camadas, independentemente uma das outras, as quais são classificadas entre rígidas e flexíveis. Desse modo, o revestimento é rígido se for de concreto de cimento Portland e flexível, se for de mistura asfáltica. Em relação à camada base, ela é rígida quando tratada com cimento e flexível, se o material for granular.

2.4 Comportamento das Estruturas

No pavimento rígido, a maior parcela dos esforços horizontais solicitantes é absorvida por apenas uma camada. Essa camada seria o revestimento que posteriormente gera pressões verticais mais aliviadas e bem distribuídas nas camadas inferiores. No caso de um revestimento com mistura asfáltica, que geralmente comporta-se como flexível, também pode conceder o comportamento rígido ao pavimento sob certas condições. Para isso, o revestimento asfáltico deve apresentar espessura e módulo de resiliência acima dos padrões normais.

No caso dos pavimentos flexíveis, a absorção dos esforços ocorre de forma distribuída entre as camadas. Como no caso de pavimentos asfálticos flexíveis, as camadas de misturas asfálticas apoiadas sobre bases granulares possuem presença de linha neutra em sua espessura. Assim, as fibras superiores do revestimento estão sob efeito de compressão (-) e as fibras inferiores sob tração (+). Quanto as camadas compostas de materiais granulares (base e sub-base), tem todas

suas fibras submetidas a compressão por confinamento (BALBO, 2007). Para essa mesma disposição de camadas, o pavimento rígido de concreto apresenta o mesmo efeito em suas fibras, porém com maior módulo dos esforços absorvidos na camada de revestimento.

2.5 Defeitos em Pavimentos Asfálticos

As diversas formas possíveis de ruptura de um pavimento são as principais causas da existência de diversos métodos de dimensionamento. Ou seja, isso ocorre devido a inexistência de descrição unânime e precisa do modo como a ruptura ocorre na estrutura de um pavimento (SANTOS, 2010). Os tipos de ruptura podem ser divididos basicamente em ruptura plástica ou estrutural, e ruptura funcional ou operacional. Essa última consiste na falha em relação à conforto e segurança, o que torna a qualidade de rolamento inadequada ao usuário. Quanto à ruptura plástica, o pavimento apresenta excessiva deformabilidade plástica, o que leva a falha no desempenho de absorção das cargas aplicadas, como é o caso da fadiga (BALBO, 2007). No entanto, a ruptura operacional geralmente é uma consequência da ruptura plástica, devido às irregularidades geradas pelo defeito permanente.

Os defeitos nos pavimentos estão ligados diretamente com os materiais utilizados em sua composição e também aos tipos de solicitações que recebem ao longo de sua vida útil. Essas solicitações podem provocar a degradação dos materiais, os quais têm suas propriedades mecânicas alteradas. Entre os fatores que podem provocar esse fenômeno tem-se as cargas dos veículos, produtos químicos e ações ambientais. No caso do Brasil, com clima predominantemente tropical, tem-se dois principais critérios de ruptura que comandam o dimensionamento de pavimentos de qualquer tipo. Esses critérios são a fadiga e o afundamento de trilha de roda, os quais são resultantes de deformações elásticas e plásticas que vão se acumulando a cada passagem de veículo (FERREIRA, 2013).

Desse modo, os principais defeitos estruturais encontrados nos pavimentos com revestimentos asfálticos no Brasil são o trincamento por fadiga e a deformação permanente em trilha de roda. Esses podem ser evitados ao executar um projeto estrutural adequado e um projeto de mistura asfáltica condizente com o estrutural. O clima tropical brasileiro tem grande influência no comportamento das misturas asfálticas, sendo prejudicial para manutenção da viscosidade do ligante asfáltico (MOURA, 2010). Dessa forma, o pavimento fica mais suscetível ao surgimento de defeitos, como o trincamento por fadiga e o afundamento em trilha de roda. Há outros

defeitos que também provocam a perda de durabilidade nesse tipo de pavimento, como a oxidação e a desagregação de materiais por falha ou falta de adesividade. Esses defeitos podem ser resolvidos durante a fase de definição dos materiais ao escolher os adequados para a situação. No entanto, esses defeitos não são comumente encontrados nas rodovias brasileiras.

2.5.1 Deformações em Pavimentos Asfálticos

O acúmulo de deformações permanentes (plásticas) é causado pela ação de deformação cisalhante em camadas de misturas asfálticas, materiais granulares e nos solos do subleito. Como no caso do fenômeno da fadiga, a deformação permanente também está associada a repetição de cargas no pavimento.

A deformação permanente em trilha de rodas gera problema de desempenho nos pavimentos asfálticos. Esse defeito surge através do acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperável (plástica), a qual é resultante da aplicação de cargas dos veículos. Apesar de ser visível na camada de revestimento asfáltico, outras camadas do pavimento podem contribuir para os afundamentos que aparecem na superfície (MOURA, 2010). Para Joliet e Malot (2000), esse tipo de deformação em camadas de revestimento asfáltico é resultado da deformação viscosa do ligante asfáltico combinada à deformação plástica da estrutura mineral. Nesse caso, o agregado somado ao ligante têm papel fundamental no comportamento de misturas asfálticas. O ligante é responsável pela consistência e reologia da mistura, por outro lado, o agregado tem papel importante na formação de forças de fricção interna entre suas partículas.

As misturas asfálticas podem apresentar pequenas deformações por consolidação ou por movimentos laterais quando submetidas a ação do tráfego. Assim, são desenvolvidas falhas por cisalhamento, que também podem ser encontradas em camadas de materiais granulares e solos do subleito. Em geral, essa ação das deformações cisalhantes é bem evidenciada no topo da camada superficial do pavimento, onde tem-se contato direto com os veículos.

Segundo a PRO 008/2003, as irregularidades superficiais causadas por deformação permanente em trilha de roda se desenvolvem por três mecanismos: deformação permanente da estrutura, deformação permanente causada por fluência e deformação permanente causada pelo uso. A deformação permanente estrutural pode resultar do sub-dimensionamento das camadas face à ação do tráfego. Outros fatores que podem estar relacionados a esse tipo de defeito são falhas

no processo construtivo do pavimento, problemas de drenagem e falta de suporte do subleito. No caso da deformação causada por fluência, essa está relacionada ao ligante asfáltico, em que possa ter ocorrido problemas de dosagem da mistura asfáltica ou associado a má combinação dos materiais constituintes da mistura. Por último, a deformação permanente causada pelo uso não é um defeito normalmente encontrado nos pavimentos brasileiros, uma vez que sua ocorrência é mais comum em países frios onde tem-se pavimentos recobertos por camada de gelo quando neva. Para melhorar a aderência dos veículos ao revestimento, são usadas correntes ou pinos que leva ao dano dessa camada.

A Figura 3 representa o defeito de afundamento em trilha de roda, comumente encontrado nas rodovias brasileiras.

Figura 3 – Deformação permanente em pavimento asfáltico (afundamento em trilha de roda).



Fonte: Franco (2007).

2.5.2 Fadiga

A fadiga é um fenômeno que promove trincamento em revestimentos betuminosos e bases cimentadas (SANTOS, 2010). Há aqueles profissionais da área, como engenheiros e pesquisadores, que acreditam que esse seja o modo de degradação estrutural de pavimentos asfálticos mais presente no Brasil (BALBO, 2007). Esse processo associa-se com a solicitação sucessiva dos materiais dessas camadas em tensão inferior à de ruptura. Esses materiais sofrem alterações de sua estrutura interna que levam a perda de suas características estruturais originais. De tal modo, a contínua solicitação do pavimento e seus materiais resulta em microfissuração

progressiva, ou seja, os níveis de deformação aplicados ao material não são suficientes para rompê-lo instantaneamente. Com isso, fraturas vão se desenvolvendo através de incontáveis zonas de plastificação até que ocorra a fratura do material e a consequente ruptura estrutural do pavimento.

A Figura 4 ilustra um defeito consequente da fadiga, conhecido como trincamento do tipo couro de jacaré.

Figura 4 - Trincamento tipo couro de jacaré causada por fadiga de revestimentos asfálticos



Fonte: Motta (2003)

3 Método

Para o dimensionamento de pavimentos, deve-se determinar as espessuras das camadas de modo que resistam e transmitam os esforços ao subleito sem que ocorra sua ruptura ou deformações e desgaste excessivos (FRANCO, 2007). Assim, esse sistema em camadas é construído sobre uma superfície final de terraplenagem, o qual deve ser projetado técnica e economicamente para resistir os esforços do tráfego e clima. A estrutura deve manter condição operacional ao longo de um período de projeto, no qual deve-se propiciar boas condições de rolamento, segurança, conforto e economia ao usuário (BERNUCCI, 2006; MOTTA, 2003).

No caso do dimensionamento de pavimentos asfálticos, é importante levar em conta os critérios de ruptura mais evidentes nesse tipo de estrutura, já discutidos nos tópicos anteriores, como a fadiga e o afundamento de trilha de roda. Desse modo, o dimensionamento adequado necessita garantir espessuras das camadas de modo que minimizam os efeitos de afundamento por trilha,

em que se considera a deformabilidade dos materiais. Por outro lado, a fadiga deve ser prevista através do estudo da passagem dos eixos de veículos para que não causem trincamento excessivo.

3.1 Método do DNIT

O método do DNER é uma variante do critério do CBR, o qual simula os efeitos de repetições de carga de um eixo padrão de 18.000 libras (80kN). Essa metodologia foi concebida pelo professor Murilo Lopes de Souza, em meados de 1960, com última edição em 1981 (SANTOS, 2010). Para esse método, foram empregadas as mesmas formulações adotadas por Turnbull et al. (1962), porém com pequenas adaptações como a variação de carga com profundidade e adoção de carga única (eixo-padrão 80kN), em vez de par de rodas duplas.

O ensaio de CBR é utilizado para dimensionar as camadas que compõem estrutura do pavimento flexível. Como parâmetros, também são usados coeficientes de equivalência estrutural que foram baseados em resultados obtidos de experimentos realizados na Pista Experimental do AASHO *Road Test*. No caso do subleito e camada de reforço do subleito, são encontrados valores estatísticos de CBR considerando-se um trecho homogêneo em termos de solo. Ao dimensionar-se as camadas de base e sub-base, deve-se atentar aos valores mínimos de CBR de 80% e 20%, respectivamente.

De acordo com DNIT (2006), os materiais empregados nas camadas do pavimento devem apresentar alguns critérios a fim de garantir um comportamento mecânico satisfatório, como listados a seguir:

- a) Os materiais do subleito deve apresentar uma expansão menor ou igual a 2% e um $\text{CBR} \geq 2\%$;
- b) Para o reforço do subleito, os materiais devem apresentar CBR maior que o do subleito e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb);
- c) Para a sub-base, os materiais devem apresentar $\text{CBR} \geq 20\%$, I.G. = 0 e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb).

d) Para a base, os materiais devem apresentar $\text{CBR} \geq 80\%$ e expansão $\leq 0,5\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb), Limite de liquidez $\leq 25\%$ e Índice de plasticidade $\leq 6\%$. No entanto, caso o limite de liquidez e índice de plasticidade excedam os valores mencionados, o material ainda pode ser usado desde o equivalente de areia seja superior a 30. Em relação ao valor mínimo de CBR, podem ser empregados materiais com $\text{CBR} \geq 60\%$, caso $N \leq 5 \times 10^6$ (solicitações do eixo-padrão) durante o período de projeto;

Outra variável necessária para o dimensionamento das camadas é a determinação do número equivalente (N) de operações de um eixo tomado como padrão. Esse número representa o número de eixos padrões que solicitarão a estrutura durante o período de projeto. Normalmente, os órgãos responsáveis pelas rodovias brasileiras adotam 10 anos como período de projeto para pavimentos asfálticos flexíveis (MAGALHÃES, 2016). De acordo com Leandro (2010), na determinação do número N são considerados certos fatores relacionados com a composição do tráfego e referidos a cada categoria de veículos, definida em função da carga e do número de eixos dos veículos. O cálculo do N pode ser obtido através da Equação 1.

$$N = 365 \cdot V_m \cdot P \cdot FV \cdot FR \quad (1)$$

Sendo:

V_m - volume diário médio no sentido mais solicitado no ano médio de projeto;

P - Período de projeto em anos;

FV - Fator de veículo;

FR - Fator climático regional.

