



ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS UTILIZANDO O PROGRAMA SISPAVBR

Felipe de Almeida Ferreira

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Prof.^a Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Rio de Janeiro

Dezembro, 2013

Felipe de Almeida Ferreira

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS UTILIZANDO O PROGRAMA SISPAVBR**

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO
DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
ENGENHEIRO CIVIL.

Aprovado por:

Prof.^a Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc. (Orientador)

Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, Ph.D.

Eng.^o Filipe Augusto Cinque de Proença Franco, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

DEZEMBRO DE 2013

Ferreira, Felipe de Almeida

Análise do Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos utilizando o Programa SisPavBR / Felipe de Almeida Ferreira. – Rio de Janeiro: UFRJ / Escola Politécnica, 2013.

XV, 110 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica/Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referencias Bibliográficas: p. 109-110.

1. Análise Estrutural 2. Pavimentos 3. Dimensionamento 4. SisPav 5. Modelo Numérico.

I. Motta, Laura M.G. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Análise do Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos utilizando o Programa SisPavBR.

*Dedico este trabalho aos meus pais Joaquim e Ana, a quem muito admiro e me inspiro,
e sem os quais não teria chegado até aqui.*

Agradecimentos

À Prof.^a Laura Motta, a quem devo este trabalho, por toda a orientação e ensinamentos, paciência e dedicação, fundamentais à conclusão deste.

Ao Eng.^o Filipe Franco pela ajuda com o programa SisPavBR e pela participação na banca avaliadora.

Ao Prof. Francisco Thiago pela participação na banca avaliadora.

À minha namorada Cecília, por ter ficado do meu lado, me ajudando e apoiando, durante todo o tempo dedicado à conclusão deste trabalho.

Aos meus avós Joaquim e Maria, por terem me dado todo o suporte necessário durante a faculdade.

Aos meus pais Joaquim e Ana, por todos os conselhos e apoio nas minhas decisões mais importantes.

Ao meu irmão Marcelo pelas conversas e conselhos nessa reta final.

E por último, aos meus amigos, sempre presentes e que compartilharam comigo todos os momentos vividos dentro e fora das salas de aula.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Análise do Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos utilizando o Programa SisPavBR

Felipe de Almeida Ferreira

Dezembro/2013

Orientador: Prof.^a Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Curso: Engenharia Civil

Neste trabalho foram estudados os métodos empírico e mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos flexíveis com o objetivo de comparar o método de dimensionamento do programa SisPavBR com o método empírico do DNIT e com os resultados obtidos em outros estudos comparativos que usaram programas mecanísticos de computador. Primeiramente são apresentados a base e o roteiro de dimensionamento dos dois métodos e um resumo com os resultados de 3 estudos comparativos. Em seguida é apresentado o resultado do dimensionamento pelo método empírico do DNIT para vários níveis de tráfego e valores de CBR do subleito, resultando nas espessuras usadas na comparação com o SisPavBR, e os resultados da comparação do SisPavBR com outros programas mecanicistas. Como conclusões pode-se citar as limitações do método empírico do DNIT e a versatilidade do método mecanístico-empírico, além da influência de se considerar as camadas da estrutura do pavimento aderidas ou não umas às outras e da necessidade de se investigar este fato.

Palavras-chave: dimensionamento; pavimentos asfálticos; SisPavBR; DNIT.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

Evaluation of Flexible Pavement Design Using the SisPavBR Program

Felipe de Almeida Ferreira

December/2013

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Course: Civil Engineering

This study presents the empirical and mechanistic-empirical design methods for flexible pavements in order to compare SisPavBR program's method of design with DNIT's empirical method and the results obtained in other comparative studies using mechanistic computer programs. First are presented the fundamentals and design procedures of the two methods and a summary of the results of 3 comparative studies. Then the results of the design by the DNIT empirical method for various traffic levels and subgrade CBR values, resulting in thicknesses used in the comparison with the SisPavBR, and results comparing the mechanistic SisPavBR with other programs are presented. In conclusion can be mentioned the limitations of DNIT empirical method and versatility of mechanistic-empirical method, in addition to consider the influence of the layers of the pavement structure adhered or not adhered to each other and the need to investigate this.

Keywords: design; asphalt pavements; SisPavBR; DNIT.

Sumário

Capítulo 1	Introdução	1
Capítulo 2	Revisão Bibliográfica.....	5
	2.1. Breve histórico do método empírico do DNIT....	5
	2.2. Base e roteiro de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico do DNIT.....	6
	2.3. O dimensionamento mecanístico-empírico	16
	2.3.1. Materiais Granulares.....	20
	2.3.2. Solos finos, siltosos ou argilosos	22
	2.3.3. Solos lateríticos.....	23
	2.3.4. Materiais estabilizados com cimento	24
	2.3.5. Misturas asfálticas.....	24
	2.3.6. Critérios de ruptura	27
	2.3.7. Demais considerações.....	29
	2.4. O programa SisPav e sua versão modificada SisPavBR.....	30
	2.5. Comparação entre os métodos: empírico do DNIT e mecanístico-empírico.....	45
	2.5.1. Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará (BENEVIDES, 2000)	46
	2.5.2. Estudo comparativo de três métodos de projeto de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil (BEZERRA NETO <i>et al.</i> , 2005	58
	2.5.3. Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico-Empírico aplicada a um trecho (COUTINHO, 2001).....	65

Capítulo 3	Dimensionamento de pavimentos pelo método do DNIT.....	80
Capítulo 4	Análise de estruturas de pavimentos com o Programa SisPavBR	84
	4.1. Dimensionamento com as espessuras obtidas pelo Método do DNIT	85
	4.2. Comparação dos resultados obtidos por BENEVIDES (2000) utilizando o programa FEPAVE2 com o SisPavBR	100
	4.3. Comparação dos resultados obtidos por BEZERRA NETO <i>et al.</i> (2005) utilizando o programa FEPAVE2 com o SisPavBR	102
	4.4. Comparação dos resultados obtidos por COUTINHO (2011) utilizando o programa SisPav com o SisPavBR	104
Capítulo 5	Conclusões	107
	Referências Bibliográficas.....	109

Índice de Figuras

Figura 2.1:	Fatores de equivalência de operação (DNIT, 2006)	10
Figura 2.2:	Determinação das espessuras do pavimento (DNIT, 2006)	15
Figura 2.3:	Dimensionamento do pavimento (DNIT, 2006)	15
Figura 2.4:	Fluxograma de dimensionamento mecânico (MOTTA, 1991)	17
Figura 2.5:	Esquema do Equipamento triaxial dinâmico de compressão axial (MEDINA, 1997 <i>apud</i> MOTTA, 2003)	19
Figura 2.6:	Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos a um ciclo de carregamento (LEKARP <i>et al.</i> , 2000a <i>apud</i> FRANCO, 2007).....	20
Figura 2.7:	Classificação resiliente de solos granulares (Manual DNER-1996 <i>apud</i> MOTTA, 2003)	21
Figura 2.8:	Esquema do ensaio de CD e foto do equipamento (MOTTA, 2003)	26
Figura 2.9:	Exemplo de trincamento tipo couro de jacaré, fadiga de revestimentos asfálticos (MOTTA, 2003)	27
Figura 2.10:	Exemplo de deformação permanente em pavimento asfáltico (FRANCO, 2007)	28
Figura 2.11:	Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos proposto na tese FRANCO (2007)	32
Figura 2.12:	Aba <Estrutura> do programa AEMC (FRANCO, 2007)	33
Figura 2.13:	Aba <Carregamento> do programa AEMC (FRANCO, 2007)	34
Figura 2.14:	Aba <Resultados> do programa AEMC (FRANCO, 2007)	34
Figura 2.15:	Fluxograma do cálculo do módulo de resiliência da camada asfáltica utilizado no programa PAVE (FRANCO, 2000 <i>apud</i> FRANCO, 2007)	37
Figura 2.16:	Sistema de coordenadas utilizado no método de dimensionamento proposto e desenvolvido na tese (FRANCO, 2007)	38
Figura 2.17:	Pontos de análise para consideração da variação lateral do método desenvolvido na tese (FRANCO, 2007)	38

Figura 2.18:	Fluxograma simplificado do tratamento do tráfego no método de dimensionamento desenvolvido na tese (FRANCO, 2007)	39
Figura 2.19:	Detalhes da aba <ESTRUTURA> do programa SisPavBR – v.2.0.5.0	43
Figura 2.20:	Detalhes da aba <MODELAGEM> do programa SisPavBR – v.2.0.5.0	43
Figura 2.21:	Detalhes da aba <CARREGAMENTO> do programa SisPavBR – v.2.0.5.0.....	44
Figura 2.22:	Detalhes da aba <CLIMA> do programa SisPavBR – v.2.0.5.0	44
Figura 2.23:	Detalhes da aba <RESULTADOS> do programa SisPavBR – v.2.0.5.0	45
Figura 2.24:	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecânico para os tráfegos médio (N=106), pesado (N=107) e muito pesado (N=108), considerando-se o subleito argiloso e a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; G') (BEZERRA NETO et al., 2005).....	62
Figura 2.25:	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecânico para os tráfegos médio (N=106), pesado (N=107) e muito pesado (N=108), considerando-se o subleito argiloso e a base de Solo Argiloso-Brita (30/70) (BEZERRA NETO et al., 2005)	63
Figura 2.26:	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecânico para os tráfegos médio (N=106), pesado (N=107) e muito pesado (N=108), considerando-se o subleito arenoso e a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4; A) (BEZERRA NETO et al., 2005).....	63
Figura 2.27:	Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecânico para os tráfegos médio (N=106), pesado (N=107) e muito pesado (N=108), considerando-se o subleito arenoso e a base de Solo Arenoso-Brita (50/50) (BEZERRA NETO et al., 2005)	64
Figura 2.28:	Desenho da área de contato dos dois pneus por eixo de um bombardeiro B-29 (TURNBULL et al., 1952 apud COUTINHO, 2011)	74
Figura 3.1:	Gráfico CBRSL versus Espessura total do pavimento para vários números N.....	83

Índice de Tabelas

Tabela 2.1:	CBR _{IG} a partir do Índice de Grupo (IG) (SOUZA, 1981)	7
Tabela 2.2:	Granulometria para base granular (DNIT, 2006).....	8
Tabela 2.3:	Fator de equivalência para eixo tandem triplo (SOUZA, 1981).....	11
Tabela 2.4:	Coefficiente de equivalência estrutural (DNIT, 2006).....	12
Tabela 2.5:	Espessura mínima de revestimento betuminoso (DNIT, 2006).....	14
Tabela 2.6:	Classificação dos solos finos pelo Método Indireto (Manual do DNER, 1996 <i>apud</i> MOTTA, 2003)	23
Tabela 2.7:	Umidade de ensaio, equações do módulo resiliente e correlação, trecho: Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000)	46
Tabela 2.8:	Umidade de ensaio, equações do módulo resiliente e correlação, trecho: Messejana-Aquiraz (BENEVIDES, 2000).....	46
Tabela 2.9:	Umidade de ensaio, equações do módulo resiliente e correlação, trecho: Fortaleza-Pacajús (BENEVIDES, 2000)	47
Tabela 2.10:	Módulo resiliente (M_R), resistência à tração estática (σ_r r), relação M_R/σ_r dos revestimentos asfálticos dos trechos em estudo (BENEVIDES, 2000)	47
Tabela 2.11:	Número N e valores dos critérios de aceitação para os trechos em estudo (BENEVIDES, 2000).....	48
Tabela 2.12:	Parâmetros para dimensionamento do trecho Fortaleza-Pacajús (BENEVIDES, 2011).....	48
Tabela 2.13:	Parâmetros para dimensionamento do trecho Messejana-Aquiraz (BENEVIDES, 2000).....	49
Tabela 2.14:	Parâmetros para dimensionamento do trecho Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000).....	49
Tabela 2.15:	Resultados do FEPAVE2, alternativas 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7, trecho Fortaleza-Pacajús (BENEVIDES, 2000)	50

Tabela 2.16:	Resultados do FEPAVE2, Alternativas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10, trecho Messejana-Aquiraz (BENEVIDES, 2000).....	53
Tabela 2.17:	Resultados do FEPAVE2, Alternativas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, trecho Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000)	56
Tabela 2.18:	Resultados dos ensaios de compactação e CBR para os materiais de subleito e base (NETO <i>et al.</i> , 2005).....	59
Tabela 2.19:	Modelos determinados para os módulos de resiliência dos materiais geotécnicos utilizados na pesquisa (BEZERRA NETO <i>et al.</i> , 2005)	59
Tabela 2.20:	Propriedades mecânicas do CBUQ utilizado na pesquisa (BEZERRA NETO <i>et al.</i> , 2005).....	59
Tabela 2.21:	Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-A e TIPO-B com confiabilidade de 50% deste estudo (COUTINHO, 2011)	72
Tabela 2.22:	Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-C com confiabilidade de 50% deste estudo (COUTINHO, 2001)	72
Tabela 2.23:	Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-D com confiabilidade de 50% deste estudo (COUTINHO, 2011)	73
Tabela 2.24:	Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-D com confiabilidade de 95% (COUTINHO, 2011)	73
Tabela 2.25:	Composição dos eixos por faixa e suas cargas respectivas (COUTINHO, 2011)	74
Tabela 2.26:	Resultados dos cálculos executados pelo SisPav para os pavimentos TIPO-A, AJ, B, C e D (COUTINHO, 2011).....	75
Tabela 2.27:	Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-A-2 e TIPO-B-2 com confiabilidade de 50% (COUTINHO, 2011)	76
Tabela 2.28:	Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-C-2 com confiabilidade de 50% (COUTINHO, 2011)	76
Tabela 2.29:	Resultados calculados pelo SisPav para o pavimento com camada asfáltica equivalente (COUTINHO, 2011)	76
Tabela 2.30:	Resultados calculados pelo SisPav para confiabilidade de 95% para 4 situações diferentes a serem usadas no método de Rosenblueth (COUTINHO, 2011)	77