O volume diário médio (V_m) pode ser encontrado através do volume diário médio de tráfego no ano de abertura (V_i), num sentindo e admitindo-se uma taxa de crescimento anual ($t\%$), em progressão aritmética para determinado período de projeto (P) em anos. Com esses parâmetros, estima-se o volume diário médio através da Equação 2.

$$V_m = \frac{V_i[2 + (P-1)t/100]}{2} \quad (2)$$

O fator veículo (FV) tem função de transformar o tráfego real, que solicita o pavimento durante o período de projeto, em um tráfego equivalente. Assim, o fator veículo (FV) é o produto de dois outros fatores, o fator de eixos (FE) e o fator de cargas (FC), conforme a Equação 3. A contagem do tráfego e a caracterização dos tipos de veículo que o compõem é essencial para a determinação dessas variáveis.

$$FV = FE \times FC \quad (3)$$

O fator de eixos (FE) é um coeficiente que multiplicado pelo número de veículos, fornece o número de eixos correspondentes que solicitam o pavimento durante o período de projeto. Esse fator transforma o tráfego de número de veículos comerciais, no sentido dominante, em número de passagens de eixos equivalentes. A obtenção do valor FE pode ser feita pela Equação 4, a seguir.

$$FE = \frac{(p_2).2 + (p_3).3 + \dots + (p_n).n}{p_{co}} \quad (4)$$

Sendo:

p_2 - Porcentagem de veículos de 2 eixos;

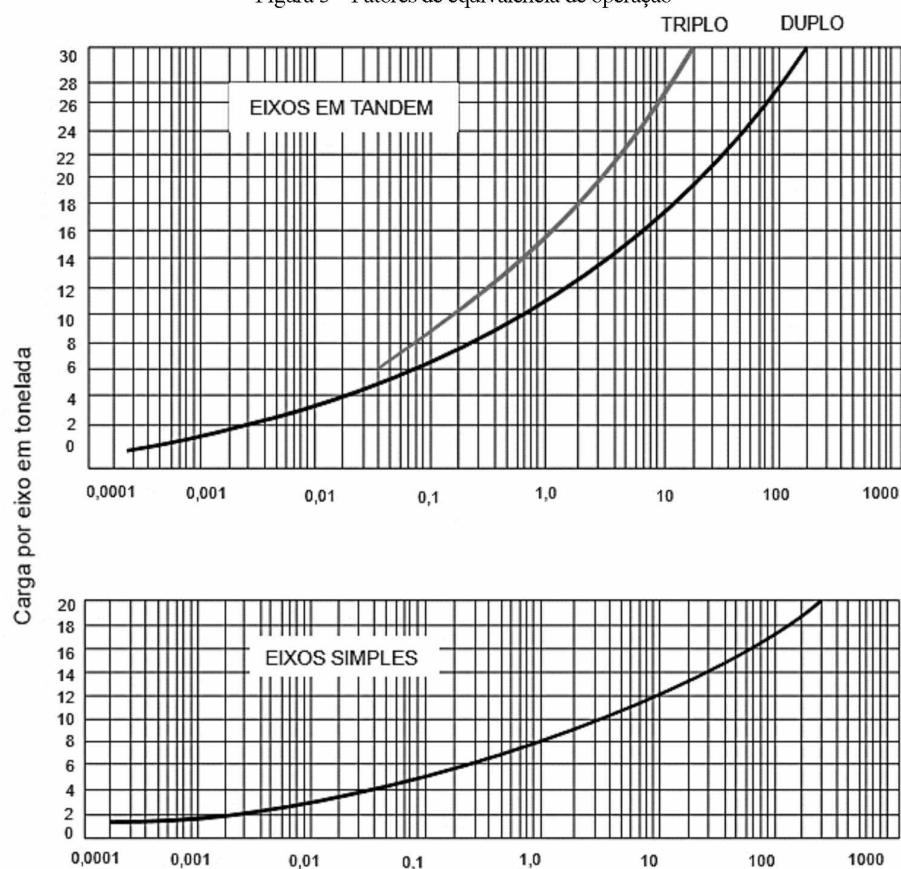
p_3 - Porcentagem de veículos de 3 eixos;

p_n - Porcentagem de veículos de n eixos;

p_{co} - Porcentagem de veículos comerciais no total.

O fator de cargas (FC) é número que multiplicado pelo número de eixos que operam, resulta no número de eixos equivalentes ao eixo padrão. Esse fator baseia-se no Fator de Equivalência de Operações (f) relacionando o efeito da passagem para qualquer tipo de veículo com o efeito de passagem de um veículo padrão. O fator de equivalência é obtido a partir das cargas dos diferentes tipos de eixos que solicitam o pavimento, podendo ser tandem ou simples. Para determinação desse fator, o DNIT (2006) fornece um ábaco através de seu Manual de Pavimentação, conforme Figura 5.

Figura 5 – Fatores de equivalência de operação



Fonte: DNIT (2006).

Após os dados de carga serem obtidos pelo ábaco anterior, o DNIT (2006) fornece uma tabela onde organiza-se os diversos eixos por intervalos de carga, representada pela Tabela 1.

Tabela 1 – Determinação do fator de operações

(1)	(2)	(3)	(4)
	percentagem	Fator de equivalência	Fator de operações
Eixos Simples (t)			
Eixos tandem (t)			

Fonte: DNIT (2006)

Com os valores dos fatores de equivalência (coluna 3) obtidos da Figura 5, é possível obter os valores dos fatores de operações (coluna 4) através do produto entre as colunas 2 e 3. Os eixos de veículos não comerciais também são desprezados nos cálculos. Por fim, o fator de cargas

(FC) pode ser calculado a partir do somatório dos fatores de operações, que é definido como Equivalência. A Equação 5 demonstra como o valor de FC pode ser obtido.

$$FC = \frac{\sum \text{Fatores de operação}}{100} = \frac{\text{Equivalência}}{100} \quad (5)$$

Com os parâmetros FE e FC encontrados, é possível determinar o fator veículo (FV) através da Equação 3.

O fator climático regional (FR) considera as variações de umidade que os materiais constituintes do pavimento são submetidos durante as estações do ano, e que consequentemente influenciam na capacidade de suporte dos materiais. Os valores desses coeficientes são parametrizados a partir de experimentos efetuados na pista da AASHTO, os quais variaram de 0,2 (situações que prevalecem baixos teores de umidade) a 5,0 (situações que os materiais encontram praticamente saturados). Esses coeficientes podem diferir em função de sua sensibilidade à variação do número N (DNIT, 2006).

Esse coeficiente também denominado como fator chuva por alguns autores, é obtido em função da altura média anual de chuva da região estudada, de acordo com a Tabela 2. Conforme os estudos realizados por Silva (2010), a altura média anual de chuva na região do triângulo mineiro, região de estudo deste projeto, é de 1489 mm. Portanto, o valor de FR a ser adotado para cálculo será de 1,4.

Tabela 2 – Fator climático regional

Altura média anual de chuva (mm)	Fator climático Regional (FR)
Até 800	0,7
De 800 a 1.500	1,4
Mais 1.500	1,8

Fonte: Castro (2012).

O método do extinto DNER, tendo base no critério CBR, apresenta como critério de ruptura o acúmulo de deformações plásticas causado por esforços de cisalhamento no subleito e nas camadas granulares do pavimento ao longo de seu período de projeto (BALBO, 2007). Devido a isso, o método fundamenta-se em determinar espessuras equivalentes de material granular para que não ocorram essas deformações excessivas. Para os diferentes materiais granulares

que podem constituir as camadas de um pavimento, o DNIT (2006) apresenta os coeficientes estruturais para seus respectivos materiais, conforme Tabela 3. Esse coeficiente indica a capacidade de distribuição de tensões que um determinado material possui em relação ao material padrão (pedra britada) (BEZERRA, 2004).

Tabela 3 – Coeficiente de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: DNIT (2006)

Os coeficientes estruturais são designados por:

- Revestimento: K_R
- Base: K_B
- Sub-base: K_S
- Reforço: K_{Ref}

Em relação a revestimentos betuminosos, a fixação de uma espessura mínima a ser adotada ainda é um ponto em aberto na engenharia rodoviária, quer se trate de proteger a camada de base dos esforços solicitados pelo tráfego ou se trate de evitar ruptura do próprio revestimento por esforços repetidos de tração na flexão. O DNIT recomenda as espessuras apresentadas na Tabela 4, as quais visam as bases de comportamento puramente granular e são definidas a partir de observações efetuadas na Pista Experimental da AASHTO [DNIT, 2006].

Tabela 4 – Espessura mínima de revestimento betuminoso

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: DNIT (2006).

Para o dimensionamento das espessuras das demais camadas do pavimento, tem-se o ábaco representado na Figura 6, no qual dimensiona-se a espessura do pavimento asfáltico em função do número de operações (N) do eixo-padrão e do índice de suporte (IS) ou CBR de cada camada. Ao determinar a espessura de uma camada, necessita-se conhecer os valores de CBR das camadas subjacentes. Para o caso da camada de sub-base, especificamente, a determinação da espessura necessária para sua proteção (sobre a camada de sub-base) é obtida sempre em função de um CBR fixado de 20%. Desse modo, determina-se as espessuras equivalentes (em termos de pedra britada graduada) H_{20} , H_n , H_m sobre a sub-base, reforço do subleito e subleito, respectivamente. As espessuras das camadas de base (B), sub-base (h_{20}) e reforço do subleito (h_n) são determinadas por meio da resolução sucessivas das inequações dadas pelas Equações 6, 7, 8.

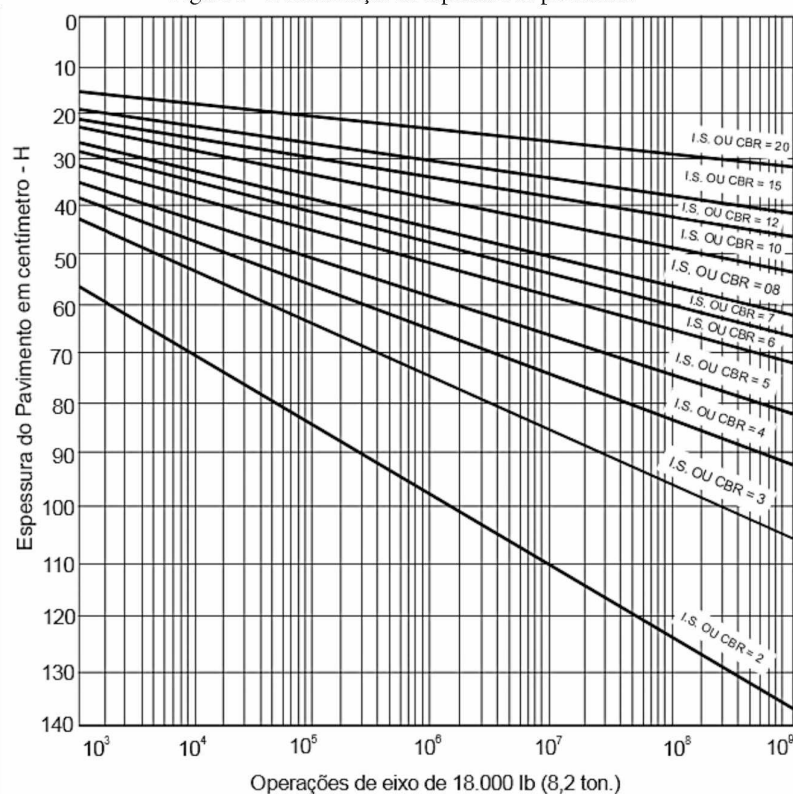
$$R.K_R + B.K_B \geq H_{20} \quad (6)$$

$$R.K_R + B.K_B + h_{20}.K_S \geq H_n \quad (7)$$

$$R.K_R + B.K_B + h_{20}.K_S + h_n.K_{Ref} \geq H_m \quad (8)$$

Segundo Souza (1981), a espessura mínima para camadas granulares é de 10 cm para compactação; 15 cm a espessura total mínima; e 20 cm é a espessura máxima de compactação. No caso de materiais com CBR ou Índice de Suporte (IS) inferior a 2, é sempre preferível fazer a substituição, na espessura de, pelo menos 1m, por material com CBR ou IS superior a 2 (DNIT, 2006).

Figura 6 – Determinação de espessura do pavimento



Fonte: DNIT (2006)

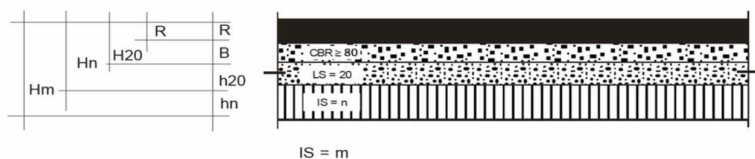
As curvas de dimensionamento apresentadas no ábaco anterior podem ser consolidadas em uma única expressão, representada pela Equação 9.

$$H_{eq} = 77,67 \times N^{0,0482} \times CBR^{-0,598} \quad (9)$$

O esquema representado pela Figura 7 apresenta as simbologias comumente utilizadas durante o dimensionamento do pavimento.

Figura 7 – Simbologia para dimensionamento do pavimento

Camada	Espessura (cm)	Coefficiente de equivalência estrutural (K)
Revestimento	R	K_R
Base	B	K_B
Sub-base	h_{20}	K_S
Reforço do subleito	h_n	$K_{R_{ref}}$ ou K_n



Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

3.2 Análise Mecanicista

O método de dimensionamento do DNER visa a proteção do subleito contra deformações plásticas excessivas que possam vir a ocorrer durante o período de projeto. Apesar de ser um método empírico adaptado para aplicação no dimensionamento de rodovias brasileiras, sua base experimental é referente a condições climáticas e de solos nos EUA. No entanto, quanto à proteção contra o defeito de afundamento por trilha de roda, o método teve desempenho satisfatório devido a rara ocorrência desse fenômeno em estruturas de pavimentos dimensionadas por esse método. Ainda de acordo com DNIT (2006), pode-se dizer que há até mesmo um superdimensionamento ao utilizar-se desse método empírico, uma vez que se considera a condição crítica do degelo de primavera, que é um fenômeno ausente no Brasil.

Segundo Balbo (2007), os critérios de dimensionamento fundamentados no método do CBR e na perda de serventia não consideram o fato das camadas de revestimento asfáltico, bases e sub-bases, asfálticas ou cimentadas, trabalharem em flexão. Ao trabalhar nesse regime, essas camadas estão sujeitas a tração que pode resultar no problema de trincamento por fadiga. Assim, o método mecanístico ou analítico utiliza uma teoria para prever tensões e deformações provenientes do tráfego e do clima na estrutura do pavimento (BEZERRA, 2004). Dessa forma, procura-se compatibilizar essas solicitações com as tensões resistentes dos materiais constituintes das camadas do pavimento.

A análise a estrutura do pavimento do ponto mecanístico fornece o panorama do funcionamento da estrutura ao ser solicitada. Isso possibilita otimizações que podem ser feitas quanto a natureza dos materiais constituintes e as espessuras das camadas. Ou seja, permite-se alterar a estrutura de modo que proporcione desempenho adequado de cada um dos materiais do pavimento para que o conjunto seja solicitado de forma equilibrada. O resultado levaria à uma estrutura de pavimento sem solicitação demasiada, que poderia ser conduzida à ruptura precocemente, caso contrário. Assim, para o DNIT (2006), esse modelo pode ser aplicado através de métodos do tipo mecanístico-empírico, por estarem embasados em propriedades fundamentais dos solos e materiais de pavimentação.

Um modelo de previsão de desempenho, como o caso do mecanístico-empírico, permite-se quantificar a redução do nível de serventia ou geração de defeitos ao longo da vida de serviço

do pavimento. Segundo o DNIT (2006), para caracterizar esse modelo, as três partes seguintes são essenciais.

- Um Modelo Estrutural para cálculo das respostas induzidas pelas cargas de roda em movimento nas camadas do pavimento, na forma de tensões X deformações ou deflexões elásticas que estejam relacionadas ao surgimento ou à propagação de defeitos na estrutura;
- Funções de Transferência, capazes de relacionar as respostas da estrutura às cargas do tráfego, à geração e propagação de defeitos. Além de atenderem a determinadas condições de contorno, exigidas pelo problema, essas funções deverão basear-se em teorias empiricamente validadas, que descrevam o mecanismo com que a deterioração se processa;
- Fatores ou Funções de Calibração, que ajudam as previsões das Funções de Transferência de modo a se reproduzir dados de uma determinada base empírica. São responsáveis, portanto, pela consideração de parâmetros que não puderam ser explicitados, seja no modelo estrutural ou nas Funções de Transferência, tais como: clima, características específicas do tráfego atuante, particularidades dos materiais e de sua variabilidade.