Tabela 3.1:	Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^6$	80
Tabela 3.2:	Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^7$	80
Tabela 3.3:	Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 5 \times 10^7$	81
Tabela 3.4:	Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^8$	81
Tabela 3.5:	Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^9$	81
Tabela 4.1:	Módulos de Resiliência combinados no dimensionamento com o SisPavBR 2.0.6.0	85
Tabela 4.2:	Valores usuais de Módulo de Resiliência ou Elasticidade de materiais de pavimentação (DER-SP, 2006 <i>apud</i> FONSECA, 2013).....	86
Tabela 4.3:	Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^6$	86
Tabela 4.4:	Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^7$	90
Tabela 4.5:	Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 5 \times 10^7$	93
Tabela 4.6:	Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^8$	94
Tabela 4.7:	Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^9$	95
Tabela 4.8:	Dimensionamento da estrutura do pavimento realizada com o programa SisPavBR – Camadas não aderidas.....	98
Tabela 4.9:	Dimensionamento da estrutura do pavimento realizada com o programa SisPavBR – Camadas aderidas	99
Tabela 4.10:	Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR, utilizando dados do trecho Fortaleza-Pacajús	101

Tabela 4.11: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR, utilizando dados do trecho Messejana-Aquiraz	101
Tabela 4.12: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR, utilizando dados do trecho Pajuçana-Pacatuba	102
Tabela 4.13: Parâmetros de entrada usados no SisPavBR.....	103
Tabela 4.14: Verificação da vida de projeto através do SisPavBR.....	104
Tabela 4.15: Estrutura e parâmetros utilizados na comparação com COUTINHO (2011) para pavimento TIPO-A	105
Tabela 4.16: Estrutura e parâmetros utilizados na comparação com COUTINHO (2011) para pavimento TIPO-A-2	106

Capítulo 1

Introdução

O pavimento rodoviário é um sistema em camadas, constituído de materiais distintos, construído sobre a superfície final de terraplenagem, destinado, técnica e economicamente, a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança (BERNUCCI *et al.*, 2006; MOTTA, 2003).

Dependendo do tipo de revestimento, pode ser classificado em dois tipos básicos: rígidos (concreto-cimento) ou flexíveis (pavimentos asfálticos) (BERNUCCI *et al.*, 2006).

A escolha dos materiais que constituem o pavimento foi por décadas baseada em critérios que se baseiam em ensaios empíricos. Nos dias atuais, em função do desenvolvimento de novos métodos de laboratório apoiados em entendimento mais adequado do comportamento dos pavimentos, esta prática está sendo revista, inclusive no que diz respeito ao dimensionamento da estrutura do pavimento, levando em conta os conceitos da chamada “Mecânica dos Pavimentos” (MOTTA, 2003).

O dimensionamento de um pavimento consiste em determinar as espessuras das camadas que o constituem (revestimento, base, sub-base e reforço do subleito) de forma que estas resistam e transmitam ao subleito as pressões impostas pelo tráfego, sem levar o pavimento à ruptura ou a deformações e desgastes excessivos, mantendo sua condição operacional ao longo de um período de projeto determinado (FRANCO, 2007).

No caso dos pavimentos asfálticos, objeto deste trabalho, o dimensionamento deve assegurar que a passagem dos eixos dos veículos não cause o trincamento excessivo da camada de revestimento por fadiga e, ainda, garantir que as espessuras das camadas sejam capazes de minimizar os efeitos do afundamento da trilha de roda, considerando a deformabilidade dos materiais (FRANCO, 2007).

Na realidade, dimensionar a estrutura de pavimentos asfálticos requer o conhecimento de variáveis de difícil previsão e modelagem, como as características dos materiais, seu comportamento em relação à aplicação de cargas e o tipo de resposta da estrutura quanto à variação das condições climáticas (FRANCO, 2007).

No Brasil, o método empírico de dimensionamento de pavimentos flexíveis desenvolvido em 1966 pelo extinto DNER, atual DNIT, é até hoje o mais utilizado. Baseado em regras desenvolvidas a partir de observações e experiência com certos tipos de pavimentos, para certos materiais de pavimentação e condições específicas de clima. Este método empírico apresenta caráter generalista, em função de ensaios de CBR, onde várias situações são tratadas de forma simplificada. Sua maior limitação é que não pode ser generalizado com confiabilidade para outras condições senão àquelas para o qual foi desenvolvido, levando a uma análise superficial sobre a situação e especificidades das diversas variáveis que influenciam no desempenho funcional e estrutural de um pavimento (FRANCO, 2007; COUTINHO, 2011).

Essa condição empírica dos métodos de dimensionamento de pavimentos tem sido tópicos de discussão entre os engenheiros rodoviários durante muitos anos. Diversas instituições no mundo todo estão pesquisando e desenvolvendo métodos modernos e analíticos de dimensionamento de pavimentos asfálticos, que variam desde métodos simplificados a muito complexos (FRANCO, 2007).

Porém, mesmo já existindo ferramentas atuais de análises de pavimentos, que utilizam métodos mecanicistas, a maioria dos projetos no Brasil são ainda realizados por meio do método de dimensionamento empírico. Segundo FRANCO (2007), isso acontece, em parte, devido à necessidade de uma mudança de cultura na comunidade da pavimentação brasileira, que é dificultada, dentre outros fatores, devido à falta de uma metodologia mecanística de utilização simples e que produza uma percepção confiável nos resultados.

Gradativamente, está se buscando um entendimento mais analítico do problema e tentando, com isso, reduzir a parcela do empirismo, inevitável no atual estado da arte. Neste enfoque analítico, o pavimento é tratado como uma estrutura de engenharia e seu comportamento mecânico é avaliado em função do carregamento e da resistência dos materiais, assim como é feito com as estruturas de aço ou concreto. Ademais, relacionam-se as tensões de tração na base da camada asfáltica com a formação de trincas no revestimento do pavimento ou as deformações verticais com o desenvolvimento do afundamento de trilha de roda. Essas teorias, porém, não modelam alguns fatores que devem ser observados no dimensionamento de um sistema em camadas, em que as propriedades variam com o tempo e com as condições ambientais, e

que tem a deterioração acumulada com a passagem das cargas variáveis em intensidade, distribuição e velocidade. Por isso a parcela de empirismo acaba sendo inevitável, com a aplicação dos fatores de calibração campo-laboratório sobre os modelos desenvolvidos em laboratório (MOTTA, 1991; LEKARP *et al.* 2000a *apud* FRANCO, 2007).

De acordo com FRANCO (2007) essa necessidade da modelagem mecanística-empírica vem da busca constante de se melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo que seja possível utilizar materiais para os quais ainda não se tenha experiência suficiente em campo, além de se considerar os efeitos das condições ambientais e de tráfego, diferentes daquelas para as quais os métodos empíricos foram desenvolvidos.

Este tem sido o caminho que a COPPE/UFRJ tem desenvolvido desde 1977, por meio de diversos estudos como PREUSSLER (1978), SVENSON (1980), MOTTA (1991) e PINTO (1991). A Mecânica dos Pavimentos, pelo conhecimento do comportamento resiliente dos materiais, utilizando os ensaios dinâmicos de caracterização dos solos e misturas asfálticas, assim como a análise de tensões e deformações de caráter não-linear dos sistemas em camadas realizada por técnicas computacionais, tem buscado desenvolver e aperfeiçoar o dimensionamento dos pavimentos asfálticos (BENEVIDES *et al.*, 2000).

Com isso, o presente trabalho tem como objetivo estudar o método de dimensionamento mecanístico-empírico expresso no programa SisPavBR, desenvolvido na COPPE/UFRJ por Filipe Franco, em 2007 e atualizado em 2013, dentro do desenvolvimento da pesquisa da Rede Temática de Asfalto – COPPE/CENPES. A atual versão recebeu o nome de SisPavBR v.2.0.6.0.

Para isso, o método mecanístico-empírico de dimensionamento do programa SisPavBR será comparado com o método empírico do DNIT e com os resultados obtidos de outros estudos comparativos que utilizaram os programas FEPAVE2 e o SisPav, em sua primeira versão.

Dentro desse cenário, o trabalho foi dividido nos seguintes capítulos:

No Capítulo 2 serão apresentados os métodos de dimensionamento objeto do estudo, com um histórico do método de dimensionamento do DNIT e um resumo do

programa SisPavBR (FRANCO, 2013), além dos critérios e roteiros de cálculo do método empírico de dimensionamento do DNIT e do dimensionamento mecanístico-empírico. Ao final serão apresentados três estudos de outros autores comparando os dois métodos.

O Capítulo 3 mostra algumas estruturas dimensionadas pelo método empírico do DNIT, adotando-se valores característicos de CBR e de tráfego, que servirão de modelo para a comparação com o SisPavBR. Também são feitos comentários sobre as características observadas com relação ao método.

No Capítulo 4 são apresentadas as análises comparativas realizadas com o SisPavBR. Foram comparados os resultados obtidos do dimensionamento pelo método do DNIT e com os resultados de outros 3 estudos usando o método mecanístico-empírico.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões acerca dos métodos estudados e das análises comparativas realizadas.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1. Breve histórico do método empírico do DNIT

No Brasil o início da execução de pavimentos asfálticos se deu de forma efetiva na década de 1950. E foi na década de 1960 que o Eng. Murillo Lopes de Souza propôs um novo método de dimensionamento de pavimentos, que é ainda hoje o método empírico de dimensionamento do DNIT. Baseou-se na adaptação do método desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE), que originalmente era destinado a pavimentos de aeroportos, e que utiliza o ensaio de índice suporte Califórnia (CBR), feita por Turnbull e outros em 1962 (MEDINA e MOTTA, 2005). O método do DNIT também considera o conceito de coeficiente de equivalência estrutural estabelecido na Pista experimental da *American Association of State Highway Officials* (AASHO) (SOUZA, 1966; COUTINHO, 2011).

O método CBR, criado no final da década de 1920 pela Divisão de Rodovias da Califórnia, com a coordenação de O. J. Porter, foi estabelecido a partir do estudo sobre as condições das rodovias no estado. Foram estudados os fatores que teriam influenciado a ruptura do pavimento nessas rodovias e foi constatado que as principais causas das rupturas eram a má compactação, o excesso de umidade no subleito, as espessuras de base insuficientes e as bases compostas por materiais com pouca resistência à tensão cisalhante (SOUZA, 1966; COUTINHO, 2011).

Diante dessas constatações foi criado o ensaio CBR, um método que levou em conta a necessidade de um dimensionamento que analisasse e considerasse as características que influenciam o desempenho estrutural do pavimento. É um ensaio simples e de rápida execução, podendo ser utilizado em materiais argilosos e arenosos. O ensaio CBR supria as dificuldades encontradas nos ensaios de campo e submetia o material a condições extremas com os padrões possíveis à época (início do século XX) (SOUZA, 1966; COUTINHO, 2011).

Portanto, o método de dimensionamento com base no ensaio de CBR, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) acrescido do conceito de coeficiente estrutural da AASHO, foi a base principal do método do

antigo DNER, atual DNIT, mas que teve modificações importantes feitas pelo Eng. Murillo, exclusivamente (SOUZA, 1966; COUTINHO, 2011).

O ensaio de CBR foi introduzido no Brasil no fim da década de 1940, tendo tido o Laboratório Central do DNIT papel importante na sua divulgação (MEDINA e MOTTA, 2005).

2.2. Base e roteiro do dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico do DNIT

O método de dimensionamento de pavimentos do DNIT tem como base o trabalho "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume", da autoria de W.J. Turnbull, C.R. Foster e R.G. Ahlvin, do Corpo de Engenheiros do Exército dos E.E.U.U. e conclusões obtidas na Pista Experimental da AASHTO, ambos de 1962. É feito em função da capacidade de suporte do subleito, medida pelo CBR (DNIT, 2006).

A Capacidade de Suporte do subleito e dos materiais constituintes dos pavimentos é feita pelo CBR, adotando-se o método de ensaio preconizado pela Norma DNER-ME 049/94 (DNIT, 2006).

Quando se deseja e for justificável uma segurança maior, em vez do CBR, pode-se usar um CBR corrigido em função do Índice de Grupo (IG), que é denominado Índice de Suporte (IS), dado por (SOUZA, 1981):

$$IS = \frac{CBR + CBR_{IG}}{2} \quad (2.1)$$

desde que $IS \leq CBR$, onde,

CBR – Valor determinado no ensaio respectivo e nas condições descritas anteriormente;

CBR_{IG} – Valor dado pela Tabela 2.1.

O Índice de Grupo é um número empírico obtido pela expressão seguinte (DNIT, 2006):

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd \quad (2.2)$$

onde,

a = % de material que passa na peneira nº 200, menos 35. Se a % obtida nesta diferença for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35. (a varia de 0 a 40);

b = % de material que passa na peneira nº 200, menos 15. Se a % obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15. (b varia de 0 a 40);

c = Valor do Limite de Liquidez menos 40. Se o Limite de Liquidez for maior que 60, adota-se 60; se for menor que 40, adota-se 40 (c varia de 0 a 20);

d = Valor de Índice de Plasticidade menos 10. Se o índice de Plasticidade for maior que 30, adota-se 30; se for menor que 10, adota-se 10 (d varia de 0 a 20).