O dimensionamento por meio de modelos mecanístico-empíricos pressupõe a caracterização adequada do comportamento tensão-deformação dos materiais, sob as cargas resultantes do tráfego. Assim, o módulo de resiliência (M_r) dos materiais é uma característica importante a ser estudada.

Segundo Bezerra (2014), para aplicação da teoria da elasticidade em procedimentos mecanístico necessita-se do conhecimento do módulo de resiliência (M_R) e do coeficiente de Poisson (ν) dos materiais que comporão a estrutura do pavimento. Ambos os parâmetros são determinados em laboratório.

O termo resiliente foi usado pelo pesquisador Francis Hveem no lugar de deformação elástica, pois as deformações encontradas nos pavimentos eram maiores do que as dos sólidos elásticos,

como os materiais concreto e aço (MEDINA, 1997 *apud* MOTTA, 2003). De acordo com DNIT (2006), essa resiliência encontrada nos pavimentos, quantificada pelo Módulo de Deformação Resiliente (M_R), é determinada em laboratório onde são feitos ensaios de cargas repetidas, com duração da ordem de 0,10 s e tempo de repouso de 0,90 s. Em relação aos materiais geotécnicos, seu Módulo Resiliente ou de resiliência é definido como a relação entre a tensão-desvio padrão aplicada axial ou ciclicamente em um corpo de prova e a correspondente deformação específica recuperável, conforme Equação 10 (MOTTA, 2003). Quanto aos materiais constituintes das camadas asfálticas, esse módulo depende da temperatura e é determinado por meio da relação entre a tensão de tração, normal ao plano vertical diametral de uma amostra cilíndrica, e a correspondente deformação resiliente, conforme Equação 11.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_t} \quad (10)$$

$$M_R = \left(\frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \right)_T \quad (11)$$

Sendo:

σ_d – Tensão desvio axial repetida;

σ_t – Tensão de tração;

ε_t – Deformação axial resiliente correspondente à aplicação das tensões;

T – Temperatura.

Outra característica dos materiais do pavimento necessária para análise mecanicistas é o coeficiente de Poisson. Brown e Hyde (1975) estudaram a variação desse coeficiente para um material granular com carregamento repetido, em que se utilizou tensões confinantes constante e cíclica. Como resultado, concluíram que os valores obtidos durante os ensaios triaxiais submetidos a tensão constante superaram os valores quando submetidos a tensão confinante cíclica. De acordo com TBR (1975), quando não for possível medir o coeficiente de Poisson com confiabilidade, pode-se adotar os valores descritos na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de coeficiente de Poisson para alguns materiais de pavimentação

Materiais	Coeficiente de Poisson
CBUQ	0,25 - 0,35
Subleito, Sub-base, e Bases Granulares	0,30 - 0,40
Solo Cimento	0,10 - 0,25
Subleito Siltoso ou Argiloso	0,40 - 0,50

Fonte: TRB (1975).

O modelo mecanístico-empírico também pode ser classificado como determinístico, em que se prevê um único valor para a condição futura do pavimento. De acordo com DNIT (2006), esse modelo é o mais adequado para dimensionamento de estruturas de pavimentos novos. Nesse caso, o modelo mecanístico-empírico deve levar em consideração o trincamento por fadiga das camadas asfálticas e cimentadas, e o acúmulo de deformações permanentes nos solos, materiais granulares e camadas asfálticas. Para o caso de projetos de restauração de pavimentos existente com revestimento severamente trincado, deve-se considerar a reflexão de trincas para as camadas asfálticas de recapeamento.

Em relação a proteção contra fadiga, o modelo mecanístico-empírico deve identificar duas fases no processo de trincamento. A primeira seria o início do trincamento, quando o revestimento se encontra íntegro. O final dessa fase é identificado quando surgem as primeiras trincas de fadiga na superfície. A segunda fase consiste na propagação das trincas do revestimento, em que essas aumentam o comprimento e se interligam. A previsão da duração da primeira fase pode ser feita por modelos conforme representados pelas Equações 12, 13, 14.

$$N_0 = K \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n \times F \quad (12)$$

$$N_0 = K \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \times F \quad (13)$$

$$N_0 = K \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^n \times F \quad (14)$$

Em que:

N_0 – Número de repetições da carga necessárias para o surgimento das primeiras trincas de fadiga na superfície;

F – Fator laboratório-campo, responsável pelo ajuste das previsões da equação de fadiga de laboratório para se reproduzir o que se observa no campo;

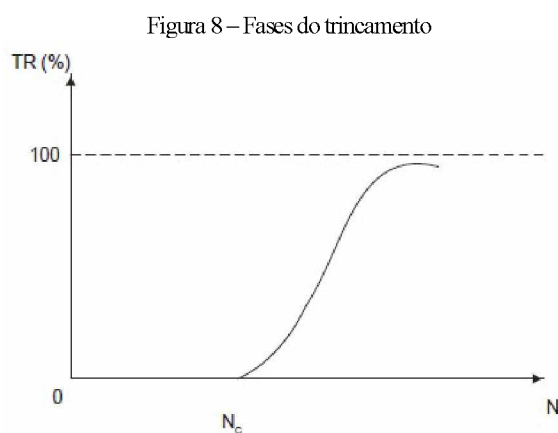
K e n – Constantes da equação de fadiga de laboratório;

ε_t – Deformação de tração;

σ_t – Tensão de tração aplicada.

Segundo o DNIT (2006), a deformação de tração (ε_t) pode ser calculado por meio da teoria de camadas elásticas. O fator de calibração “F” é responsável pela inclusão de parâmetros que não puderam ser explicitados, dentre esses tem-se as condições climáticas e características do tráfego amante.

Para a segunda fase, estima-se o número adicional de repetições de carga necessário para que seja atingida uma certa extensão do trincamento de superfície, que pode ser medida pela porcentagem de área trincada (TR), como está ilustrado na Figura 8.



Fonte: DNIT (2006)

O número total de cargas referente à porcentagem de área trincada TR pode ser obtido pela Equação 15.

$$N(TR) = N_0 + \Delta N(TR) \quad (15)$$

Para proteção contra o afundamento de trilha de roda, tipo de deformação permanente, existem diversos modelos propostos para avaliação do desempenho do pavimento. Com objetivo de limitar a tensão vertical de compressão no topo do subleito, MOTTA (1991) propôs a Equação 16 em seu método de dimensionamento.

$$\sigma_{Vmáx} = \frac{0,006 \quad R_{subleito}}{1+0,7 \times \log N} \quad (16)$$

Em que:

$\sigma_{Vmáx}$ – Tensão vertical de compressão admissível no topo do subleito;

$M_{Rsubleito}$ – Módulo de resiliência médio do subleito.

As tensões e deformações, provocadas cargas de rodas em uma estrutura de pavimento, podem ser determinadas por uma série de modelos e programas de computador disponíveis. Quanto a sua escolha e modo de utilizações, o DNIT (2006) recomenda algumas observações que devem ser feitas:

- A teoria de camadas elásticas, onde cada camada é simulada por um meio elástico linear, homogêneo e isotrópico, é o modelo estrutural mais simples capaz de reproduzir as tensões e deformações tidas em pavimentos instrumentados. Modelos que incorporem a dependência dos módulos de elasticidade de solos e de materiais granulares em função do estado de tensões têm representado um aperfeiçoamento útil na prática. Outros modelos mais complexos, que incluam os efeitos de: anisotropia, trajetória de tensões efetivas no ensaio triaxial e viscoelasticidade têm encontrado aplicação prática em problemas específicos e ainda não puderam ser incorporados aos projetos rotineiros;
- Os modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico estão calibrados para um determinado modelo estrutural, o qual compreende um processo para cálculo de tensões e deformações e uma forma de se considerar as propriedades elásticas dos materiais (módulos de resiliência, por exemplo).

A calibração dos métodos mecanísticos, através de dados de desempenho locais ou regionais disponíveis, é de significativa importância para prever o desempenho dos pavimentos com eficiência. Uma vez que, essas observações e medições de trechos experimentais são as maiores

incertezas dos modelos de previsão de desempenho. E sempre que necessário, é fundamental atualizar e reavaliar esses de calibração.

4 Método experimental

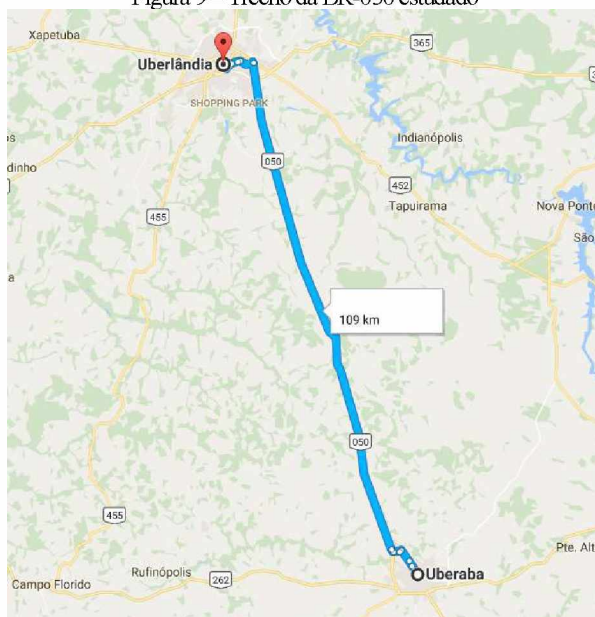
4.1 Local de estudo

A estrutura de pavimento a ser estudada neste projeto situa-se na rodovia BR-050, compreendendo o trecho, que está duplicado, entre Uberlândia (MG) e Uberaba (MG). Essa rodovia é uma das principais vias de ligação entre o Distrito Federal e São Paulo, cortando municípios de grande importância agroindustrial e comércio atacadista, que é caso dessas duas cidades polos no Triângulo Mineiro. O trecho mencionado possui aproximadamente 109 km de extensão, com alto volume de tráfego, e que está sob concessão pela empresa MGO Rodovias. O anexo A permite a visualização da BR-050 de maneira ampla e detalhada.

A concessionária assinou contrato de concessão de 30 anos, que se iniciou 8 de janeiro de 2014. As responsabilidades da empresa compreendem a administração, recuperação, conservação, manutenção, ampliação e operação da BR-050 (GO/MG). O trecho total sob sua responsabilidade é de 436,6 km, começando no município de Cristalina (GO) e se estendendo até a divisa de Minas Gerais com São Paulo, no município de Delta (MG).

Assim, o local de estudo deste projeto localiza-se entre Uberlândia, aproximadamente 620.000 habitantes, e Uberaba com aproximadamente 325.000 habitantes. O trecho é representado na Figura 9 a seguir.

Figura 9 – Trecho da BR-050 estudado



Fonte: Adaptado de Maps (2017)

4.2 Contagem do tráfego

Os dados de tráfego foram fornecidos pela concessionária responsável pelo trecho a ser estudado da BR-050/ MG. Esses dados, que serão utilizados nesse estudo, são coletados diariamente na praça de pedágio 5 de forma mecanizada, porém são catalogados mensalmente. A praça de pedágio referida localiza-se no Km 104,9 da rodovia e seus números de veículos são separados pelas categorias motocicleta, veículos de passeio, caminhão e ônibus. O fluxo de tráfego mensal durante o ano de 2016 está relacionado na Tabela 6 com suas devidas categorias.

Tabela 6 – Fluxo de tráfego mensal BR-050 (km 104,9), no ano de 2016

Fluxo de Tráfego Mensal				
BR-050/MG	Véículo de Passeio	Caminhão	Ônibus	Total
Janeiro/2016	249086	114829	3150	367065
Fevereiro/2016	197143	122115	1929	321187
Março/2016	204024	137929	1900	343853
Abril/2016	198209	131455	2760	332424
Maior/2016	204025	128273	2587	334885
Junho/2016	185246	127961	1899	315106
Julho/2016	249214	128437	2472	380123
Agosto/2016	201778	131328	2038	335144
Setembro/2016	196096	131230	1994	329320
Outubro/2016	205920	131584	1979	339483
Novembro/2016	197406	120545	1956	319907
Dezembro/2016	254733	122424	2633	379790
Total	2542880	1528110	27297	4098287

Fonte: Adaptado de MGOrodovias (2017)

O total de veículos comerciais que passam pela praça de pedágio por ano é de 4.098.287. Porém esse valor foi contabilizado nos dois sentidos da via, não sabendo exatamente o valor total por sentido, que pode variar periodicamente.

5 Dimensionamento e análise do pavimento flexível

5.1 Alternativas de estruturas

Para a escolha de um pavimento asfáltico flexível adequado para a via em estudo, foram propostos 4 tipos de estruturas. Apesar da disposição de suas camadas continuarem a mesma (revestimento, base, sub-base e subleito), os materiais constituintes dessas são diferentes. Isso irá influenciar na determinação da espessura de cada camada, como poderá ser visto nos tópicos seguintes. Entre os materiais escolhidos tem-se CAUQ (concreto asfáltico usinado a quente), para a camada de revestimento. Para as demais camadas utilizou-se BGS (brita graduada simples), base asfáltica (PMQ) e solo-cimento (SC). As estruturas propostas com seus materiais constituintes estão representadas nas Figuras 10, 11, 12, 13.

Figura 10 – Alternativa 1 de estrutura de pavimento

REVESTIMENTO	CAUQ
BASE	BGS
SUB-BASE	BGS
SUBLEITO	

Fonte: Autor (2017).

Figura 11 – Alternativa 2 de estrutura de pavimento

REVESTIMENTO	CAUQ
BASE	BASE ASFÁLTICA (PMQ)
SUB-BASE	BGS
SUBLEITO	

Fonte: Autor (2017).

Figura 12 – Alternativa 3 de estrutura de pavimento

REVESTIMENTO	CAUQ
BASE	BGS
SUB-BASE	SOLO-CIMENTO
SUBLEITO	

Fonte: Autor (2017).

Figura 13 – Alternativa 4 de estrutura de pavimento

REVESTIMENTO	CAUQ
BASE	BASE ASFÁLTICA (PMQ)
SUB-BASE	SOLO-CIMENTO
SUBLEITO	

Fonte: Autor (2017).