Foi este valor o primeiro a ser usado como estimativa da capacidade de carga de um solo no primeiro método brasileiro, também desenvolvido pelo Engº Murillo Lopes de Souza, em 1961.

Tabela 2.1: CBR_{IG} a partir do Índice de Grupo (IG) (SOUZA, 1981).

Índice de Grupo (I.G.)	C.B.R. I.G.
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

Os materiais do subleito devem apresentar uma expansão, medida no ensaio C.B.R., menor ou igual a 2% e um C.B.R. \geq 2% (SOUZA, 1981).

Os materiais empregados nas outras camadas do pavimento devem atender a algumas especificações, como segue (DNIT, 2006):

a) materiais para reforço do subleito devem apresentar CBR maior que o do subleito e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb);

b) materiais para sub-base devem apresentar C.B.R. $\geq 20\%$, I.G. = 0 e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb);

c) materiais para base devem apresentar CBR $\geq 80\%$ e expansão $\leq 0,5\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb), limite de liquidez (LL) $\leq 25\%$ e índice de plasticidade (IP) $\leq 6\%$, sendo que se o equivalente de areia for superior a 30, o LL e o IP não precisam satisfazer as condições.

Os materiais para base granular devem se enquadrar em uma das faixas granulométricas mostradas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Granulometria para base granular (DNIT, 2006).

Tipos	Para $N > 5 \times 10^6$			Para $N < 5 \times 10^6$			Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	± 7
1"	-	75 - 90	100	100	100	100	± 7
3/8"	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100	-	-	± 7
Nº 4	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85	55 - 100	10 - 100	± 5
Nº 10	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70	40 - 100	55 - 100	± 5
Nº 40	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45	20 - 50	30 - 70	± 2
Nº 200	2 - 8	5 - 15	5 - 15	10 - 25	6 - 20	8 - 25	± 2

Além disso, a fração que passa pela peneira nº 200 deve ser inferior a 2/3 da fração que passa pela peneira nº40 e a fração graúda deve apresentar um desgaste no ensaio Los Angeles igual ou inferior a 50 (DNIT, 2006).

Quanto ao tráfego, o pavimento é dimensionado em função do número equivalente N de operações de um eixo tomado como padrão, durante o período de projeto escolhido. Fatores de equivalência de operação entre eixos simples e em “tandem”, com diferentes cargas e o eixo simples padrão com carga de 8,2t podem ser encontrados na Figura 2.1 (DNIT, 2006).

Para o cálculo de N, deve-se antes calcular o volume médio e o volume total de tráfego na via de projeto.

O volume médio de tráfego pode ser dado por:

$$Vm = \frac{V_1 \left[2 + \frac{(P-1)t}{100} \right]}{2} \quad (2.3)$$

onde,

V_1 – volume médio diário de tráfego no ano de abertura, em um sentido;

t – taxa de crescimento anual (%) em progressão aritmética;

P – período de anos.

O volume total de tráfego V_t , (num sentido) durante o período, será:

$$V_t = 365 \cdot P \cdot Vm \quad (2.4)$$

Admitindo-se uma taxa t (%) de crescimento anual em progressão geométrica, o volume total do tráfego, V_t , será:

$$V_t = \frac{365 \cdot V_1 \left[\left(1 + \frac{t}{100} \right)^P - 1 \right]}{\frac{t}{100}} \quad (2.5)$$

Conhecido V_t , calcula-se N :

$$N = V_t \cdot FE \cdot FC = V_t \cdot FV \quad (2.6)$$

onde:

FE – fator de eixos, número que multiplicado pelo número de veículos dá o número de eixos correspondentes;

FC – fator de carga, número que multiplicado pelo número de eixos que operam dá o número de eixos equivalentes ao eixo padrão;

FV – fator de veículo, número que multiplicado pelo número de veículos que operam, dá diretamente o número de eixos equivalentes ao eixo padrão.

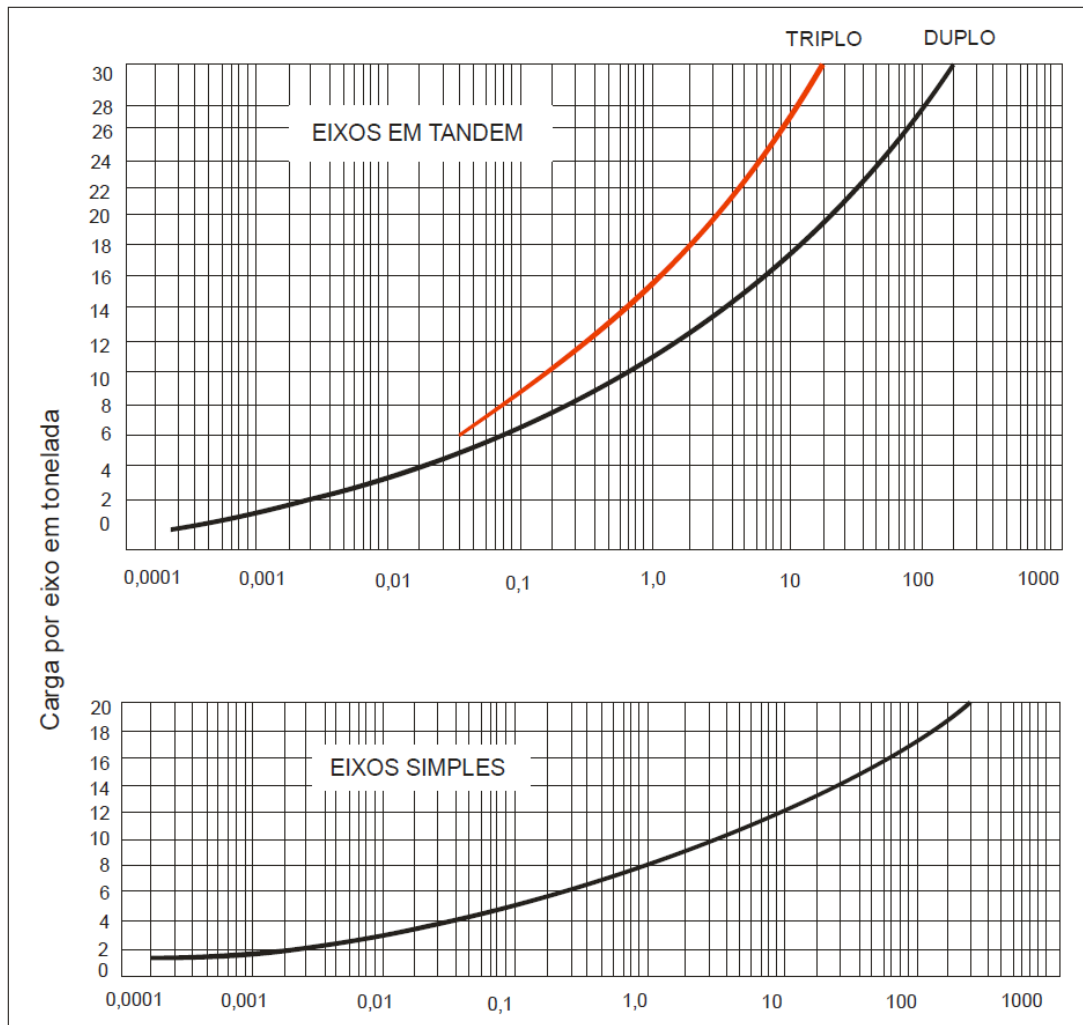


Figura 2.1: Fatores de equivalência de operação (DNIT, 2006).

Geralmente calcula-se o fator de veículos FV, através da seguinte fórmula:

$$FV = \frac{\sum(P_i) \cdot (FV_i)}{100} \quad (2.7)$$

onde:

P_i – percentagem com que cada categoria de veículos ocorre na estrada;

FV_i – fator de veículos individual para cada categoria de veículo.

O DNIT classifica os veículos nas seguintes categorias:

a) automóveis;

b) ônibus;

c) caminhões leves, com dois eixos simples, de rodas simples;

d) caminhões médios, com dois eixos, sendo o traseiro de rodas duplas;

e) caminhões pesados, com dois eixos, sendo o traseiro "tandem";

f) reboques e semi-reboques: as diferentes condições de veículos, em unidades múltiplas.

Os FVi para automóveis e caminhões leves (embora calculáveis) são desprezíveis, interessando especialmente, os FVi para caminhões médios, pesados e reboques e semi-reboques (DNIT, 2006).

À época que os fatores de equivalência mostrados na Figura 2.1 em preto foram estabelecidos no trabalho do Corpo de Engenheiros citado (1962) não existiam eixos triplos. Assim, em 1981 o Eng.º Murillo propôs a Tabela 2.3 para eixo triplo, inserida em vermelho na Figura 2.1.

Tabela 2.3: Fator de equivalência para eixo tandem triplo (SOUZA, 1981).

CARGA/EIXO (t)	FATOR DE EQUILALENCIA
6	0,04
8	0,08
10	0,15
12	0,29
14	0,58
16	0,92
18	1,50
20	2,47
22	4,00
24	6,11
26	9,88
28	14,82
30	20,80
32	33,00
34	46,80
36	70,00
38	80,00
40	130,00

Antes de seguir para a última etapa do dimensionamento de um pavimento flexível, que consiste no cálculo das espessuras das camadas, é necessário adotar coeficientes de equivalência estrutural para os diferentes materiais, dados na Tabela 2.4 adotados pelo Eng.º Murillo a partir de valores propostos no trabalho da pista da AASHO de 1962.

Tabela 2.4: Coeficiente de equivalência estrutural (DNIT, 2006).

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

Os coeficientes estruturais são designados, genericamente por:

- Revestimento: KR
- Base: KB
- Sub-base: KS
- Reforço: KRef

Por fim, tem-se o cálculo da espessura das camadas que constituem o pavimento. O gráfico da Figura 2.2 dá a espessura total do pavimento, em função de N e do CBR. Entrando-se no eixo das abcissas com o valor de N, segue-se verticalmente até encontrar a reta representativa da capacidade de suporte CBR, depois, seguindo horizontalmente, encontra-se, no eixo das ordenadas, a espessura do pavimento. Esta espessura é fornecida em termos de material com $K = 1,00$, isto é, em termos de base granular (DNIT, 2006).

Na Figura 2.3 tem-se os símbolos utilizados no dimensionamento do pavimento, onde:

H_m – espessura total de pavimento necessário para proteger um material com CBR ou $IS = m$;

H_n – espessura do topo do revestimento até o início da camada de reforço do subleito;

h_n – espessura da camada do pavimento com CBR ou $IS = n$, representando geralmente o reforço do subleito;

H_{20} – espessura do revestimento + base sobre a sub-base;

h_{20} – espessura de sub-base

B – espessura da base;

R – espessura de revestimento.

Cabe ressaltar, que mesmo que o CBR da sub-base seja superior a 20, a espessura do pavimento necessário para protegê-la é determinada como se esse valor fosse 20 e, por esta razão, usam-se sempre os símbolos, H_{20} e h_{20} (DNIT, 2006).

Uma vez determinadas as espessuras H_m , H_n , H_{20} , pelo gráfico da Figura 2.2, e do revestimento R , através da Tabela 2.5, as espessuras de base B , sub-base h_{20} e reforço do subleito h_n , são obtidas pela resolução sucessiva das seguintes inequações (DNIT, 2006):

$$R \cdot KR + B \cdot KB \geq H_{20} \quad (2.8)$$

$$R \cdot KR + B \cdot KB + h_{20} \cdot KS \geq H_n \quad (2.9)$$

$$R \cdot KR + B \cdot KB + h_{20} \cdot KS + h_n \cdot KRef \geq H_m \quad (2.10)$$

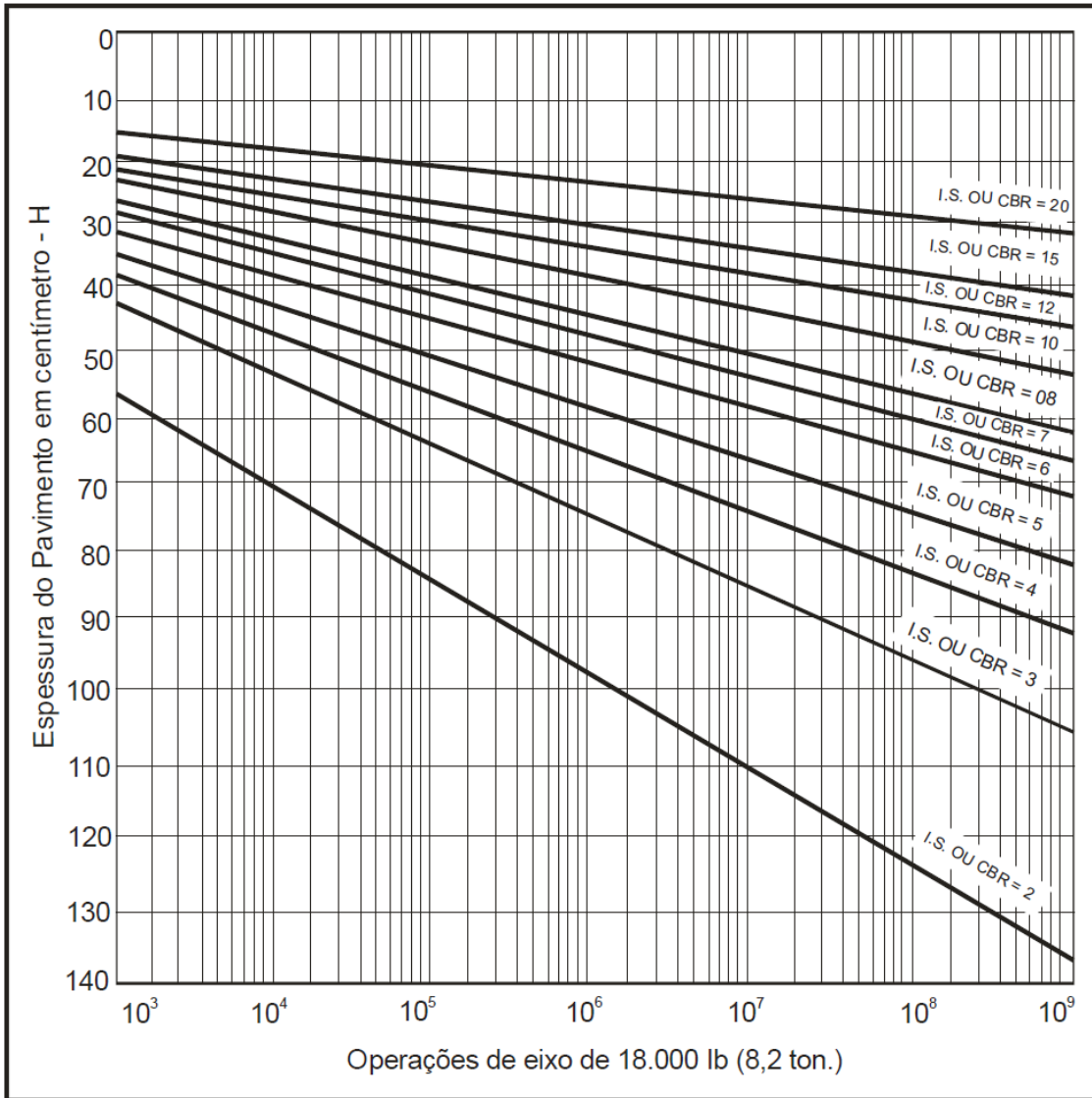
Tabela 2.5: Espessura mínima de revestimento betuminoso (DNIT, 2006).

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

Cabe ressaltar que a fixação de uma espessura mínima para os revestimentos asfálticos é um dos pontos ainda em aberto na engenharia rodoviária, e que os valores adotados na Tabela 2.5, visam especialmente pavimentos com bases de comportamento puramente granular (DNIT, 2006).

A espessura mínima de camadas granulares, segundo SOUZA (1981), é de 10 cm para compactação; 15 cm a espessura total mínima; e 20 cm é a espessura máxima de compactação.

Também é possível adotar um coeficiente que leva em consideração a variação de umidade dos materiais do pavimento durante as diversas estações do ano. O Fator Climático Regional, representado pelo coeficiente FR, deve multiplicar o número N, o que altera a espessura do pavimento. No Brasil, usualmente adota-se $FR=1$ porque o CBR já é feito “saturado” (embebido 4 dias).



$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598}$$

Figura 2.2: Determinação das espessuras do pavimento (DNIT, 2006).

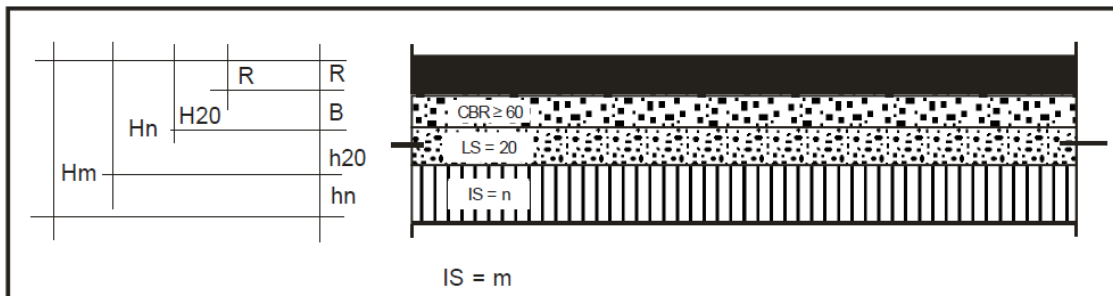


Figura 2.3: Dimensionamento do pavimento (DNIT, 2006).

2.3. O dimensionamento mecanístico-empírico

Segundo MOTTA (2003) os dois principais critérios de ruptura que comandam o dimensionamento de pavimentos de qualquer tipo, no clima tropical, são a fadiga e o afundamento de trilha de roda, que resultam das deformações elásticas e plásticas que acontecem em cada ponto do pavimento a cada passagem de um veículo.

O método mecanístico-empírico tem o objetivo de dimensionar os pavimentos em função principalmente desses dois fatores, levando em consideração as tensões, deformações e deslocamentos que são impostos pelas cargas de tráfego e a capacidade resistente dos materiais que constituem a estrutura (MOTTA, 2003; FRANCO, 2007).

Para o cálculo dessas tensões, deformações e deslocamentos pode-se usar a teoria da elasticidade considerando os materiais segundo dois comportamentos tensão-deformação distintos, quais sejam: comportamento elástico linear e comportamento elástico não-linear (FRANCO, 2007).

No comportamento elástico linear, o Módulo de Resiliência de um determinado material não apresenta variação ao longo de toda a espessura da camada constituída pelo mesmo, ao contrário do que ocorre quando se considera o comportamento elástico não-linear, onde o Módulo de Resiliência do material pode variar ao longo da espessura, sendo então dependente da variação do estado de tensões a que está submetido (MOTTA, 2003).

Os trabalhos de dois autores, especialmente, permitiram aplicar a teoria da elasticidade à pavimentação, sendo possível hoje em dia o cálculo em estruturas de pavimentos com várias camadas. São eles Boussinesq (1885) e Burmister (1943) (FRANCO, 2007).

A teoria desenvolvida por Boussinesq (1885) considera a ação de cargas verticais, concentradas ou uniformemente distribuídas, aplicadas na superfície de meios homogêneos semi-infinitos, elásticos, e isotrópicos (MOTTA, 2003).

Já a teoria da elasticidade de Burmister (1943) foi formulada para meios estratificados, de duas e três camadas elásticas (MOTTA, 2003; FRANCO, 2007), sendo mais adequada à estrutura do pavimento.

A partir daí, e com o auxílio da informática, diversos programas foram desenvolvidos para o cálculo de tensões e deformações em estruturas de camadas elásticas como, por exemplo, o ELSYM5, na Universidade da Califórnia (KOPPERMAN et al. 1986) e o FEPAVE, desenvolvido na Universidade de Berkeley em 1968, muito utilizados no Brasil (MOTTA, 2003; FRANCO, 2007); e o SisPav, desenvolvido na COPPE/UFRJ por Filipe Franco em 2007, que será discutido adiante.

Vários métodos analíticos têm sido desenvolvidos para o dimensionamento de pavimentos asfálticos. Vários autores apresentam diagramas com um procedimento detalhado e bastante característico para a definição das espessuras das camadas da estrutura (FRANCO, 2007). MOTTA (1991) apresentou o diagrama da Figura 2.4, no qual pode-se perceber que os dados de entrada necessários para o dimensionamento são o clima local, os dados dos materiais disponíveis para cada camada e o tipo de material do subleito, os dados do tráfego e dados dos métodos construtivos.

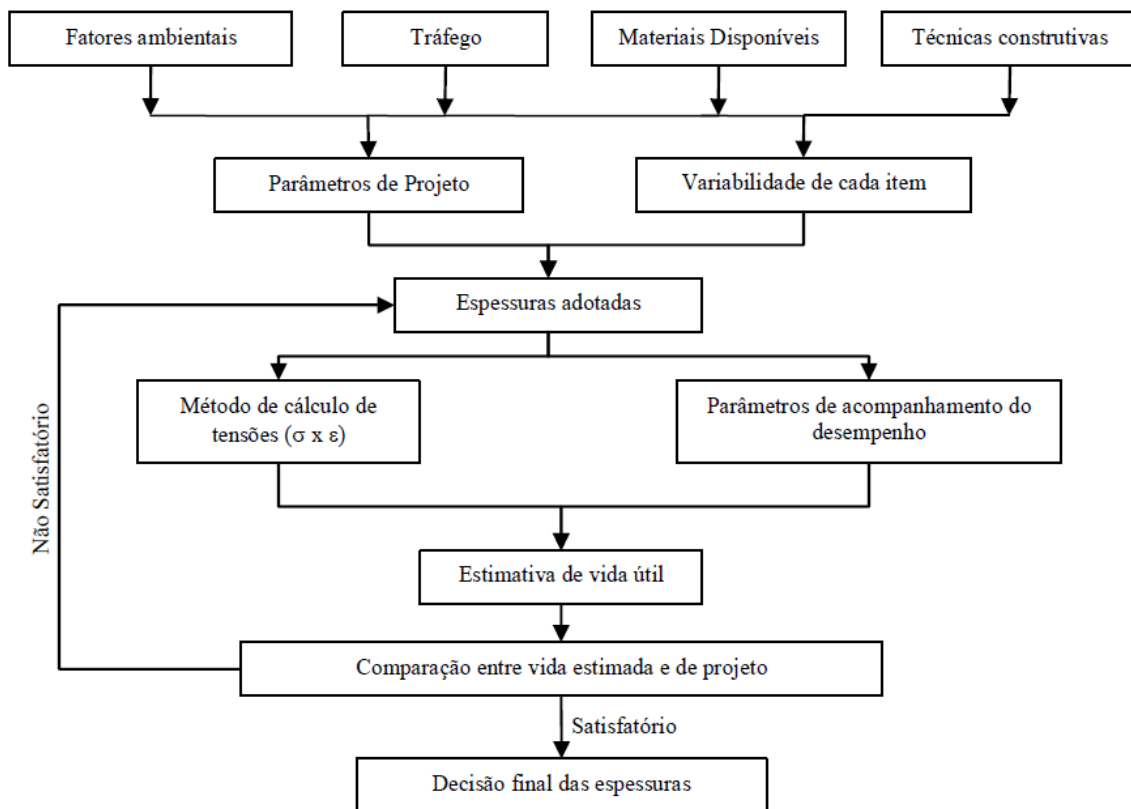


Figura 2.4: Fluxograma de dimensionamento mecânico (MOTTA, 1991).

A etapa do fluxograma relativa ao cálculo das tensões refere-se às oriundas da carga de tráfego imposta à estrutura a partir da repetição do eixo padrão de 8,2t e ao

cálculo das deformações, função dessas tensões, geradas também na estrutura (MOTTA, 1991).

No dimensionamento mecanístico-empírico a estrutura do pavimento é calculada considerando-se as cargas móveis e para baixos níveis de deformações. Para isso, emprega-se ensaios de carga repetida para caracterizar os solos de subleito e das camadas de sub-base e base.

O primeiro ensaio desenvolvido para medir os deslocamentos verticais, também chamados de deflexão, sofridos por um pavimento sujeito a cargas transientes foi realizado por Porter e Barton, em 1938, no órgão rodoviário do estado da Califórnia, nos Estados Unidos (MEDINA, 1997 *apud* MOTTA, 2003).

Em 1951, Francis Hveem realizou o primeiro estudo sistemático para determinar a deformabilidade de pavimentos, relacionando o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes dos pavimentos. O termo resiliente foi usado por Hveem em lugar de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que as que ocorrem nos sólidos elásticos, como o concreto e o aço (MEDINA, 1997 *apud* MOTTA, 2003).

Segundo MOTTA (2003) “o Módulo Resiliente ou de resiliência do solo é definido como a relação entre a tensão-desvio aplicada axial e ciclicamente em um corpo de prova e a correspondente deformação específica vertical recuperável”, podendo ser obtido a partir da seguinte equação:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.11)$$

onde,

M_R - Módulo Resiliente;

σ_d - tensão desvio aplicada repetidamente; e

ε_r - deformação específica axial resiliente.

O Módulo Resiliente pode ser determinado a partir de ensaios triaxiais dinâmicos, cujo desenho esquemático é apresentado na Figura 2.5.

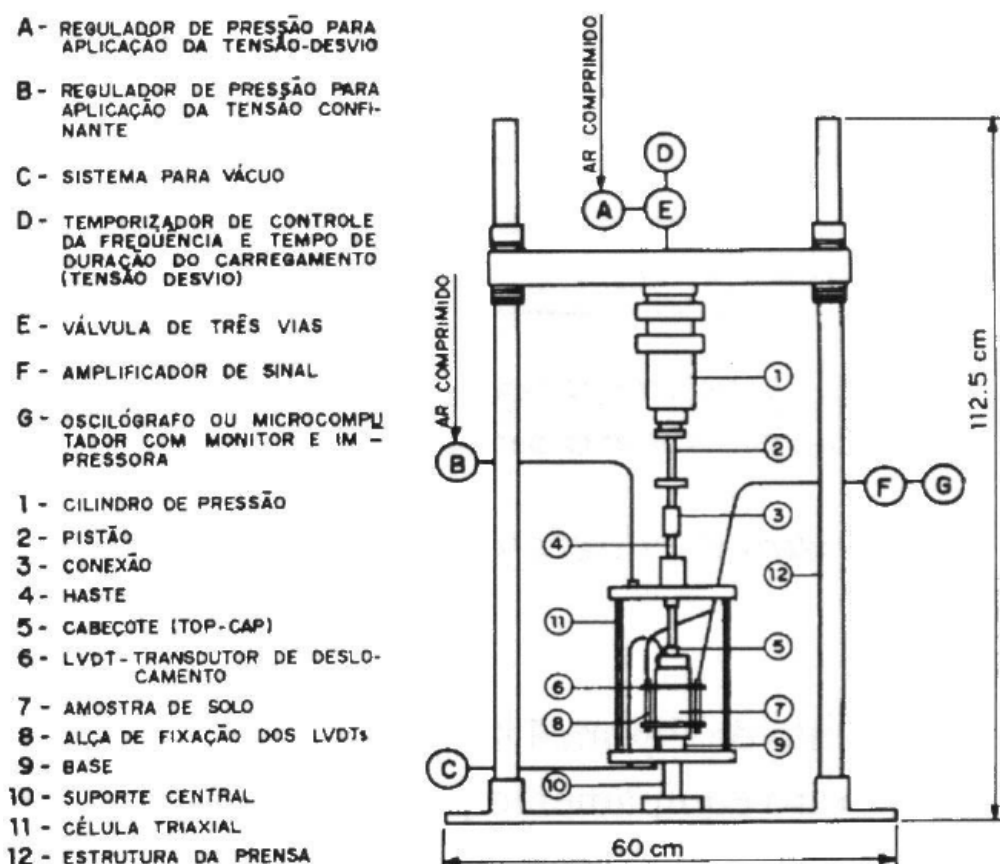


Figura 2.5: Esquema do equipamento triaxial dinâmico de compressão axial (MEDINA, 1997 *apud* MOTTA, 2003).