5.2 Dimensionamento pelo Método do DNER

A estrutura atual do trecho em estudo constitui-se de um pavimento flexível, porém não se tem os dados das características de suas camadas, como espessuras e materiais utilizados. Assim, partir dos dados do fluxo de tráfego fornecidos pela concessionária responsável, efetuou-se um novo dimensionamento pelo método do DNER. A partir dessas informações, foi possível prever o número equivalente de operações do eixo padrão (N), conforme demonstrado nas etapas a seguir.

O primeiro parâmetro determinado para o cálculo de N foi o volume diário médio (V_m). O volume inicial diário (V_i) foi obtido pela soma total de veículos comerciais (Tabela 6) dividido pelo número de dias no ano (365). Posteriormente, o valor obtido foi multiplicado pelo fator de sentido (Fs) dividido, pois o valor acumulado de veículos deve ser considerado em apenas um sentido (DNIT, 2006). Como a contagem do volume de tráfego foi efetuado para os dois sentidos da via, o valor de Fs é 0,5.

A via estudada possui mais de uma faixa de tráfego por sentido, sendo necessário considerar apenas a faixa de projeto, que é a supostamente mais carregada. Segundo Balbo (2007), isso é considerado mediante a inclusão de um fator de distribuição de frota por faixa (Fd). Os valores de Fd comumente utilizado em projetos rodoviários são entre 0,8 e 1,0. Nesse caso, adotou-se $Fd = 0,8$, estimando-se que 80% dos veículos comerciais trafegam na faixa de projeto. A partir dos dados da Tabela 6, tem-se que o volume total de veículos comerciais (caminhões e ônibus) é de 1.555.407. A Equação 17 representa os cálculos efetuados.

$$V_i = \frac{\text{Volume total de veículos comerciais}}{365} \times F_s \times F_d \quad (17)$$

$$V_i = \frac{1555407}{365} \times 0,5 \times 0,8 \cong 1705 \text{ veículos/dia}$$

A rodovia em análise apresenta potencial para o aumento de veículos de carga devido ao escoamento setores de produção agrícola e industrial da região do Triângulo Mineiro. A taxa de crescimento do tráfego (t) foi definida como 5% ao ano, pois é o recomendável na situação de falta de dados (FONTANELLA,2010). O período de projeto (P) foi adotada como 10, conforme sugerido por grande parte dos órgãos rodoviários brasileiros. Utilizando-se da Equação 2, já descrita na seção 3.1, foi possível obter V_m .

$$V_m = \frac{V_i[2 + (P - 1).t/100]}{2} = \frac{1705.(2 + (10 - 1).5/100)}{2} \cong 2089 \text{ veículos/dia}$$

A determinação do fator eixo (FE) e do fator de cargas (FC) para esse tráfego analisado fica de inviável devido à falta de estudos mais detalhados. Com essa falta de informações precisas dos tipos de veículos que trafegam a via estudada, foram aplicados valores padronizados do fator veículo (FV), uma vez que a obtenção desse depende do produto entre FE e FC. Os valores estimativos de FV por tipo de veículo usados nesse dimensionamento estão representados na Tabela 7, conforme sugerido pelo extinto DNER.

Tabela 7 – Fatores de veículos estimativos conforme tipos de veículos

Tipo de Veículo	FEC Eixos dianteiros	FEC Eixos traseiros	FV veículo
Ônibus	0,1	3,5	3,6
Caminhões médios	0,1	3,5	3,6
Caminhões pesados	0,1	8,0	8,1

Fonte: Balbo (2007)

A partir dos dados da Tabela 7, sabe-se que a porcentagem de veículos comerciais (caminhões e ônibus) em relação ao volume total de tráfego é de aproximadamente 38%. Assim, baseando-se em uma rodovia com fluxo de tráfego com características semelhantes a estudada, adotou-se que, desses 38%, a porcentagem de caminhões pesados é de 25%, e de caminhões médios e

ônibus é de 13%. Assim, fazendo-se uma média ponderada desses números com os valores de FV da Tabela 7, obtém-se o valor final do fator veículos para esse tráfego, conforme a Equação 18.

$$FV = \frac{25 \times 8,1 + 13 \times 3,6}{38} = 6,56 \quad (18)$$

O fator climático regional (FR) para a região de estudo foi adotado como 1,0, devido as condições de saturação do ensaio de CBR não serem representativas das condições brasileiras. Ou seja, isso ocorre em função da determinação dos ensaios de CBR no Brasil serem feitos imersos em água (FERREIRA, 2013). Por fim, calculou-se o número equivalente de operações do eixo padrão (N) pela Equação 1.

$$N = 365 \cdot Vm \cdot P \cdot FV \cdot FR = 365 \times 2089 \times 10 \times 6,56 \times 1,0 = 5,00 \times 10^7$$

Com o valor de N obtido, foi possível iniciar o dimensionamento das camadas do pavimento. Inicialmente, determinou-se a espessura mínima da camada do revestimento betuminoso, que depende do valor de N, conforme a Tabela 8 a seguir.

Tabela 8 – Determinação da espessura mínima do revestimento betuminoso.

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: Adaptada de DNIT (2006)

Logo, a espessura mínima de revestimento betuminoso recomendada é de 10 cm.

Essa espessura da camada de rolamento foi usada para todas as estruturas, assim o próximo passo foi determinar as espessuras para as demais camadas de cada alternativa de estrutura. A diferença entre os cálculos se dá apenas na escolha dos coeficientes de equivalência K, que

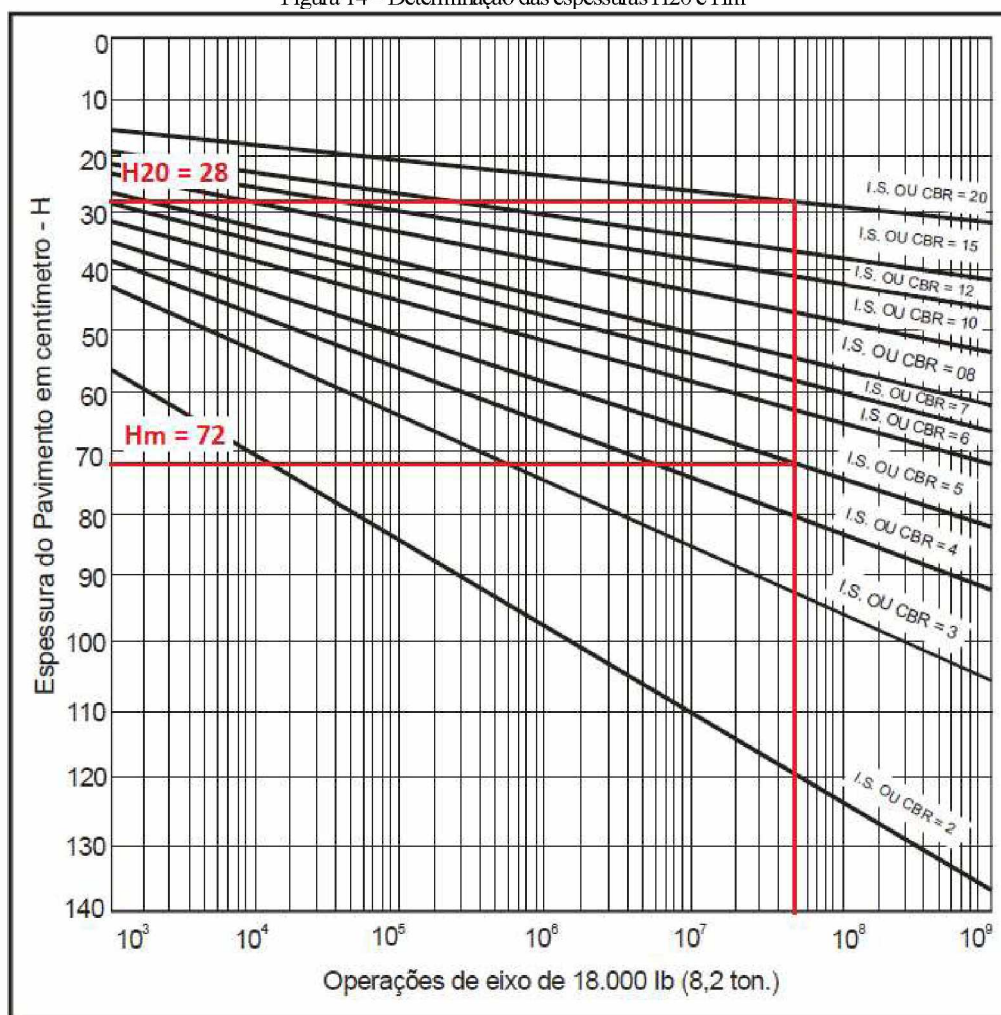
depende do material utilizado, ou seja, os outros parâmetros mantêm-se iguais para todas as alternativas. O procedimento para esses cálculos está detalhado nas etapas seguintes

- **Alternativa de pavimento 1: revestimento, base granular e sub-base granular**

Para a determinação das espessuras das demais camadas da estrutura faz-se necessário o conhecimento do valor de CBR do subleito. De acordo com Souza (2007), os subleitos do Triângulo Mineiro capacidade de suporte CBR de projeto de cerca de 5%.

De acordo com as recomendações do Manual de Pavimentação do DNIT (2006), independentemente do valor do CBR da sub-base, a espessura do pavimento para protegê-la é determinada como se esse valor fosse 20%, e para o caso de alto volume de tráfego, o CBR da camada de base deve ser superior ou igual a 80%. Desse modo, determina-se as espessuras H_{20} e H_m , que são as necessárias acima das camadas de sub-base e base respectivamente. Assim, essas espessuras são responsáveis pela proteção dessas camadas contra deformações cisalhantes excessivas. O ábaco representado na Figura 14 permite a determinação dessas espessuras, que estão em função do CBR da camada subjacente e do número N.

Figura 14 – Determinação das espessuras H20 e Hm



Fonte: Adaptada de DNIT (2006).

Outro parâmetro a ser considerado é o coeficiente estrutural específico para cada tipo de material que constituirá a estrutura do pavimento. Os coeficientes de equivalência que serão usados para essa alternativa estão destacados na Tabela 9.

Tabela 9 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coefficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Adaptada de DNIT (2006)

Portanto, os coeficientes de equivalência (K) para a camada de revestimento (K_R) é 2,00, e para as demais camadas granulares da estrutura, base (K_B) e sub-base (K_S), o valor é 1,00. A espessura mínima para as camadas granulares (base e sub-base) é de 15 cm, segundo DNIT (2006). Com a espessura do revestimento (R) já determinado em passos anteriores, determinou-se as espessuras das camadas de base (B) e de sub-base (h_{20}) através das Equações 6 e 8.

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \rightarrow 12,5.2 + B \cdot 1 \geq 28$$

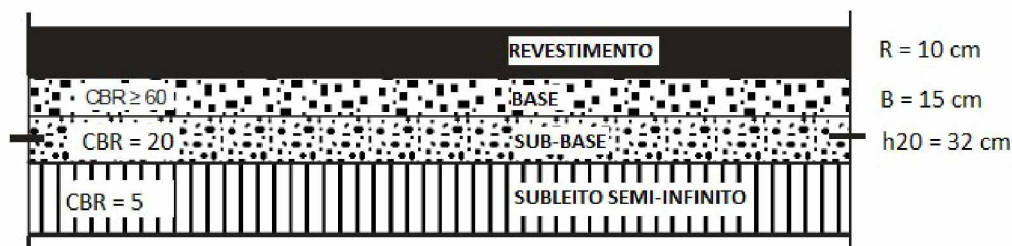
$$\therefore B \geq 3 \rightarrow \text{Adotado } B = 15 \text{ cm}$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_m \rightarrow 12,5.2 + 15.1 + h_{20} \cdot 1 \geq 72$$

$$\therefore h_{20} \geq 32 \text{ cm}$$

A Figura 15 ilustra a disposição das camadas com suas respectivas espessuras.

Figura 15 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 1



Fonte: Adaptada de DNIT (2006)

- **Alternativa de pavimento 2: revestimento, base asfáltica e sub-base granular**

Os materiais utilizados para essa estrutura foram CAUQ, base asfáltica (PMQ) e BGS para o revestimento, base e sub-base, respectivamente. Desse modo, tem-se que determinar o coeficiente de equivalência (K) para esses materiais, o que é destacado na Figura 10.

Tabela 10 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural da alternativa 2

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

Portanto, os coeficientes de equivalência (K) para a camada de revestimento (K_R) é 2,00, para a camada de base, (K_B) é 1,70 e para sub-base, (K_S) é 1,00.

Utilizando-se as Equações 6 e 8, tem-se:

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \rightarrow 12,5.2 + B \cdot 1,7 \geq 28$$

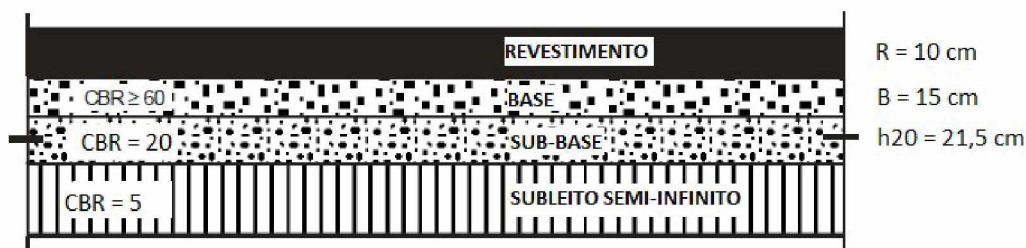
$$\therefore B \geq 1,76 \rightarrow \text{Adotado } B = 15 \text{ cm}$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_m \rightarrow 12,5.2 + 15.1,7 + h_{20} \cdot 1 \geq 72$$

$$\therefore h_{20} \geq 21,5 \text{ cm}$$

A Figura 16 ilustra a disposição das camadas com suas respectivas espessuras.

Figura 16 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 2



Fonte: Adaptada de DNIT (2006)

• **Alternativa de pavimento 3: revestimento, base granular e sub-base de solo-cimento**

Para essa alternativa, utilizou-se dos materiais CAUQ, BGS e solo-cimento para o revestimento, base e sub-base, respectivamente, como ilustrado na Figura 11 da seção 5.1. Os valores de equivalência estrutural (K) desses materiais estão destacados na Tabela 11.