A deformação total do corpo de prova ensaiado tem duas componentes, uma resiliente (recuperável) ou elástica e outra permanente (irrecuperável) ou plástica, como mostra a Figura 2.6. É a deformabilidade resiliente que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais ou as mais rijas dos pavimentos, sujeitas a flexões sucessivas. Como os solos e britas não são materiais elásticos lineares, o que se procura determinar é a relação experimental que descreve o comportamento dos módulos de resiliência em função da tensão de confinamento e da tensão desvio (MEDINA, 1997 *apud* MOTTA, 2003).

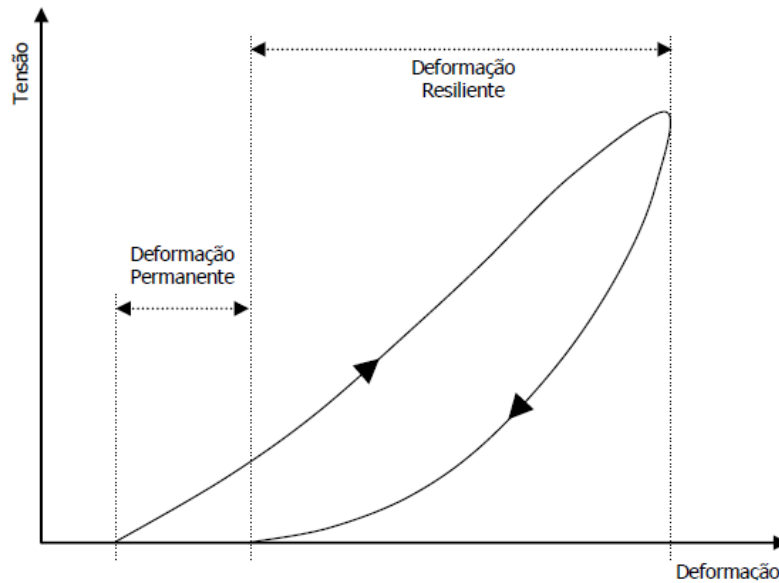


Figura 2.6: Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos a um ciclo de carregamento (LEKARP et al., 2000a *apud* FRANCO, 2007).

2.3.1. Materiais Granulares

Os materiais granulares apresentam um comportamento não-linear e têm suas respostas às cargas aplicadas pelo tráfego caracterizadas pelas deformações resilientes e pelas deformações residuais (FRANCO, 2007).

Segundo LEKARP *et al.* (2000a) *apud* FRANCO (2007), o fator mais importante a se considerar no comportamento resiliente dos materiais granulares é o estado de tensões, sendo essencial que a relação tensão-deformação seja modelada da forma mais acurada possível.

Outros fatores importantes são a densidade de compactação, a granulometria, a quantidade de finos, o tamanho das partículas, a umidade, o histórico de tensões e o tempo e a frequência do carregamento (FRANCO, 2007).

O modelo que tem sido normalmente utilizado para retratar o comportamento do solo granular é o seguinte (MOTTA, 2003):

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.12)$$

onde,

M_R - Módulo de Resiliência;

σ_3 - tensão de confinamento; e

k_1 e k_2 - constantes ou parâmetros de resiliência determinados em ensaio triaxial de carga repetida.

Os solos granulares podem ser classificados, conforme sua resiliência, em três grupos: grupo A, grupo B ou grupo C.

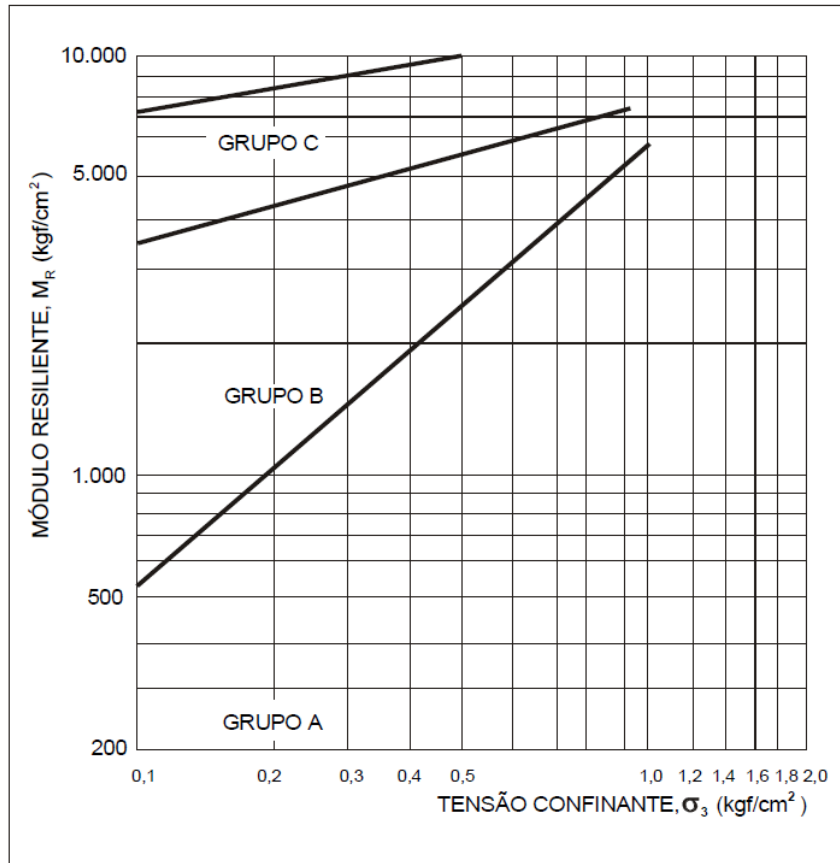


Figura 2.7: Classificação resiliente de solos granulares (Manual DNER-1996 *apud* MOTTA, 2003).

Os solos do grupo A apresentam módulo de resiliência mais baixo, os solos do grupo B apresentam módulo de resiliência moderado, podendo ser empregado em qualquer camada do pavimento, dependendo do valor de k_2 (bom comportamento se $k_2 \leq 0,50$), e os solos do grupo C, de elevado módulo de resiliência, que também podem ser utilizados em qualquer camada do pavimento, resultando em estruturas com baixas deflexões (MOTTA, 2003).

2.3.2. Solos Finos, siltosos ou argilosos

Assim como os materiais granulares, os solos finos, siltosos ou argilosos apresentam comportamento elástico não-linear. Seu comportamento resiliente é dependente da massa específica, da umidade ou sucção, estrutura do solo e do estado de tensões ao qual o material está submetido. Também é essencial que se consiga representar em laboratório as mesmas condições de campo. O comportamento predominante do material, quando compactado na umidade ótima, é aquele que relaciona o módulo com a tensão desvio axial repetida (σ_d) (MOTTA, 1991; FRANCO, 2007).

Preussler e Pinto, em 1982, estabeleceram valores típicos para os módulos de resiliência de solos finos, a partir de ensaios com solos de estradas federais brasileiras estudados até aquela data. Esses valores podem ser obtidos através das seguintes equações (MOTTA, 2003):

- Tipo I: $M_R = 4874 \cdot \sigma_d^{-1,129}$ (2.13)

- Tipo II: $M_R = 1286 \cdot \sigma_d^{-0,5478}$ (2.14)

- Tipo III: $M_R = 530 \text{ kgf/cm}^2$ (2.15)

onde,

M_R - módulo de resiliência; e

σ_d - tensão desvio.

Os solos do Tipo I possuem bom comportamento quanto à resiliência, podendo ser utilizados como subleito e reforço do subleito, e em alguns casos como sub-base. Os solos do Tipo II possuem comportamento regular quanto à resiliência, podendo ser utilizados como subleito e reforço de subleito. E os solos do Tipo III têm seu emprego vedado em camadas de pavimento, por possuírem comportamento ruim quanto à resiliência.

O Manual do DNER (1996) também estabelece uma classificação resiliente para solos finos, denominado de Método Indireto, que relaciona valores de CBR e

percentagem de silte passante na peneira nº 200 (0,075 mm) com os tipos de solos, conforme Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Classificação dos solos finos pelo Método Indireto (Manual do DNER, 1996 *apud* MOTTA, 2003).

CBR	S%		
	≤ 35	35 - 65	≥ 65
≤ 5	III	III	III
6 - 9	II	II	III
≥ 10	I	II	III

2.3.3. Solos lateríticos

A partir de 1977, a COPPE/UFRJ começou a divulgar as grandes diferenças de comportamento dos solos tropicais lateríticos para solos de países temperados através de ensaios triaxiais e de compressão diametral, os trabalhos envolveram análises paramétricas de condicionantes de ensaios tais como umidade de moldagem, massa específica aparente seca, pressão confinante e módulo, frequência e duração da tensão-desvio (MOTTA, 2003).

A partir daí, e com o acúmulo de experiência, vários modelos foram propostos para o comportamento destes solos quando aplicados em camadas de pavimentos (MOTTA, 2003). Os solos lateríticos podem apresentar valores altos de módulo de resiliência, até mesmo maiores, em alguns casos, do que materiais granulares utilizados como base em pavimentos (MARANGON, 2004 *apud* FRANCO, 2007). MOTTA (1991) observou valores altos para módulo de resiliência de solos lateríticos, variando entre 200 e 2.000 MPa.

Em 1996, MACÊDO propôs o modelo composto, equação 2.16, que leva em consideração a influência ao mesmo tempo das tensões confinantes e desvio para todos os tipos de material (FRANCO, 2007).

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2.16)$$

onde,

M_R -Módulo Resiliente;

σ_3 - tensão confinante;

σ_d - tensão-desvio, aplicada repetidamente; e

k_1, k_2, k_3 - constantes ou parâmetros de resiliência determinados experimentalmente, em ensaios triaxiais de carregamento repetidos.

2.3.4. Materiais Estabilizados com Cimento

Os materiais estabilizados com cimento podem ser caracterizados pelo módulo elástico de Young e coeficiente de Poisson. O módulo de resiliência de compressão pode ser representado por um valor constante, elástico linear ($M_R = E$), que geralmente é elevado quando comparado com os módulos de resiliência de britas e outros materiais granulares normalmente utilizados em bases de pavimentos asfálticos (FRANCO, 2007).

O módulo de resiliência de solos estabilizados com cimento pode variar muito dependendo do tipo de solo, nível de tratamento, tempo de cura, teor de umidade e condições de ensaio (MONISMITH, 1992 *apud* FRANCO, 2007). De acordo com diversos estudos, como os realizados por CERATTI (1991), TRICHÊS (1994), PITTA (1997) e MACÊDO (2004), esse valores variam de 1.000 a 35.000 MPa (FRANCO, 2007).

2.3.5. Misturas Asfálticas

Para dimensionar um pavimento segundo métodos mecanístico-empíricos é preciso conhecer o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson da mistura asfáltica (MOTTA *et al.*, 2002 *apud* FRANCO, 2007). Para isso, o mais comum é a realização de ensaio de compressão diametral dinâmico, ou de cargas repetidas, ilustrado na Figura 2.8 (MOTTA, 2003).

MOTTA (2003) descreveu o ensaio de compressão diametral dinâmico da seguinte maneira:

“O ensaio de compressão diametral dinâmico, hoje utilizado amplamente no Brasil e no mundo consiste em proceder a distribuição da carga através de dois frisos, um na parte superior do corpo de prova (CP) e outro na inferior, estando o CP na

posição horizontal. Nestas condições, o estado de tensões gerado é composto de tração e compressão, admitindo-se que a tração uniforme ocorre verticalmente, o que pode provocar a ruptura do corpo de prova quando a carga é aumentada até o limite, mas quando se pretende obter a característica de módulo de elasticidade dinâmico deve-se garantir que as tensões aplicadas sejam muito abaixo da de ruptura. Com a determinação do deslocamento horizontal obtém-se a deformação específica (ϵ_a) e através da teoria da elasticidade define-se o módulo de elasticidade ou resiliente como”:

$$M_R = \frac{\sigma_t}{\epsilon_a} \quad (2.17)$$

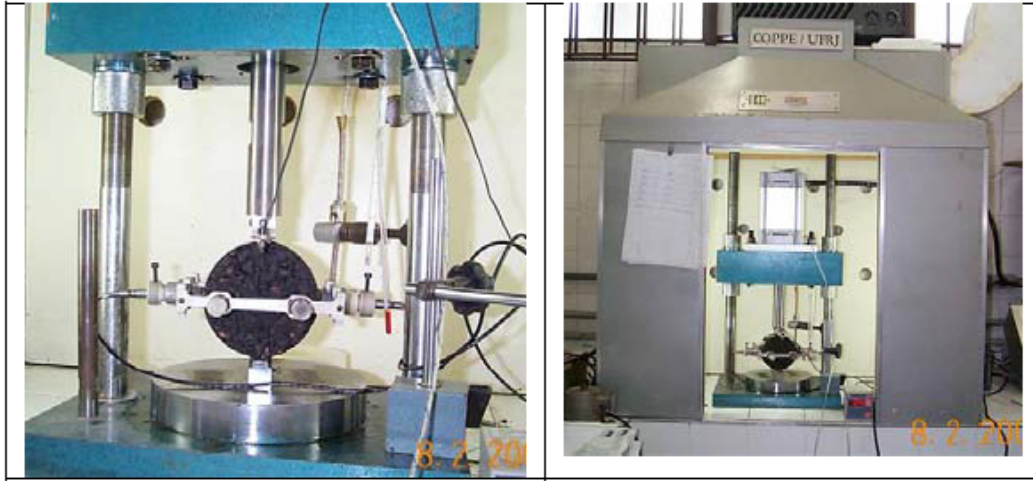
onde:

M_R - Módulo de Resiliência, constante para uma mesma mistura em uma dada temperatura;

σ_t - tensão de tração; e

ϵ_a - deformação específica.

Os valores de módulo de resiliência podem variar, dependendo do tipo de ligante e da granulometria da mistura, de 2.000 a mais de 10.000 MPa, para uma temperatura de 25°C.



y

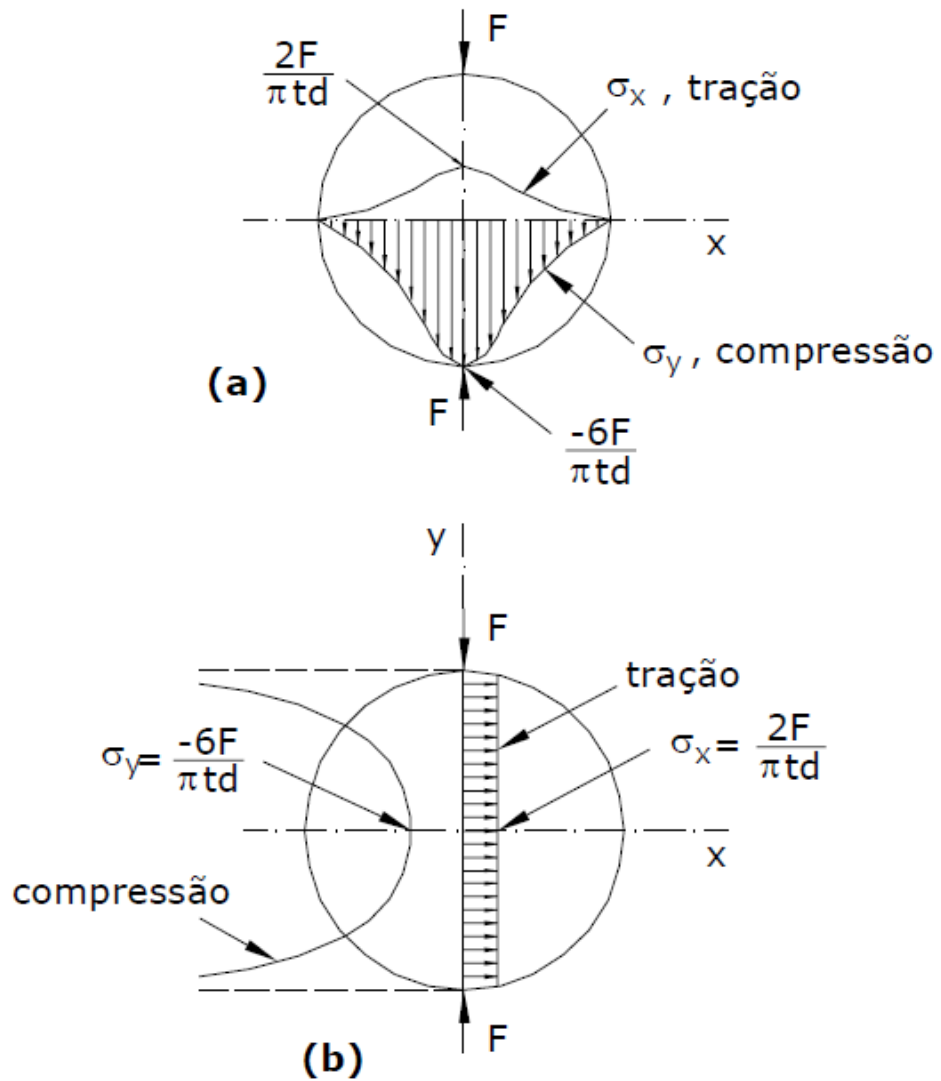


Figura 2.8: Esquema do ensaio de CD e foto do equipamento (MOTTA, 2003).

2.3.6. Critérios de Ruptura

Existem dois tipos de avaliação para a ruptura de pavimentos asfálticos: a ruptura estrutural e a ruptura funcional. A ruptura estrutural é o colapso da estrutura do pavimento ou de um de seus componentes de forma que o pavimento se torna incapaz de sustentar qualquer carga imposta na superfície. A ruptura funcional é uma condição que o pavimento atinge caracterizada pelo desconforto ao rolamento dos veículos; pela diminuição da segurança das operações; pelo aumento do risco de aquaplanagem devido às irregularidades e defeitos gerados pelo trincamento; ou, ainda, pelas grandes deformações permanentes (YODER e WITCZAK, 1975 *apud* FRANCO, 2007).

A ruptura estrutural pode ser caracterizada pela deformação elástica ou tensão limite no topo do subleito; a deformação permanente, ou afundamento de trilha de roda; a deflexão máxima na superfície do pavimento; e o dano de fadiga. Já a ruptura funcional está ligada ao nível de irregularidade na superfície do pavimento e ao índice de serventia (FRANCO, 2007).

Os dois tipos de ruptura mais importantes de serem considerados no dimensionamento da estrutura de um pavimento são a fadiga e o afundamento de trilha de roda, ilustrados nas Figuras 2.9 e 2.10 a seguir.



Figura 2.9: Exemplo de trincamento tipo couro de jacaré, fadiga de revestimentos asfálticos (MOTTA, 2003).



Figura 2.10: Exemplo de deformação permanente em pavimento asfáltico (FRANCO, 2007).

Pode-se estimar a vida de fadiga de misturas asfálticas pelo ensaio de compressão diametral, realizado à tensão controlada. O ensaio consiste em se aplicar vários níveis de tensões repetidas, um nível para cada série de 3 corpos de prova, até a ruptura, à temperatura constante (MOTTA, 2003).

Já para a deformação permanente, ou afundamento de trilha de roda, pode-se aplicar o ensaio de “Creep” dinâmico, “Creep” estático ou simuladores de tráfego, conforme estudos de PINTO (1991) e SÁ e MOTTA (1996), entre outros.

Segundo PINTO e PREUSSLER (2001), um pavimento bem dimensionado, em função do CBR, garante que não se atingirão tensões que possam provocar ruptura por cisalhamento e deformações permanentes excessivas. MOTTA (2003) faz, no entanto, uma ressalva, afirmando que a repetição de cargas transientes pode levar à ruptura por fadiga do revestimento asfáltico ou da camada cimentada, caso não seja considerado o limite admissível das deformações elásticas para um “N” de projeto para estas estruturas.

Existem diversos modelos de desempenho para cada um dos critérios estabelecidos acima, que funcionam no dimensionamento como limitantes para a determinação das espessuras das camadas do pavimento (FRANCO, 2007).

2.3.7. Demais Considerações

Algumas considerações adicionais, além do que foi visto até agora, são importantes quando se realiza um dimensionamento de estruturas de pavimentos por um método mecanístico-empírico, como o tráfego, a temperatura e a umidade e a confiabilidade.

O tráfego pode ser caracterizado, assim como no dimensionamento empírico do DNIT, através do número N de repetições, conforme a equação 2.6 ou podem ser consideradas todas as configurações de eixo, sem transformação em N .

A temperatura e a umidade são variáveis que podem afetar significativamente as propriedades das camadas e do subleito do pavimento, como por exemplo: os materiais asfálticos apresentam grande variação nos valores de módulo de resiliência com a variação da temperatura; e a umidade pode afetar as características de solos e agregados quando não estabilizados (FRANCO, 2007).

Já quanto à confiabilidade, tendo em vista que os parâmetros envolvidos no projeto de uma rodovia são de natureza probabilística, o tratamento estatístico não pode ser dispensado. A confiabilidade pode ser definida como a medida da probabilidade da serventia do pavimento permanecer em um nível adequado através da vida de serviço; é a probabilidade de um sucesso no projeto do pavimento (MOTTA, 1991).

Rodovias de grande volume de tráfego, por exemplo, exigem um grau de confiabilidade maior na previsão dos danos ao longo da vida de serviço do pavimento (FRANCO, 2007).

Por último, é apresentado, a seguir, um roteiro simplificado para o dimensionamento mecanístico-empírico, feito por MOTTA (1991):

1. Ensaiar os materiais disponíveis na região e no subleito para se obter os módulos de resiliência e as leis de deformação permanente, considerando as variações de umidade que possam ocorrer;

2. Definir um valor de módulo de resiliência para a mistura asfáltica a ser utilizada no revestimento em função da temperatura média esperada para o local da obra

ao longo do ano. Dosar a mistura para satisfazer esta condição durante a obra vai ser essencial para que o projeto tenha sucesso;

3. Adotar uma estrutura inicial, definindo as espessuras de cada camada, com os materiais disponíveis.

4. Calcular o estado de tensões e deformações atuantes na estrutura carregada com o eixo padrão. Em geral, os parâmetros de verificação críticos são: a deflexão prevista na superfície, a deformação de tração no revestimento (ou a tensão de tração ou a diferença de tensões) e a tensão ou deformação de compressão vertical no subleito.

5. Comparar os valores calculados de deformações e tensões com os critérios de ruptura estabelecidos em função do número N de projeto (curvas de fadiga, deflexão admissível e deformação de compressão admissível no subleito);

6. Verificar o afundamento de trilha de roda previsto para o número N de projeto, considerando-se a contribuição de todas as camadas e comparar com valores admissíveis;

7. Se todos os critérios previstos em 5 e 6 forem atendidos, considera-se o pavimento dimensionado. Caso algum dos critérios seja ultrapassado, deve-se alterar as espessuras e refazer os cálculos de tensões e deformações e a comparação com os limites exigidos para o nível de tráfego de projeto.

2.4. O programa SisPav e sua versão modificada SisPavBR

O programa de dimensionamento e verificação de pavimentos flexíveis por meio de um método mecanístico-empírico, SisPav, foi desenvolvido por FRANCO (2007) na COPPE/UFRJ, tendo sido objeto de sua tese de doutorado e a sua versão atualizada em 2013 foi denominada SisPavBR.

Segundo o próprio autor (FRANCO, 2007), o principal objetivo do trabalho foi o de desenvolver uma nova contribuição ao dimensionamento mecanístico-empírico de estruturas de pavimentos asfálticos, com base nas informações detalhadas de tráfego, das condições ambientais e das características dos materiais disponíveis, através de uma interface de fácil utilização, com entrada de dados simplificada e com valores sugeridos para fins de anteprojeto. Essa interface “amigável” tem o intuito de permitir a utilização

do programa por um maior número de pessoas e diminuir o impacto da mudança cultural entre os métodos, tradicional e mecanístico-empírico.

O SisPav utiliza a teoria da elasticidade, com análise não-linear simplificada, com a divisão das camadas que apresentam este comportamento em três subcamadas.

O método proposto utiliza, segundo FRANCO (2007), as características brasileiras de ensaios de laboratório, de clima, de materiais de pavimentação e de tráfego, considerando ainda:

- a análise do tráfego para os diversos eixos com variação lateral;
- variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto;
- materiais com comportamento elástico linear e não linear;
- modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir da base de dados de resultados de ensaios brasileiros;
- parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias de deformação calculadas para controle de execução no campo; e
- análise de confiabilidade.

Para efeito de dimensionamento são considerados os danos por deformação permanente limite no topo do subleito, a deflexão máxima na superfície do pavimento e o dano de fadiga da camada asfáltica ou cimentada. Novas espessuras serão selecionadas até que os danos da estrutura fiquem dentro dos limites aceitáveis de tolerância.

A Figura 2.11 apresenta o fluxograma do método de dimensionamento desenvolvido na tese de Franco 2007, que resultou no software SisPav.