Tabela 11 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural da alternativa 3

Componentes do pavimento	Coefficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

Portanto, os coeficientes de equivalência (K) para a camada de revestimento (K_R) é 2,00, para a camada de base, (K_B) é 1,00 e para sub-base, (K_S) é 1,70.

Através das Equações 6 e 8, tem-se:

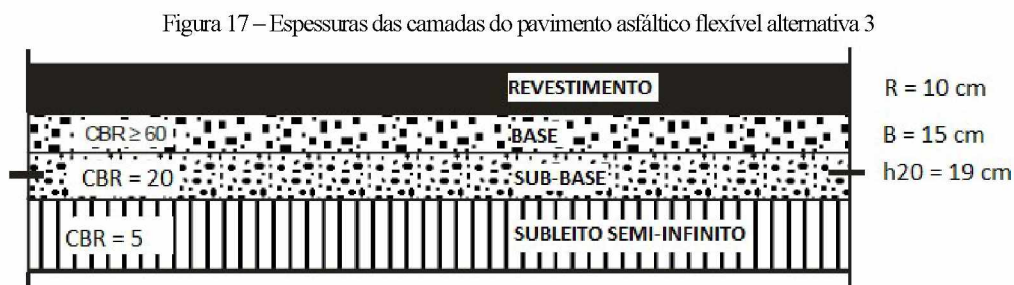
$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \rightarrow 12,5.2 + B \cdot 1,0 \geq 28$$

$$\therefore B \geq 3 \rightarrow \text{Adotado } B = 15 \text{ cm}$$

$$K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_m \rightarrow 12,5.2 + 15.1,0 + h_{20} \cdot 1,7 \geq 72$$

$$\therefore h_{20} \geq 18,82 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } h_{20} = 19 \text{ cm}$$

A Figura 17 ilustra a disposição das camadas com suas respectivas espessuras.



Fonte: Adaptada de DNIT (2006)

- **Alternativa de pavimento 4: : revestimento, base asfáltica e sub-base de solo-cimento**

Os materiais utilizados para essa alternativa são CAUQ, base asfáltica (PMQ) e solo-cimento para as camadas de revestimento, base e sub-base, respectivamente, como ilustrado na Figura 12 da seção 5.1. Os valores de equivalência estrutural para essas camadas foram encontrados de acordo com a Tabela 12.

Tabela 12 – Determinação dos coeficientes de equivalência estrutural da alternativa 3

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

Portanto, os coeficientes de equivalência (K) para a camada de revestimento (K_R) é 2,00, para a camada de base, (K_B) é 1,70 e para sub-base, (K_S) é 1,70.

Através das Equações 6 e 8, tem-se:

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \rightarrow 12,5.2 + B \cdot 1,7 \geq 28$$

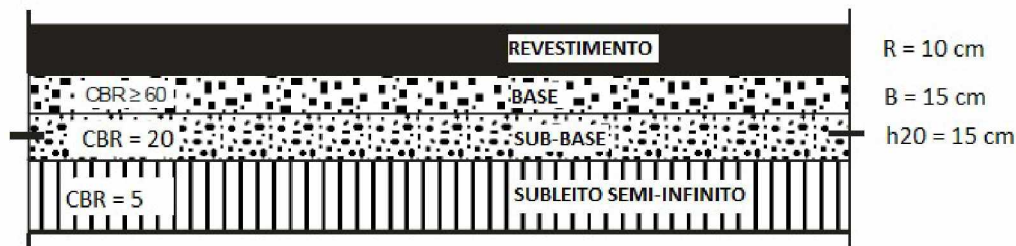
$$\therefore B \geq 1,76 \rightarrow \text{Adotado } B = 15 \text{ cm}$$

$$K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_m \rightarrow 12,5.2 + 15.1,7 + h_{20} \cdot 1,7 \geq 72$$

$$\therefore h_{20} \geq 12,65 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } B = 15 \text{ cm}$$

A Figura 18 ilustra a disposição das camadas com suas respectivas espessuras.

Figura 18 – Espessuras das camadas do pavimento asfáltico flexível alternativa 4



Fonte: Adaptada de DNIT (2006)

5.2.1 Escolha de materiais da camada de rolamento

O revestimento asfáltico deve apresentar algumas características essenciais para um desempenho adequado, em que se fornece proteção e conforto ao usuário. De acordo com Fontanella (2016), as características desejáveis são:

- Impermeabilidade;
- Flexibilidade;
- Durabilidade;
- Resistência à derrapagem;
- Resistência à fadiga e ao trincamento térmico;
- Resistência á deformações permanentes.

A escolha dos materiais, agregados e ligante, do revestimento asfáltico tem significativa influência na determinação das características da camada de rolamento como um todo. No caso deste projeto, o material utilizado para essa camada é do tipo mistura asfáltica a quente. A análise e dimensionamento dessa mistura utiliza o manual americano *HMA Pavement Mix Type Selection Guide*. Segundo esse manual, sua metodologia fornece o dimensionamento de apropriados tipos de mistura, considerando fatores como o tráfego, meio ambiente, camadas estruturais subjacentes, condição de pavimentos existentes e a economia.

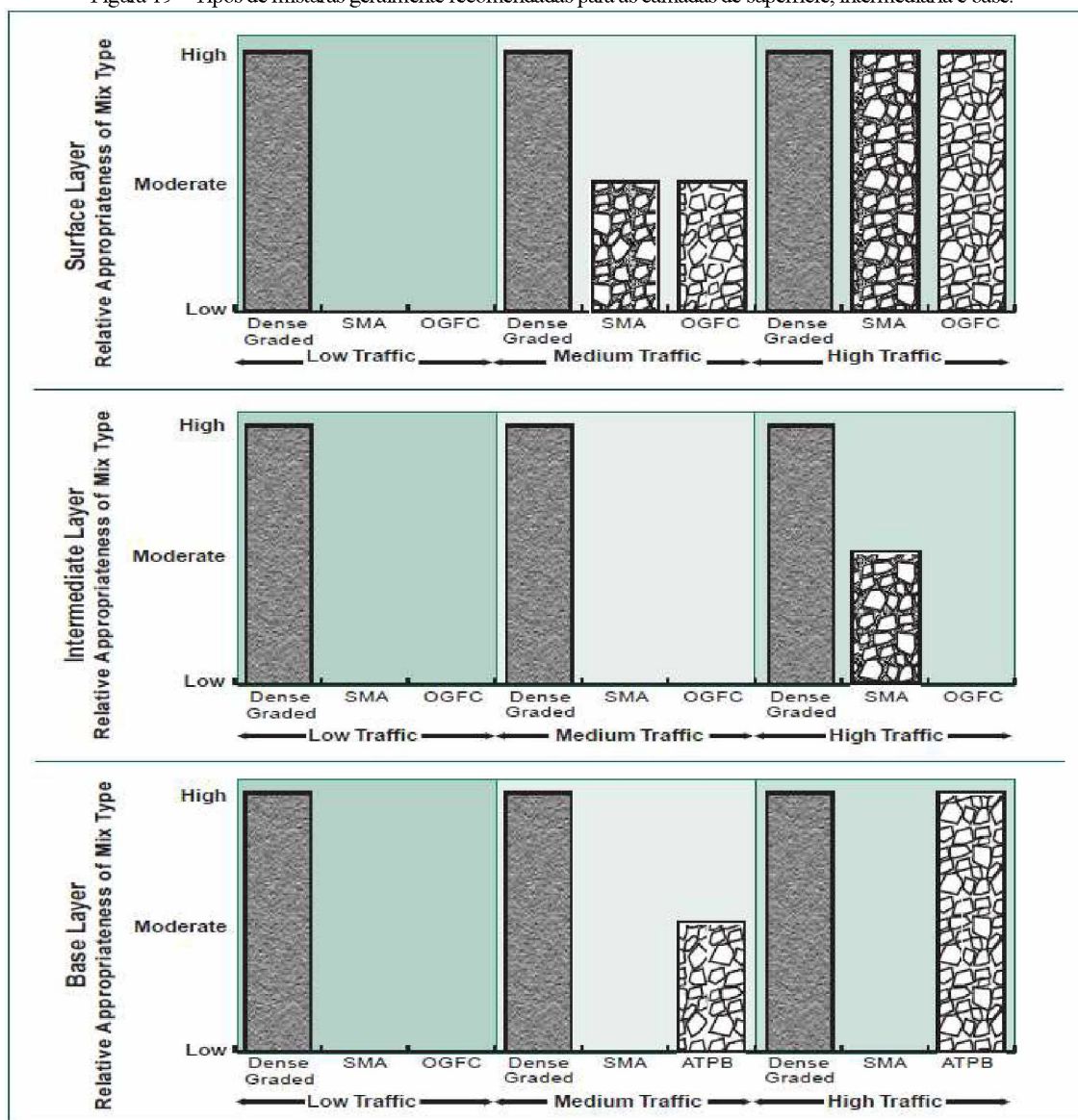
Esse método americano permite a determinação do tipo de mistura asfáltica em função da utilização. Desse modo, os dados necessários inicialmente é a classificação do tráfego na via e a espessura total da camada asfáltica requerida. Como já determinado anteriormente, o trecho de estudo apresenta alto volume de tráfego, e a espessura da camada de revestimento foi dimensionada em 10,0 cm.

De acordo com a Figura 19, para tráfego de alto volume, tem-se três tipos de misturas asfálticas a quente recomendáveis para a camada superficial, que são a *Dense Graded*, *SMA (Stone Matrix Asphalt)* e *OGFC (Open Graded Friction Courses)*.

A princípio, o tipo de mistura adotada para a camada superficial foi a *SMA*, considerando-se sua vantagem quanto a resistência a deformações permanentes, como afundamento de trilha de

roda, em relação as outras misturas. O próximo passo é determinar sua espessura e o Tamanho Máximo Nominal (TMN) do agregado a ser utilizado. O tamanho do agregado influencia na resistência à deformação permanente e também ao conforto do usuário, ou seja, quanto maior o TMN, maior será sua resistência a deformação permanente, porém perde-se no conforto ao usuário. Outro fator importante a se considerar é a segregação, que é mais suscetível para valores maiores de TMN.

Figura 19 – Tipos de misturas geralmente recomendadas para as camadas de superfície, intermediária e base.

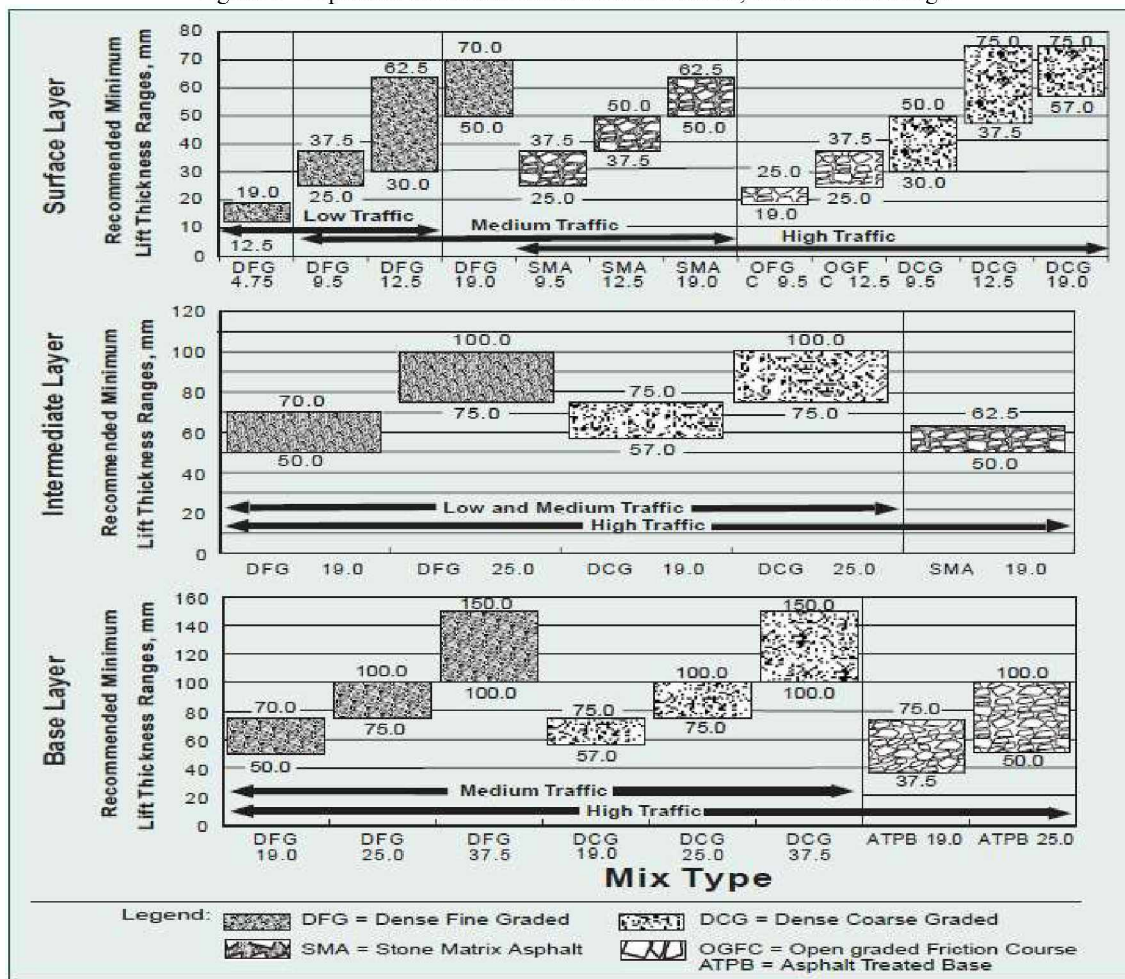


Fonte: HMA Pavement Mix Type (2001)

A Figura 20 fornece as espessuras admissíveis para cada tipo de material constituinte da camada de rolamento, permitindo seu dimensionamento a partir da classificação do tráfego. A partir

disso, escolheu-se o TMN desejado para determinado tipo de mistura, visando algumas características que influenciam no futuro desempenho da camada de rolamento. Os intervalos de espessuras recomendados para cada tipo de mistura também são representados na Figura 21.