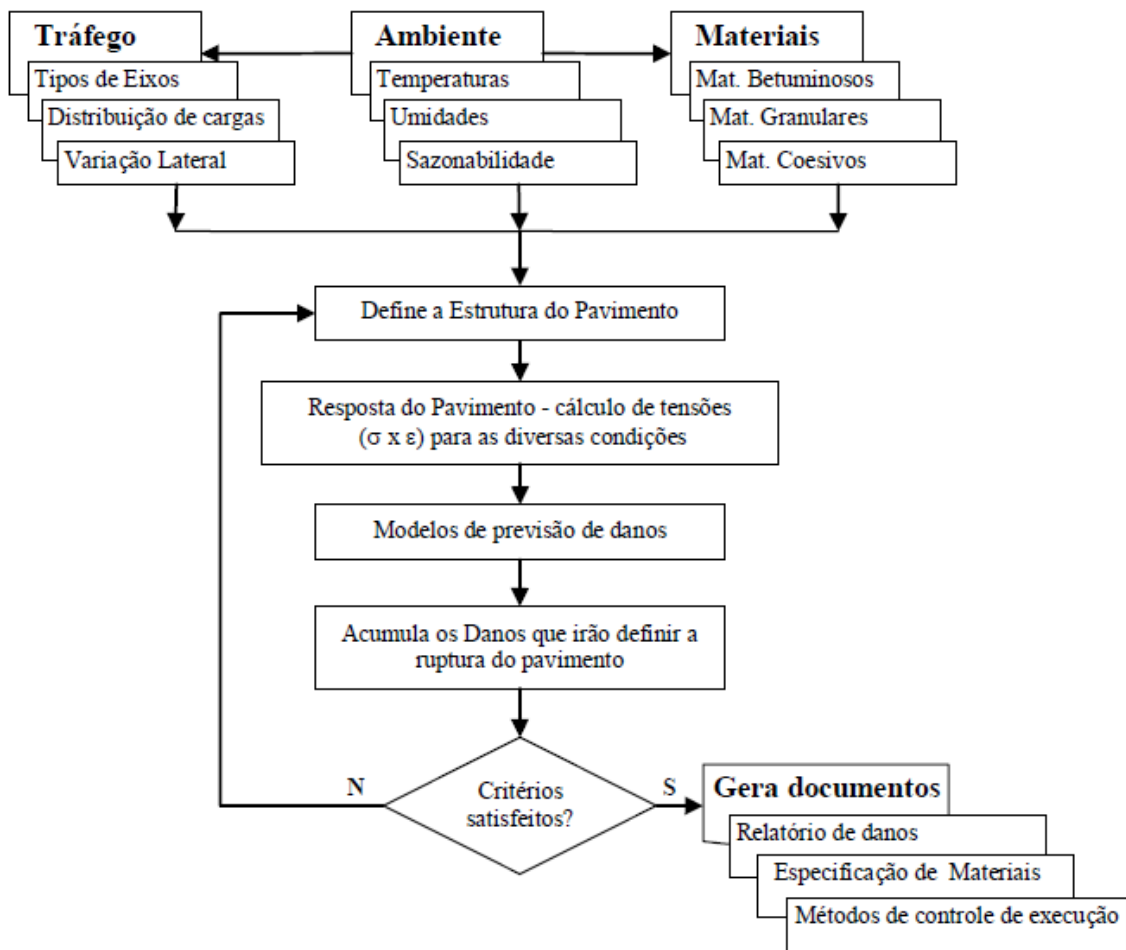


Figura 2.11: Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos – SisPav - proposto na tese de FRANCO (2007).

Durante o desenvolvimento da tese dois programas foram desenvolvidos, depois de estudados outros disponíveis na literatura, para que se tivesse uma ferramenta de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em diversos pontos de uma estrutura de um pavimento; gerados por um carregamento composto por rodas de um veículo; considerando o comportamento resiliente, linear ou não, dos materiais; e com certo nível de confiança e precisão nos resultados.

Esses dois programas são o EFin3D, que utiliza o Método dos Elementos Finitos Tridimensional, e o AEMC – Análise Elástica de Múltiplas Camadas, através da teoria da elasticidade, que foi o selecionado pelo autor para ser usado como rotina no SisPav.

A rotina AEMC foi selecionada, segundo FRANCO (2007) pela praticabilidade e considerando que o objetivo de uma análise em engenharia não é a perfeição, mas sim

a suficiência, além da consideração de todas as configurações de carga, a avaliação lateral do tráfego etc.

O AEMC processa os cálculos com base no programa JULEA modificado para considerar o comportamento elástico não linear dos materiais: foram incorporadas ao programa técnicas utilizadas por RODRIGUES (1998) e HUANG (2003).

A interface do programa é bem simples, com três abas na janela principal: <Estrutura>, <Carregamento> e <Resultados>, como ilustrado nas Figuras 2.12 a 2.14.

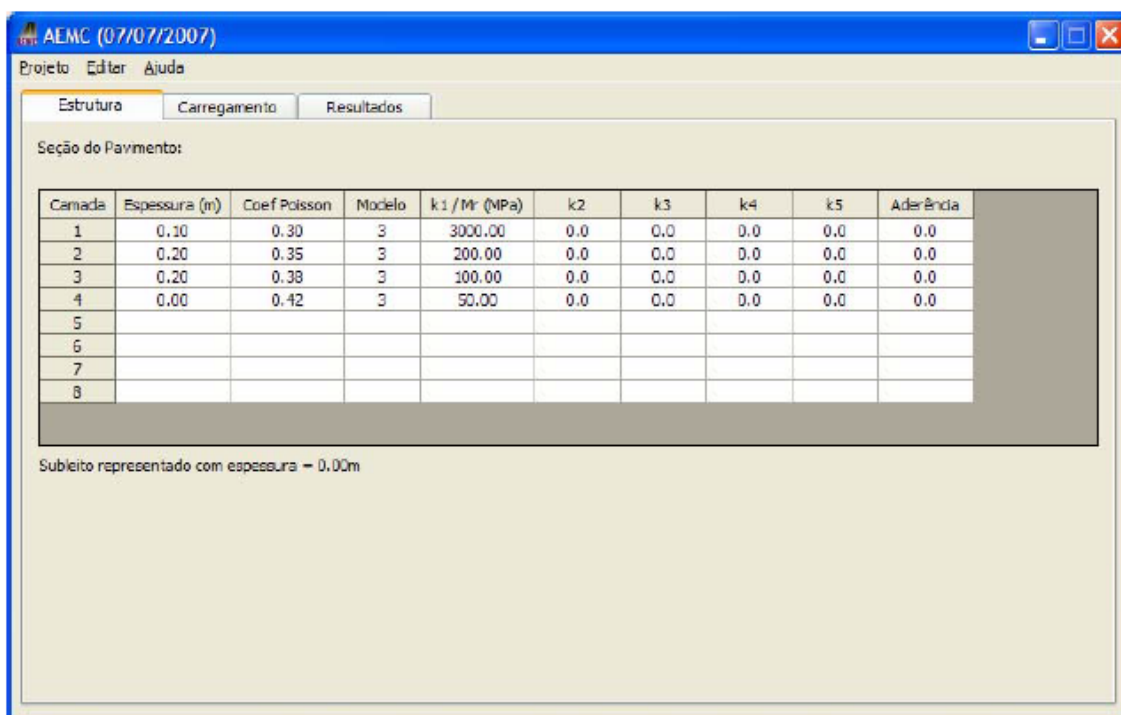


Figura 2.12: Aba <Estrutura> do programa AEMC (FRANCO, 2007).

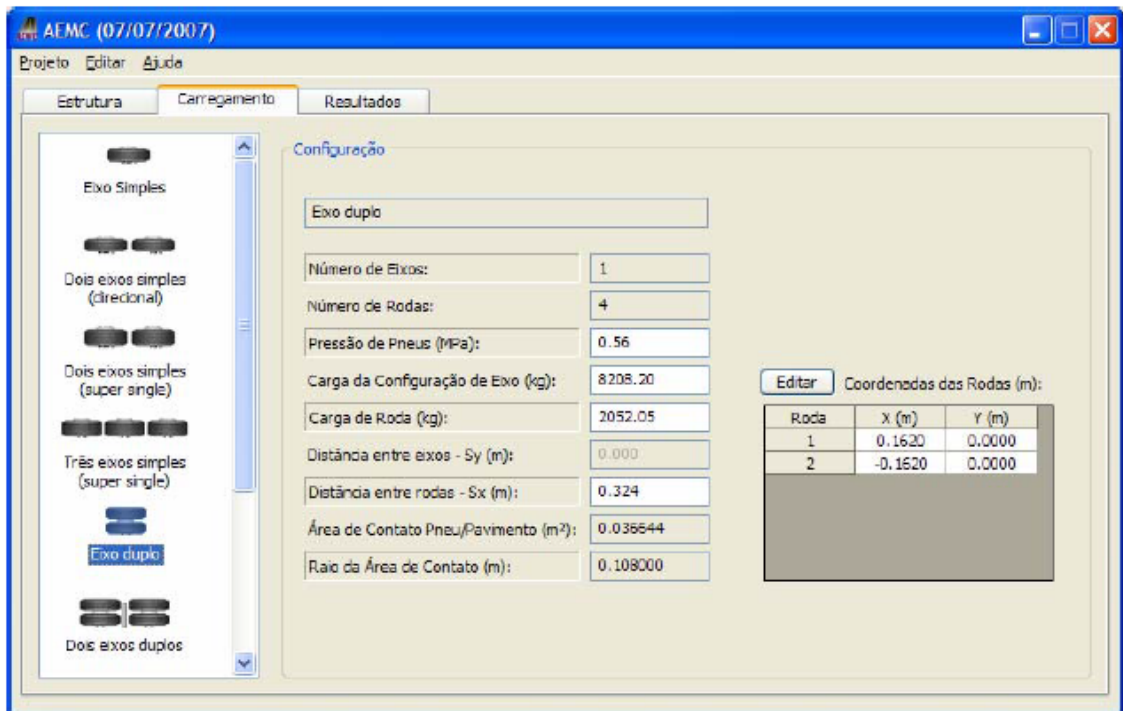


Figura 2.13: Aba <Carregamento> do programa AEMC (FRANCO, 2007).

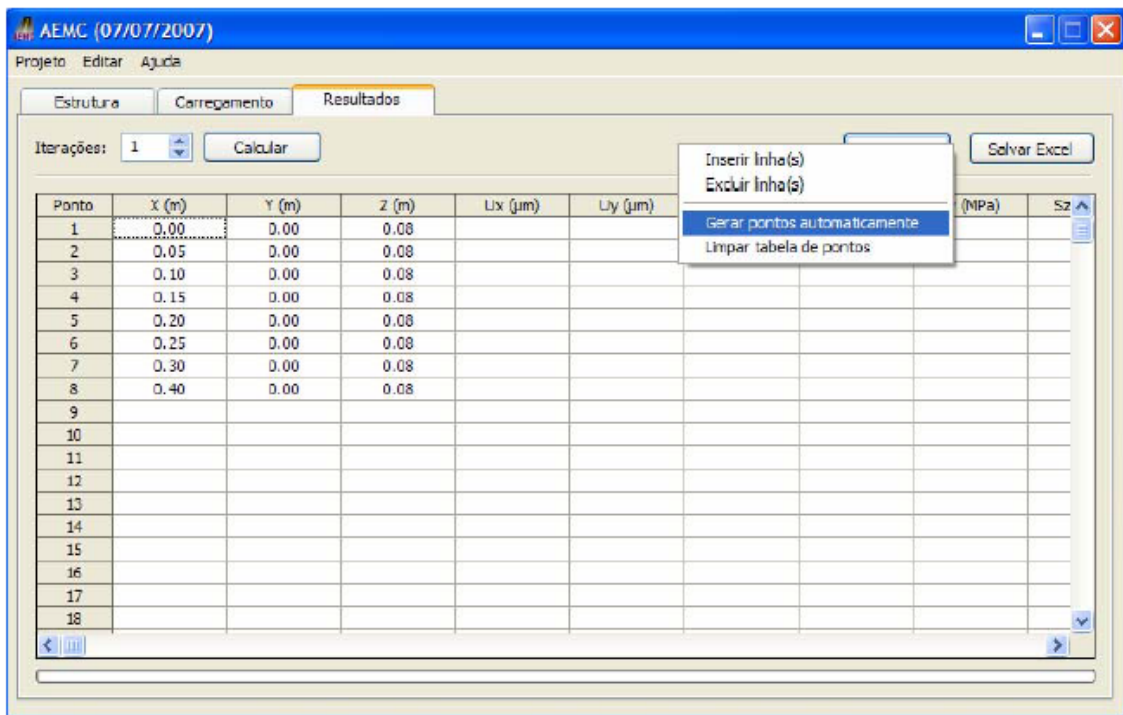


Figura 2.14: Aba <Resultados> do programa AEMC (FRANCO, 2007).

Quanto à caracterização dos materiais constituintes do pavimento no programa SisPav, FRANCO (2007) fala sobre as informações necessárias que devem ser inseridas no programa para que este funcione de forma correta e informações adicionais que podem ser fornecidas para auxiliar o programa a sugerir valores e constar no relatório final gerado. São elas:

1) Materiais asfálticos:

- Informações necessárias: Módulo de Resiliência e coeficiente de Poisson; geometria da mistura; parâmetros de viscosidade do ligante asfáltico; e índices volumétricos.
- Informações adicionais: Identificação; classificação; tipo de ligante; e densidade máxima.

2) Materiais granulares:

- Informações necessárias: Módulo de Resiliência; e coeficiente de Poisson.
- Informações adicionais: identificação; classificação; densidade máxima; umidade ótima; e energia de compactação.

O comportamento elástico pode ser considerado como linear ou não linear.

3) Solos finos, siltosos ou argilosos:

- Informações necessárias: Módulo de Resiliência; e coeficiente de Poisson.
- Informações adicionais: identificação; classificação; CBR; percentual de silte; densidade máxima; umidade ótima; e energia de compactação.