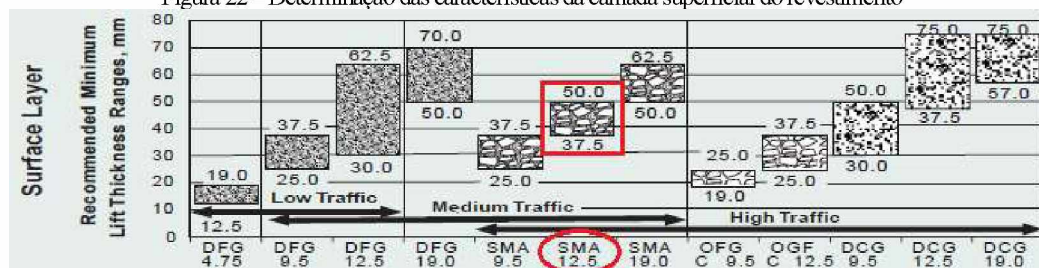
Figura 21 – Espessuras das camadas asfálticas recomendadas, de acordo com tráfego



Fonte: HMA Pavement Mix Type (2001)

Por ser uma rodovia com tráfego pesado, onde se tem 38% de fluxo de veículos comerciais, adotou-se a mistura SMA (*Stone Matrix Asphalt*) de TMN 12,5 mm. Esse valor intermediário de Tamanho Máximo Nominal de agregado foi adotado visando um balanço entre aparência, conforto de rolamento e resistência da camada asfáltica. Assim, a máxima espessura admissível desse material é 5,0 cm e adotou-se 4,0 cm para essa camada, o que resta ainda 6,0 cm da espessura total do revestimento para ser distribuído. A Figura 22 representa a escolha do tipo de mistura escolhida para a camada superficial e seu intervalo de espessuras admissíveis.

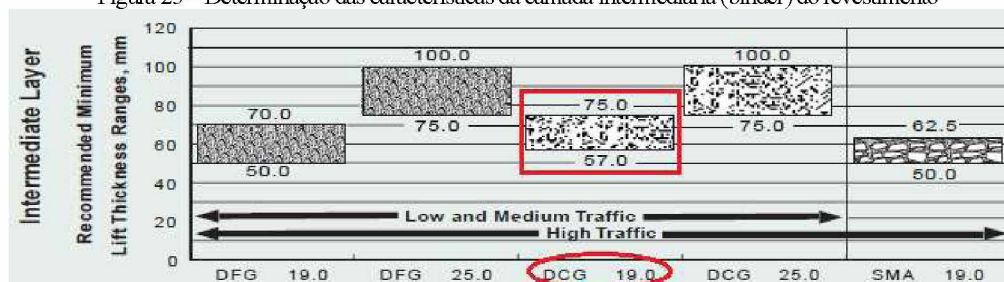
Figura 22 – Determinação das características da camada superficial do revestimento



Fonte: Adaptado de *HMA Pavement Mix Type* (2001)

Para essa situação, foi necessário a adoção de uma camada intermediária (binder). Utilizando-se da Figura 19, verificou-se que o tipo de mistura mais recomendável é a *Dense Graded* novamente. Por meio da Figura 21, determina-se a espessura e o diâmetro a serem usados. Como a espessura restante a ser completado era de 6 cm, o tipo de mistura escolhida foi a DCG (*Dense Coarse Graded*), com TMN de 19,0 mm, conforme representado na Figura 23 a seguir.

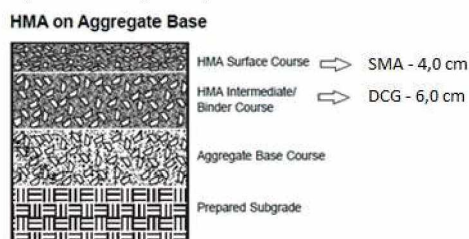
Figura 23 – Determinação das características da camada intermediária (binder) do revestimento



Fonte: Adaptado *HMA Pavement Mix Type* (2001)

Portanto, a camada de revestimento foi dividida em duas camadas com misturas asfálticas diferente. A camada mais superficial constitui-se de uma mistura “Matriz Pétreas Asfáltica” (*SMA*) com 4,0 cm de espessura, enquanto abaixo dessa, a camada intermediária é composta por uma mistura densa de graduação grossa (*DCG*) com 6,0 cm de espessura. A Figura 24 representa o esquema final da estrutura do pavimento.

Figura 24 – Esquema com tipo e espessuras das camadas de misturas asfálticas



Fonte: *HMA Pavement Mix Type* (2001)

5.3 Análise mecanicista do pavimento pelo WESLEA

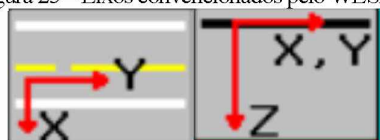
5.3.1 O software

Atualmente, com o avanço da tecnologia, programas computacionais são usados para análise mais minuciosa e realista do comportamento das estruturas de pavimentos. No caso deste projeto, foi utilizado o programa computacional WESLEA, versão 3.0. O programa foi desenvolvido pelo professor David H. Timm da Universidade de Auburn, do Alabama nos EUA (MAGALHÃES, 2016).

A proposta desse software é de uma análise linear elástica de múltiplas camadas, assim permitindo a avaliação da estrutura de um pavimento, incluindo os efeitos de sistemas complexos de cargas. Com isso o programa tem a função de retornar a resposta da estrutura para determinada solicitação, em termos de tensão, deformação e deslocamento.

O WESLEA admite análise tridimensional de um pavimento com até 5 camadas, com diferentes tipos de materiais e suas características (Módulo de Resiliência e coeficiente de Poisson) entre elas. Além disso, permite a simulação de até 20 cargas aplicadas. A convenção de sinais no programa é essencial para a inserção de dados e interpretação de resultados. Os valores negativos são atribuídos a esforços de tração, enquanto os positivos para esforços de compressão. Outro fator importante é a atribuição dos eixos e suas direções, que no caso do eixo Z (vertical), está relacionado a profundidade. Os eixos X e Y situam-se no plano das camadas do pavimento, sendo o eixo X perpendicular à direção do fluxo de tráfego, e o eixo Y, paralelo ao fluxo. O esquema da Figura 25 representa a convenção de direção e sentido dos eixos adotados pelo softwar.

Figura 25 – Eixos convencionados pelo WESLEA

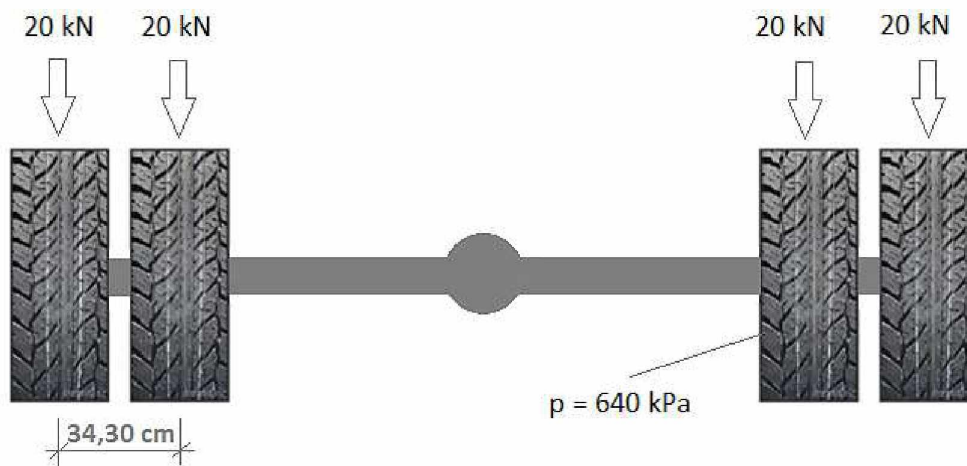


Fonte: Magalhães (2016).

5.3.2 Resultados

As análises mecanicistas das alternativas de estruturas de pavimento foram feitas a partir da entrada de um eixo padrão no software. O eixo adotado tem como base o eixo padrão utilizado pelo método do DNER. Assim, a carga total sobre eixo, de rodas duplas, é de 80 kN e a pressão nos pneumáticos de 0,64 MPa, conforme adotado por Balbo (2007) em suas análises. A Figura 26 representa um esquema da condição de carregamento utilizada para esse projeto.

Figura 26 – Eixo padrão utilizado no WESLEA



Fonte: Adaptado de Magalhães (2016)

Além do sistema de carregamento, outros dados de entrada também são necessários para simulação, como é o caso do número equivalente de operações do eixo padrão (N), que é de $5,00 \times 10^7$ conforme calculado na seção 5.2.

As estruturas dimensionadas pelo método do DNER foram inseridas no WESLEA de acordo com suas características, como espessuras e propriedades dos materiais constituintes das camadas para cada tipo de estrutura (1, 2, 3 e 4). Essas propriedades dos materiais, necessárias como entrada, são o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson. Esses valores foram

adotados baseados em simulações efetuadas por outras literaturas, como sugerido em Balbo (2007). A Tabela 13 representa as estruturas dimensionadas pelo método do DNER com as características de suas camadas que foram inseridas no software.

Tabela 13 – Dados dos materiais e das camadas das alternativas de pavimento asfáltico flexível

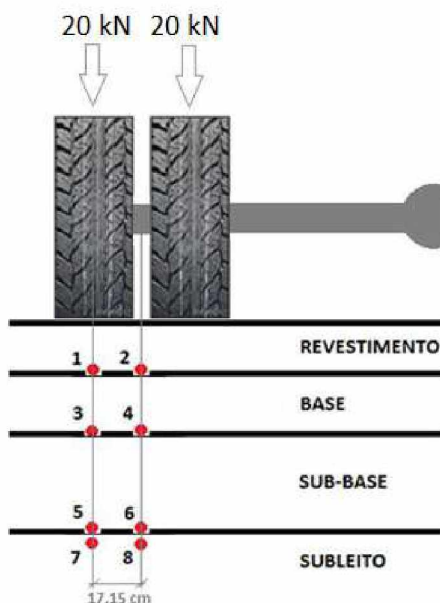
Estrutura	Camadas	Material	Módulo Resiliente (Mpa)	Coefficiente de Poisson	Coefficiente K	Espessura mínima (cm)
1	Revestimento	CAUQ*	3500	0,35	2	10
	Base	BGS	150	0,4	1	15
	Sub-base	BGS	100	0,4	1	32
2	Revestimento	CAUQ*	3500	0,35	2	10
	Base	PMQ	2000	0,35	1,7	15
	Sub-base	BGS	100	0,4	1	21,5
3	Revestimento	CAUQ*	3500	0,35	2	10
	Base	BGS	150	0,4	1	15
	Sub-base	Solo cimento	5000	0,25	1,7	19
4	Revestimento	CAUQ*	3500	0,35	2	10
	Base	PMQ	2000	0,35	1,7	15
	Sub-base	Solo cimento	5000	0,25	1,7	15
		Subleito	50	0,45		
		*SMA	2800	0,35		4
		*DCG	3500	0,35		6

*Os materiais dimensionados para as camadas de rolamento (SMA e DCG) foram generalizadas como CAUQ

Fonte: Autor (2017)

Os pontos de análise foram escolhidos de acordo com o que seria mais críticos para as estruturas. Dessa forma, para o critério de ruptura por fadiga, escolheu-se as fibras inferiores da camada de revestimento. Para a análise de deformações permanentes cisalhantes, escolheu-se o topo do subleito, que é uma camada que apresenta a menor rigidez da estrutura de pavimento. Outros pontos de análise também foram locados nas fibras inferiores das camadas de base e sub-base, a fim de verificar deflexões e esforços de tração em excesso. Os pontos foram locados em duas regiões para cada camada, abaixo de um dos pneus e centralizado no espaçamento entre os pneumáticos. A Figura 27 esquematiza os pontos de análise adotados para todas as alternativas de estrutura de pavimento.

Figura 27 – Pontos de análise



Fonte: Adaptado de Magalhães (2016)

Os resultados da simulação das estruturas de pavimento em termos de tensões, deformações e deslocamentos para cada ponto de análise estão representados nas Tabelas 14, 15, 16, 17.

Tabela 14 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 1

Estrutura 1										
		Tensão Normal (kPa)			Deformação ($\times 10^6$)			Deslocamento (micrômetro)		
Ponto	Camada	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	1	-1170.61	-1410	134.19	-206.88	-299.22	296.4	17.22	0	650.81
2	1	-288.24	-1003.49	98.99	8.1	-267.79	157.46	0	0	664.58
3	2	-11.5	-22.41	62.24	-182.9	-284.75	505.41	31.49	0	561.97
4	2	-9.54	-23.39	65.49	-175.9	-305.16	524.45	0	0	587.52
5	3	-14.67	-17.79	22.51	-165.61	-209.26	354.96	31.16	0	425.31
6	3	-16.94	-19.12	24.25	-189.92	-220.5	386.77	0	0	439.06
7	4	1.97	0.52	22.06	-163.66	-205.94	418.69	30.76	0	421.1
8	4	1.55	0.54	23.73	-187.42	-216.83	455.88	0	0	434.48

Fonte: Autor (2017)

Tabela 15 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 2

Estrutura 2										
		Tensão Normal (kPa)			Deformação ($\times 10^6$)			Deslocamento (micrômetros)		
Ponto	Camada	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	1	-62.01	-81.72	327.65	-42.31	-49.91	107.99	-0.07	0	448.14
2	1	171.6	-14.76	71.53	43.35	-28.53	4.75	0	0	452.12
3	2	-349.77	-416.8	31.55	-107.47	-152.71	149.93	17.17	0	429.5
4	2	-314.94	-417.7	30.89	-89.78	-159.14	143.66	0	0	440.51
5	3	-8.4	-10.32	16.63	-109.31	-136.08	241.18	20.14	0	373.54
6	3	-9.52	-11.06	17.57	-121.34	-142.81	258.11	0	0	382.21
7	4	2.8	1.91	16.34	-108.27	-134.11	284.48	19.95	0	370.75
8	4	2.62	1.92	17.27	-120.2	-140.63	304.44	0	0	379.22

Fonte: Autor (2017)

Tabela 16 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 3

Estrutura 3										
		Tensão Normal (kPa)			Deformação ($\times 10^6$)			Deslocamento (micrômetro)		
Ponto	Camada	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	1	-851.21	-1027.46	170.21	-157.48	-225.46	236.5	7.39	0	418.87
2	1	89.79	-576.9	138.58	69.49	-187.67	88.31	0	0	413.3
3	2	77.77	78.43	106.2	26.09	32.33	291.44	-5.42	0	331.94
4	2	83.57	83.49	112.2	35.27	34.57	302.52	0	0	340.4
5	3	-349.24	-412.33	14.25	-49.95	-65.72	40.93	9.47	0	328.46
6	3	-396.88	-444.27	15.23	-57.92	-69.77	45.1	0	0	336.66
7	4	6.39	5.85	14.07	-51.44	-67.27	171.33	9.75	0	326.88
8	4	6.55	6.14	15.03	-59.58	-71.34	186.36	0	0	334.94

Fonte: Autor (2017)

Tabela 17 – Tensões, deformações e deslocamentos na alternativa de estrutura 4

Estrutura 4										
		Tensão Normal (kPa)			Deformação ($\times 10^6$)			Deslocamento (micrômetro)		
Ponto	Camada	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	1	13.55	-2.18	364.7	-32.38	-38.45	103.06	-2.09	0	307.93
2	1	256.65	67.77	100.91	56.46	-16.39	-3.61	0	0	304.14
3	2	-6.65	-15.41	94.76	-17.21	-23.13	51.24	2.27	0	294.13
4	2	-2.32	-22.7	69.45	-9.34	-23.1	39.11	0	0	299.19
5	3	-216.88	-258.74	10.93	-51.64	-69.09	43.28	9.33	0	288.71
6	3	-231.61	-274.76	11.45	-55.26	-73.24	46.02	0	0	293.98
7	4	3.6	3.02	10.75	-51.8	-68.85	155.39	9.39	0	287.3
8	4	3.67	3.08	11.27	-55.72	-72.95	164.71	0	0	292.49

Fonte: Autor (2017)

5.3.3 Verificações

Os dados anteriores permitem concluir que a disposição de pontos lado a lado, distanciando 17,15 cm entre eles, obteve-se valores diferentes para tensão, deformação e deflexão para a orientação de eixos (X, Y ou Z). Ou seja, verifica-se a distribuição dos bulbos de pressões gerados pelas cargas aplicadas. Por situar-se no ponto médio entre as duas cargas, os pontos fixados entre os pneus receberam influência dos dois bulbos de pressão criados logo abaixo dos pneus. Dessa forma, observa-se até mesmo valores de tensões mais críticas nesses pontos do que nos de análise adjacente. É importante destacar que houve casos de ocorrerem tensões de compressão nas fibras inferiores do revestimento (estruturas 2, 3 e 4), que pode ser explicado por essa intersecção entre os bulbos e a diferença dos módulos de elasticidade entre os materiais das camadas. Esse comportamento não era esperado, já que se admite que as fibras inferiores de revestimentos de pavimentos asfálticos flexíveis geralmente estão submetidas a tração.

Para a maioria das estruturas, obteve-se valores de tração nas fibras inferiores das camadas de revestimentos e compressão na camada de subleito, variando em módulo conforme esperado. A verificação da magnitude dessas tensões é essencial para evitar o excesso de tensões de tração no revestimento e compressão no subleito, que podem provocar o rompimento por fadiga e afundamento em trilha de roda (deformações permanentes), respectivamente.

Entre as estruturas estudadas, a estrutura 1 obteve o maior valor de tração longitudinal na base do revestimento, o equivalente a 1170,61 kPa na direção X. Assim, espera-se que essa estrutura seja a mais crítica para o critério de fadiga. A estrutura 1 também obteve o maior valor de compressão no topo do subleito entre as alternativas analisadas, obtendo o valor solicitante de 23,73 kPa. Por outro lado, a estrutura 4 obteve os menores valores para esses dois critérios de rompimento analisados. Portanto, espera-se que a estrutura 4 seja a estrutura mais resistente entre alternativas e a mais adequado, em detrimento da estrutura 1.

Para uma verificação mais analítica das estruturas, foram utilizados modelos para análise de deflexão admissível, fadiga e deformações permanentes. O modelo utilizado para verificação das deflexões foi proposto pelo DNER Pro 11/79, conforme a Equação 19 a seguir.

$$D_{adm} = 1023 \cdot N^{-0,176} (10^{-2} \text{ mm}) \quad (19)$$

Em que:

D_{adm} – Deflexão admissível

N – Número de operações do eixo padrão

Logo, para o N previsto de $5,00 \times 10^7$ tem-se que o a deflexão admissível é de 0,452 mm.

As deflexões atuantes foram verificadas para a camada de revestimento em cada estrutura, conforme Tabela 18.

Tabela 18– Deflexões das camadas de revestimento

Estruturas	Deflexões atuantes (mm)
1	0.651
2	0.448
3	0.419
4	0.308

Fonte: Autor (2017)

Ao comparar os valores de deflexões presentes nas camadas de revestimento das estruturas, pode-se concluir que a única estrutura que não está dentro do limite admissível é a 1.

Para a verificação de fadiga, utilizou-se a os modelos de Preussler (1983) e Pinto (1991). Ambos os modelos correlacionam o número N e a deformação específica, conforme Equação 20 a seguir. No entanto, esses modelos diferem quanto ao valor das constantes utilizadas, conforme Tabela 19.

$$N = K \cdot \varepsilon_t^{-n} \cdot 10^4 \quad (20)$$

Em que:

N – Número de repetições do eixo padrão necessárias para o surgimento das primeiras trincas de fadiga na superfície;

K e n – Constantes da equação fadiga de laboratório;

ε_t – Deformação de tração.

Tabela 19 – Coeficientes utilizados em modelos de fadiga

Coeficientes		
	Preussler (1983)	Pinto (1991)
K	0.00000299	0.000000664
n	2.15	2.93

Fonte: Autor (2017)

A partir desses coeficientes, calculou-se o número de operações (Nadm) limite para que não ocorra fadiga. Os valores de N determinados para os dois modelos e para cada tipo de estrutura analisada estão representados na Tabela 20.

Tabela 20 – Número de operações admissíveis, critério fadiga

Estruturas	Nadm (Preussler)	Nadm (Pinto)
1	1.43E+06	1.94E+08
2	5.30E+07	1.62E+08
3	2.07E+06	1.33E+08
4	9.29E+07	4.00E+08

Fonte: Autor (2017)

O número de operações previsto para esse projeto foi determinado em $5,00 \times 10^7$ e ao comparar com os valores obtidos pelo modelo de Preussler, as estruturas 2 e 4 satisfizeram o critério por

apresentarem o valor N menor que o admissível. Por outro lado, comprando-se com os valores obtidos pelo modelo de Pinto, todas as estruturas são adequadas para o critério de fadiga.

O critério de ruptura por acúmulo de deformações permanentes foi verificado para o modelo de Dormon e Metcalf, no qual compara-se a deformação vertical atuante no topo do subleito com a deformação admissível, obtida pela Equação 21.

$$\varepsilon_{vadm} = \left(\frac{6.069 \times 10^{-10}}{N} \right)^{\frac{1}{4.762}} \quad (21)$$

Em que:

ε_{vadm} – Deformação vertical admissível no topo do subleito;

N – Número de solicitações do eixo padrão

Para $N = 5,00 \times 10^7$, o valor de ε_{vadm} é $2,80 \times 10^{-4}$.

As deformações atuantes no topo do subleito para cada estrutura podem ser observadas na Tabela 21.

Tabela 21 – Deformações verticais no topo do subleito

Estruturas	Deformações atuantes
1	4.56E-04
2	3.04E-04
3	1.86E-04
4	1.65E-04

Fonte: Autor (2017)

Logo, as estruturas que apresentam deformações menores que a admissível para que não ocorra a ruptura por acúmulo de deformações permanentes são a 3 e 4.

5.3.4 Análise dos dados

Portanto, as estruturas de pavimento asfáltico flexível mais apropriada para o projeto dessa via estudada são a 3 e 4, pois foram as únicas que passaram pela maioria dos modelos. No entanto, a estrutura 3 não foi aceita pelo modelo de fadiga de Preussler (1983), sendo adequada apenas

pelo modelo de Pinto (1991). Dessa forma, conclui-se uma certa imprecisão dos modelos de fadiga, em que não se tem confiança de aplicá-los de maneira generalizada nas análises mecanicistas, faltando uma maior especificação para esses modelos, trazendo resultados mais convergentes para um mesmo valor. Isso pode ser verificado quando se compara os valores de N admissíveis para a mesma estrutura, mas por modelos de fadiga diferentes. Essa diferença pode ser explicada pelas condições específicas em cada estudo para determinação dos modelos de fadiga.

Por meio dessa análise mecanicista, tem-se uma ideia da ineficiência do método de dimensionamento do DNER, pois apenas duas estruturas de pavimento dimensionada por esse método foram adequadas (3 e 4). As outras estruturas (1, 2), com seus respectivos materiais, poderiam ser aprovadas caso houvesse um aumento nas espessuras de suas camadas, porém o método de dimensionamento brasileiro não consegue prever o quanto se deve aumentar. Além disso, esse método tem como critério de ruptura o cisalhamento do subleito e das camadas granulares, fazendo esperar um resultado satisfatório quando testadas as estruturas pelo modelo de deformação permanente. Porém, os pavimentos 1 e 2 foram reprovados após testados pelo modelo. Isso pode ser explicado pelo modo que os diversos tipos de materiais são tratados de maneira generalizada pelo coeficiente estrutural K . Portanto, pelo menos para tráfego de alto volume, o método do DNER é ineficiente, devendo assim ter um valor máximo de número de solicitações N que pode ser dimensionado por esses métodos.

De acordo com Balbo (2007), quanto maior a resiliência das camadas, menos deformável é o pavimento. Desse modo, o uso de materiais mais nobres nas camadas de base e sub-base, como base asfáltica e solo-cimento, contribuiu para uma estrutura mais resistente às deformações permanentes, que é um defeito comumente encontrado em vias com alto volume de tráfego, como a rodovia estudada nesse projeto.

De acordo com os resultados, o uso de materiais granulares para as camadas de base e sub-base, como o BGS, em casos de grande número de operações (N) não é recomendado, uma vez que esse tipo de camadas é mais suscetível ao rompimento por deformações permanentes. Isso é exemplificado pela estrutura 1, com base e sub-base compostas por BGS, a qual foi a estrutura que mais transmitiu esforços verticais para o subleito. Isso pode ser mitigado pelo aumento da espessura dessas camadas, mas que pode ser inviável devido ao risco e até mesmo economicamente, pois aumentaria muito a quantidade de material.

6 Análise de custos

Dentre os 4 tipos de estruturas para pavimento asfáltico flexível, apenas a alternativa 4 apresentou-se adequada para todos os modelos sem exceção, de acordo com a análise mecanicista. Porém, todas as estruturas foram dimensionadas de acordo com o método do DNIT. Com o intuito de fazer uma análise comparativa de custos entre elas, elaborou-se estimativas de custo direto para implantação de cada estrutura. O orçamento consiste apenas na construção das camadas, não levando em consideração as atividades auxiliares para implantação desse pavimento, como conservação, sinalização e restauração rodoviária.

A preparação do subleito, necessária para implantação de um pavimento, não foi considerada. Portanto, os custos analisados nesse projeto abordam apenas as construções das camadas com seus materiais constituintes. O orçamento é baseado na relação dos custos unitários de referência do Sistema de Custos Rodoviários (SICRO 3), para o estado de Minas Gerais e com última atualização em janeiro de 2017.

Os materiais do revestimento, conforme especificado na seção 5.2.1, são SMA na camada de superfície e DCG na camada intermediária (binder). Porém, não foram encontrados custos unitários desses materiais nas composições de custo do SICRO 3 para implantação dessas camadas. O material utilizado para estimar o custo dessas camadas foi o CAUQ, pois apresenta características semelhantes aos materiais asfálticos dimensionados. De acordo com Magalhães (2016), a densidade do CAUQ pode ser aproximada é $2,4 \text{ t/m}^3$.

A camada de base da estrutura 4 é denominada por base asfáltica, composta por material pré-misturado a quente (PMQ). Em relação a sua densidade, adotou-se a mesma do material CAUQ, de $2,4 \text{ t/m}^3$. Para as demais estruturas com camadas de base e sub-base compostas por brita graduada (BGS) e por solo-cimento (SC) respectivamente, seus custos já são dados na unidade m^3 pelo SICRO3, não havendo necessidade de conversão de unidades. Os valores de preços unitários para os materiais encontrados no sistema para as diferentes camadas estão listados a seguir.

- CAUQ – capa de rolamento: R\$ 84,37 por unidade de tonelada;
- BGS – base e sub-base de brita graduada: R\$ 79,91 por unidade de metro cúbico;
- PMQ – base asfáltica: R\$ 64,49 por unidade de tonelada;

- Base em solo-cimento: R\$ 57,80 por unidade de metro cúbico.

A partir das densidades dos materiais, foi possível converter todos os custos para a unidade metro cúbico, a fim facilitar o orçamento. Dessa forma, o custo do CAUQ e do PMQ por metro cúbico ficou de R\$ 202,50 e R\$ 154,78 respectivamente.

No orçamento para esse projeto, considerou-se apenas um sentido da via, e essa possui duas faixas de rolamento com 3,5 m de largura. As faixas de acostamento não foram levadas em consideração nessa análise de custo. O custo direto total por quilômetro e os cálculos efetuados para cada estrutura podem ser observados nas Tabela 22, 23, 24 e 25.

Tabela 22 – Orçamento da estrutura de pavimento 1, por quilômetro

Pavimento Asfáltico Flexível - estrutura 1				
Características da via		Largura (m)		7
		Extensão (m)		1000
Camada	Espessura (m)	Volume (m³)	Custo unitário	Custo total
Revestimento CBUQ	0.1	700	R\$202.50	R\$141,750.00
Base (BGS)	0.15	1050	R\$79.91	R\$83,905.50
Sub-base (BGS)	0.32	2240	R\$79.91	R\$178,998.40
Total				R\$404,653.90/Km

Fonte: Autor (2017)

Tabela 23 – Orçamento da estrutura de pavimento 2, por quilômetro

Pavimento Asfáltico Flexível - estrutura 2				
Características da via		Largura (m)		7
		Extensão (m)		1000
Camada	Espessura (m)	Volume (m³)	Custo unitário	Custo total
Revestimento CBUQ	0.1	700	R\$202.50	R\$141,750.00
Base asfáltica (PMQ)	0.15	1050	R\$154.78	R\$162,519.00
Sub-base (BGS)	0.215	1505	R\$79.91	R\$120,264.55
Total				R\$424,533.55/Km

Fonte: Autor (2017)

Tabela 24 – Orçamento da estrutura de pavimento 3, por quilômetro

Pavimento Asfáltico Flexível - estrutura 3				
Características da via		Largura (m)		7
		Extensão (m)		1000
Camada	Espessura (m)	Volume (m³)	Custo unitário	Custo total
Revestimento CBUQ	0.1	700	R\$202.50	R\$141,750.00
Base asfáltica (BGS)	0.15	1050	R\$154.78	R\$162,519.00
Sub-base (SC)	0.19	1330	R\$57.80	R\$76,874.00
Total				R\$381,143.00/Km

Fonte: Autor (2017)

Tabela 25 – Orçamento da estrutura de pavimento 4, por quilômetro

Pavimento Asfáltico Flexível - estrutura 4				
Características da via		Largura (m)		7
		Extensão (m)		1000
Camada	Espessura (m)	Volume (m³)	Custo unitário	Custo total
Revestimento CBUQ	0.1	700	R\$202.50	R\$141,750.00
Base asfáltica (PMQ)	0.15	1050	R\$154.78	R\$162,519.00
Sub-base (SC)	0.15	1050	R\$57.80	R\$60,690.00
Total				R\$364,959.00/Km

Fonte: Autor (2017)

7 Conclusão

Os resultados obtidos pelo dimensionamento através método semi-empírico do DNER, e sua posterior análise mecanicista, permitiram verificar a sua ineficiência ao dimensionar pavimentos com alto volume de tráfego. Ao propor 4 alternativas de pavimentos com diferentes tipos de camada de base e sub-base, esperava-se uma maior aprovação das estruturas. No entanto, apenas a estrutura 4 foi aprovada quando verificada para todos os critérios de ruptura, de acordo com os modelos considerados nesse projeto.

Entre as limitações do método brasileiro de dimensionamento de pavimentos asfálticos flexíveis, tem-se que a determinação da espessura do revestimento é apenas em função do número N, assim como, em parte as camadas de base e sub-base por meio das inequações 6,7 e

8. Assim, o acréscimo da espessura do revestimento independe do material utilizado nas camadas, sendo que o valor depende apenas do tráfego. Ou seja, verificou-se que para os diferentes tipos de estruturas de pavimento propostos, com diversas combinações de camadas e seus materiais constituintes, empregou-se a mesma espessura de revestimento.

Os modelos de fadiga utilizados nesse projeto retornaram resultados com grande diferença, o que não era esperado para um mesmo critério. A verificação pelo modelo proposto por Preussler (1983) aprovou apenas duas estruturas (2 e 4), enquanto que para o proposto por Pinto (1991), nenhuma das estruturas estariam suscetíveis a ocorrência de fadiga. A existência de diversos modelos para cada tipo de critério de ruptura, seja deformação permanente, deflexão ou fadiga, não permite adquirir confiabilidade na implantação de estruturas a partir dos resultados gerados. Isso torna-se ainda mais grave em situações que geram resultados significativamente diferentes uns dos outros, como foi no caso desse projeto. É importante ressaltar que esses modelos foram formulados em laboratórios com condições específicas para cada experimento.

Com o surgimento de novos materiais para pavimentação atualmente, o método brasileiro de dimensionamento de pavimentos torna-se obsoleto ao tratar-se dos materiais de maneira generalizada através do coeficiente estrutural (K). Ao se considerar as propriedades dos materiais, como módulo de resiliência e coeficiente de Poisson, tem-se o conhecimento do comportamento mecânico do pavimento de maneira mais detalhada, o que permite uma otimização de dimensionamento e redução de custos de implantação. Isso acontece, por exemplo, quando onde utiliza-se materiais nobres com alto módulo de resiliência e que poderiam ter espessuras reduzidas de suas camadas. No entanto, o método do DNER não considera esses fatores, podendo superdimensionar a estrutura final de um pavimento.

Por outro lado, também pode ocorrer o subdimensionamento ao utilizar materiais de nobreza mais baixa, como a brita graduada simples (BGS), como foi verificado nesse projeto após ter realizado a análise mecanicista nas estruturas propostas. Portanto, isso permite concluir a imprecisão do método do DNER para dimensionamento de pavimentos asfáltico flexível, pelo menos para casos com alto volume de tráfego.

Em relação à análise de custo direto de implantação das estruturas dimensionadas pelo DNIT, percebeu-se que a estrutura 1 foi a mais inviável segundo as verificações dos critérios de ruptura através dos modelos (fadiga, deflexão e deformações permanentes) propostos nesse

projeto. Além disso, também foi a estrutura que resultou com maior custo direto de implantação entre as estruturas. Por outro lado, mesmo utilizando-se materiais mais nobres com maior valor agregado, a estrutura 4 foi a que satisfaz todos os modelos e ao mesmo tempo obteve o resultado mais econômico de implantação (R\$364,959.00/Km). Isso pode ser explicado pela redução de espessura que pode ser alcançada ao usar materiais com maior nobreza (alto módulo de resiliência), pois esses materiais possuem melhor desempenho ao absorver as cargas do tráfego solicitante. Portanto, conclui-se também a ineficiência do DNIT quanto a questão econômica para dimensionamento de pavimentos para alto volume de tráfego.

Atualmente, com a modernização do tráfego brasileiro, influência das intempéries de um clima majoritariamente tropical e grande parte da produção brasileira ser escoada pelo modal rodoviário, percebe-se a importância de uma análise mais detalhada dos pavimentos para que não ocorra a ruptura prematura da estrutura. A manutenção do pavimento também tem grande importância para garantir seu desempenho. A análise mecanicista baseia-se em parâmetros diferentes dos considerados no método do DNER, assim sendo apenas uma ferramenta que complementa o modelo brasileiro. Com essa combinação, o dimensionamento torna-se mais confiável permitindo as previsões de novas condições de carregamento e também de defeitos recorrentes em uma estrutura. Entre esses defeitos, a avaliação de fadiga e deformação permanente apenas são possíveis por meio da análise mecanicista.

Para futuros estudos, recomenda-se a utilização de dados de tráfego mais detalhados na questão da divisão das categorias dos veículos comerciais. Com isso, pode-se calcular o fator veículo de forma mais apropriada para o tráfego estudado. A projeção de crescimento do fluxo a partir de estudo da região também contribuiria para um dimensionamento mais preciso e específico da via estudada. O dimensionamento de outras alternativas de pavimento, com diferentes materiais constituindo suas camadas, poderia trazer resultados satisfatórios em relação a resistência aos critérios de ruptura e até mesmo na questão de custo. Assim, podendo ser comparados com os resultados obtidos para a estrutura escolhida nesse projeto. A verificação por meio de outros modelos de fadiga, deformação e deflexão mais específicos para esse tipo de estrutura de pavimento, poderia retornar respostas mais confiáveis.

Referências

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L.B., MOTTA LMG, CERATTI JAP, SOARES JB. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.

BEZERRA NETO, R. S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Transportes, USP, São Carlos, São Paulo, 2004.

BROWN, S. F.; HIDE, A. F. L. **Significance of cyclic confining stress in repeated – load triaxial testing of granular material**. Transportation Research Record, Washington, 16 dez. 1975.

CASTRO, B. A. C. de. **Construção de estradas e vias urbanas**. UFMG, Belo Horizonte, 2012. Disponível em: <<http://trenadaamazonia.com.br/tb13.pdf>>. Acesso em: 15 jun. 2017.

COUTINHO, J.C.P. **Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico - Empírico aplicada a um trecho**. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da UFOP, Ouro Preto, 2011.

DNER. **DNER 011/79 – PRO: Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. Rio de Janeiro: IPR, 1979.

DNIT. **Manual de Pavimentação**. 3. ed. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 2006.

_____. **DNIT 008/2003 – PRO: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos: procedimento**. Rio de Janeiro: IPR, 2003.

_____. **SICRO 3 (Com desoneração)**: Minas Gerais – Janeiro 2017. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/custos-e-pagamentos/sicro/sudeste/minas-gerais>>. Acesso em: 15 julho 2017.

FERREIRA, F. A. **Análise do dimensionamento de pavimentos asfálticos utilizando o programa SISPAVBR**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

FLATOUT. **Cinco fatores que tornam o asfalto brasileiro tão ruim**. Disponível em: <<https://www.flatout.com.br>>. Acesso em: 15 jun. 2017.

FONTANELLA, S. C. **Pavimentação: Aulas Teóricas**. Faculdade de Engenharia Civil da UFU, Uberlândia, 2010.

FRANCO, F.A.C.P. **Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

GUNZI, A. **Pavimentos de Concreto e Estruturas de Dados**. Disponível em: <<https://ideiasesquecidas.com>>. Acesso em: 5 jun. 2017.

HMA. **HMA Pavement Mix Type Selection Guide**. National Asphalt Pavement Association and Federal Highways Administration, 2001.

JOLIET, Y., MALLOT, M. **Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator**, 2º Euroasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

MAGALHÃES, E. S. **Alternativa de projeto de pavimento para o corredor de ônibus da avenida João Naves de Ávila**. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdade de Engenharia Civil da UFU, Uberlândia, 2016.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. 1ª ed., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.

MGORODOVIAS. **Fluxo de tráfego mensal**. Disponível em: <<http://www.mgorodovias.com.br>>. Acesso em: 05 jun. 2017.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis**; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991.

MOTTA, L.M.G. **Noções de Mecânica dos Pavimentos**. Laboratório de Geotecnia - Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Tese de Doutorado. São Paulo, 2010.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Tese de doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991.

PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1983.

SANTOS, A. G. **Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos**. Mestrado Acadêmico em Engenharia Civil da UDESC, Joinville, 2010.

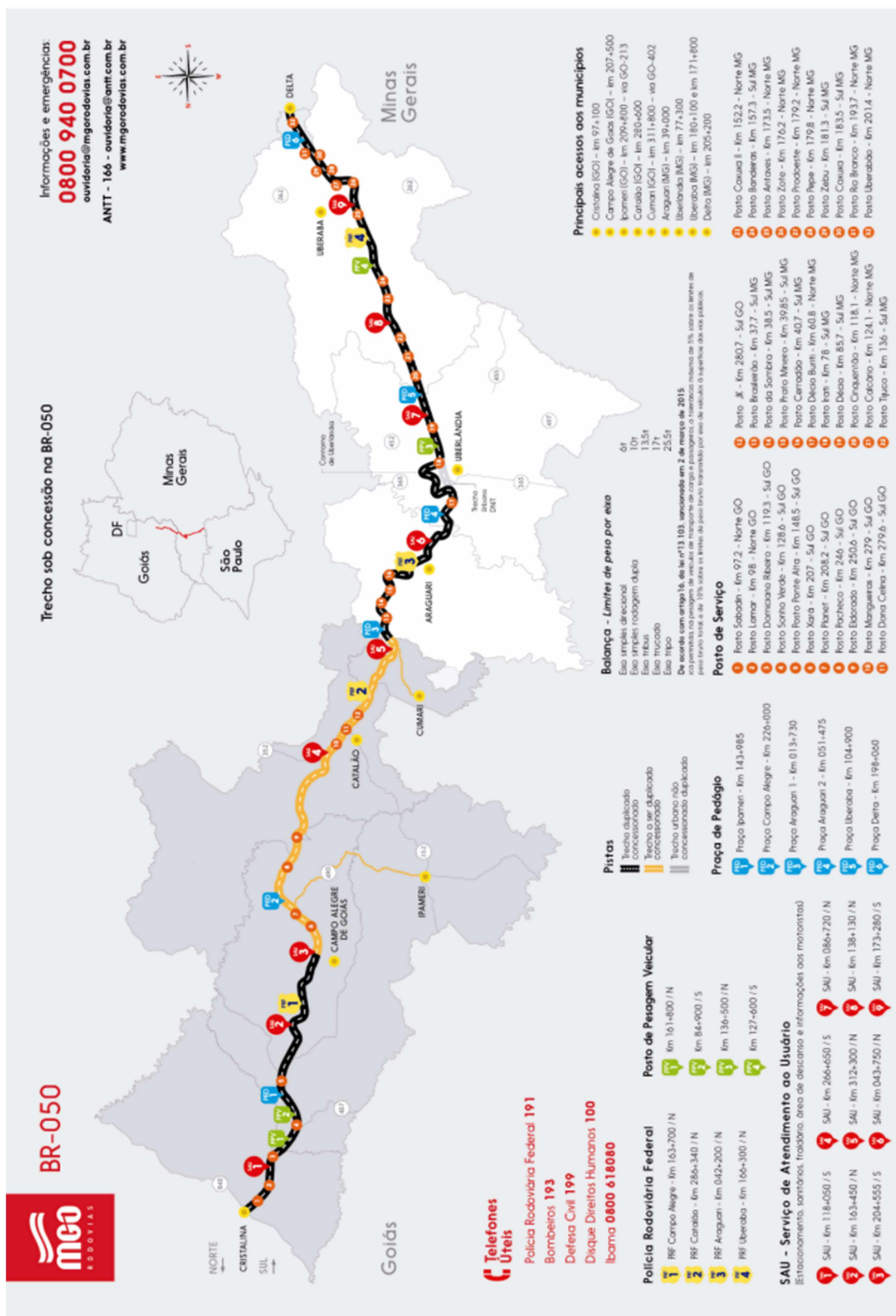
SILVA, N. R. **Caracterização do Regime Climático Regional: uma análise dos parâmetros de temperatura, precipitação e balanço hídrico do Triângulo Mineiro – MG**. Trabalho de Conclusão de Curso. Instituto de Geografia (UFU), Uberlândia, 2010.

SOUZA, R. A. de. **Estudo comparativo dos ensaios de CBR e Mini-CBR para solos de Uberlândia – MG**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2007.

TRB. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Test procedures for characterizing dynamic stress – strain properties of pavement materials**. Special Report. Washington, 1975. Disponível em: < <http://www.trb.org/Publications/Blurbs/153940.aspx>>. Acesso em: 5 junho 2017.

YODER, E.; WITCZAK, M. **Principles of pavement design**. 2. ed. Nova Iorque: John Willey & Sons, 1975.

ANEXO A – Mapa da região sudeste e centroeste que são ligadas pela rodovia BR – 050.



Fonte: MGOrodovias (2017)