O comportamento elástico pode ser considerado como linear ou não linear.

4) Lateritas pedregulhosas e solos lateríticos finos:

- Informações necessárias: Módulo de Resiliência; e coeficiente de Poisson.

- Informações adicionais: identificação; classificação; densidade máxima; umidade ótima; e energia de compactação.

O comportamento elástico pode ser considerado como linear ou não linear.

5) Materiais estabilizados com solo cimento:

- Informações necessárias: Módulo de Resiliência; resistência à tração aos 28 dias; e coeficiente de Poisson.
- Informações adicionais: identificação; teor de cimento; densidade máxima; umidade ótima; e energia de compactação.

Os materiais estabilizados com cimento poderão ser caracterizados no método de dimensionamento tanto conforme a função do tipo sigmoideal dependente do consumo de vida de fadiga, descrita por AYRES (1997), quanto pelo módulo elástico linear constante (FRANCO, 2007).

O programa sugere, para todos os materiais, valores que podem ser alterados a qualquer momento pelo usuário.

Além das propriedades dos materiais, o SisPav considera no dimensionamento dos pavimentos a influência da temperatura e do tráfego.

A temperatura altera as propriedades físicas dos materiais, como o envelhecimento do ligante asfáltico nas camadas asfálticas e a variação do módulo de resiliência em materiais finos (FRANCO, 2007).

O fluxograma da Figura 2.15, do programa PAVE (FRANCO, 2000), foi utilizado para representar o efeito da temperatura na camada asfáltica no SisPav. A abordagem consiste em dividir o ano de análise em períodos, aqui considerados trimestrais. Em seguida, com base em modelos matemáticos estimam-se as temperaturas no interior e logo após os módulos de resiliência da camada asfáltica.

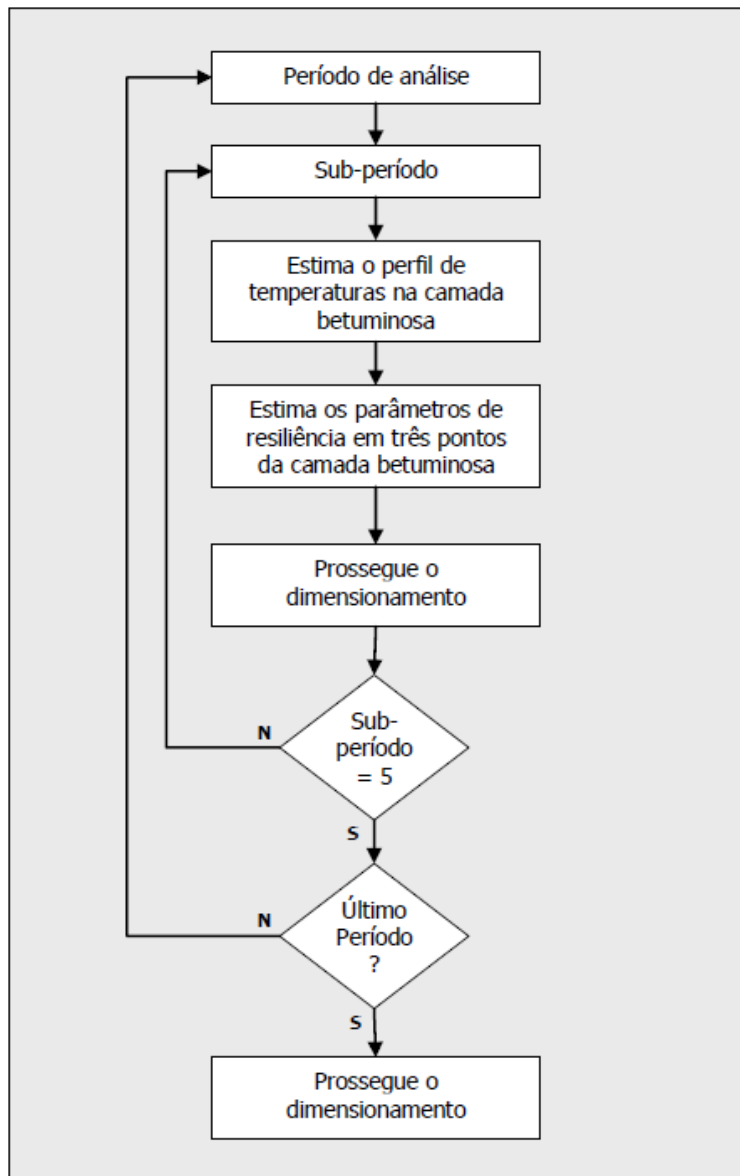


Figura 2.15: Fluxograma do cálculo do módulo de resiliência da camada asfáltica utilizado no programa PAVE (FRANCO, 2000 *apud* FRANCO, 2007).

A influência da variação da umidade não foi considerada já que, de acordo com MEDINA e MOTTA (2005), a umidade de equilíbrio dos subleitos de rodovias bem projetadas e construídas com dispositivos de drenagem eficientes, bem como a maioria das camadas de base e sub-base, pode ser considerada igual, no máximo, ao teor de umidade do ensaio de Proctor normal de compactação (FRANCO, 2007).

Para a consideração do tráfego no dimensionamento, considera-se o efeito sobre o pavimento de cada configuração de eixo selecionada e a partir delas o programa calcula as tensões e deformações nos pontos críticos da estrutura.

Além disso, o programa também considera a variação lateral do tráfego no acúmulo de danos no pavimento. Nas Figuras 2.17 a 2.19 mostram-se ilustrações da configuração dos eixos considerados e a variação lateral do tráfego.

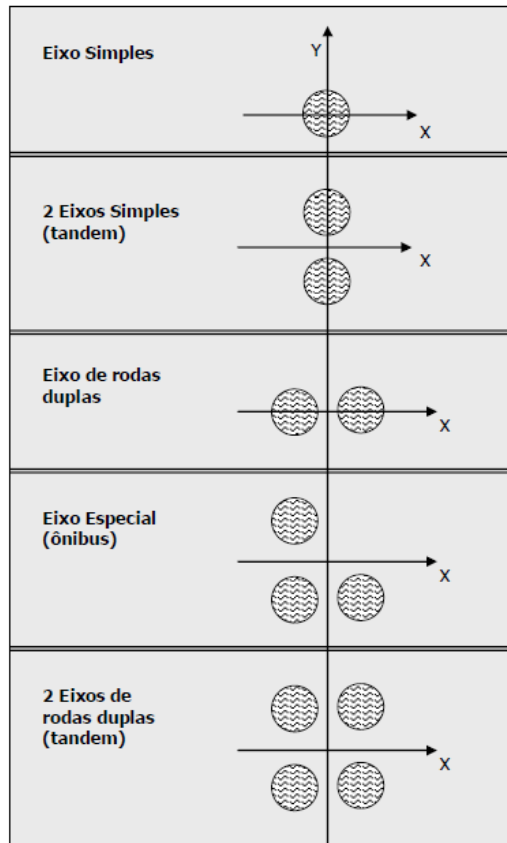


Figura 2.16: Sistema de coordenadas utilizado no método de dimensionamento proposto e desenvolvido na tese (FRANCO, 2007).

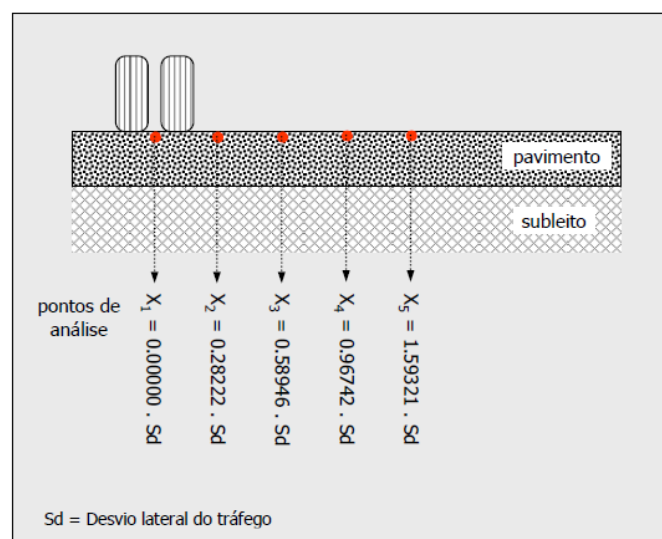


Figura 2.17: Pontos de análise para consideração da variação lateral do método desenvolvido na tese (FRANCO, 2007).

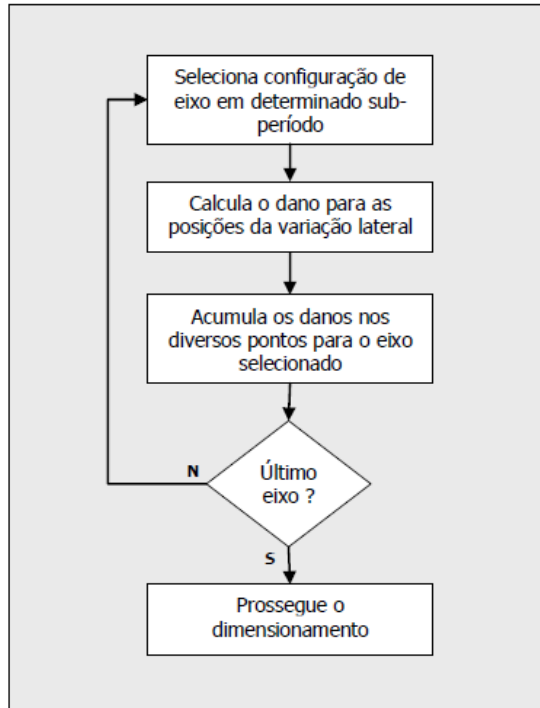


Figura 2.18: Fluxograma simplificado do tratamento do tráfego no método de dimensionamento desenvolvido na tese (FRANCO, 2007).

Quanto ao desempenho dos pavimentos asfálticos, o critério obrigatório, e que governa o dimensionamento, é a fadiga do revestimento asfáltico ou das camadas cimentadas, cujo modelo de previsão de vida de fadiga foi obtido do banco de dados de ensaios da COPPE/UFRJ para misturas com asfaltos tradicionais (equação 2.18). Já os modelos para estimar a vida de fadiga de misturas solo-cimento e concreto compactado a rolo (CCR), possuem a mesma estrutura matemática proposta por CERATTI (1991) (equações 2.19 e 2.20) e TRICHÊS (1994) (equações 2.21 a 2.24) respectivamente.

$$N_{lab} = 1,904 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,821} \cdot \left(\frac{1}{M_R}\right)^{0,74} \quad R^2 = 0,805 \quad (2.18)$$

$$\%RF = a + b \cdot \log(N_f) \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_t = a + b \cdot \log(N_f) \quad (2.20)$$

$$N_f = 10^{(15,082 - 15,753 \cdot SR)} \quad \text{probabilidade de 50\% para a ruptura} \quad (2.21)$$

$$N_f = 10^{(14,306 - 15,753 \cdot SR)} \quad \text{probabilidade de 95\% para a ruptura} \quad (2.22)$$

Ruptura total da camada

$$N_f = 10^{(14,911-15,074 \cdot SR)} \text{ probabilidade de 50\% para a ruptura} \quad (2.23)$$

$$N_f = 10^{(14,222-15,074 \cdot SR)} \text{ probabilidade de 95\% para a ruptura} \quad (2.24)$$

onde,

%RF - é a relação entre a tensão aplicada no ensaio e a resistência à tração na flexão do material;

ϵ_t - é a deformação inicial de tração imposta ao material;

a e b - são parâmetros experimentais;

SR - é a relação entre a tensão aplicada no ensaio e a resistência à tração na flexão do material aos 28 dias; e

N_f - é o número de repetições de carga que levam à ruptura por fadiga.

O cálculo se dá para cada subperíodo da análise do dimensionamento, obtendo a resposta do pavimento em termos de tensões e deformações resilientes nos pontos críticos da estrutura e, com base no estado de tensões de cada ponto crítico, são estimados os danos unitários, em função do número de passagens de cada eixo previsto (FRANCO, 2007).

Há ainda três critérios adicionais, como opção para o projetista, que são: a tensão limite no topo do subleito, a deflexão máxima na superfície do pavimento e a deformação permanente, ou afundamento de trilha de roda.

Para a análise de confiabilidade do SisPav, foi tomado como base um método proposto no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), em que toda a variabilidade dos parâmetros de entrada é considerada em modelos de previsão de erros ou de desvio padrão dos danos a serem estimados. Isso permite ao usuário definir um nível de confiabilidade a ser exigido no projeto sem a necessidade de rodar o programa repetidas vezes para se obter quantidade de resultados que permita realizar uma análise probabilística (FRANCO 2007).

Para definir esta variabilidade é necessário determinar o erro da previsão por meio da comparação entre os dados obtidos de instrumentação de trechos experimentais com dados estimados pelos modelos de previsão de danos no pavimento. No caso

presente foi admitido um erro padrão nos parâmetros dos modelos de danos de 40%. Apenas os modelos de previsão de fadiga, tensão limite no topo do subleito e deflexão admissível do pavimento são alvos da análise de confiabilidade (FRANCO, 2007).

O programa dispõe de duas opções de análise: o dimensionamento da estrutura, em que o programa encontra a espessura e uma camada escolhida que atenda os requisitos de projeto; e a verificação dos dados e requisitos definidos pelo projetista, informando a vida de projeto que a estrutura fornecida pelo projetista pode suportar.

Nas duas análises são verificados os danos acumulados por fadiga no revestimento asfáltico ou na base das camadas cimentadas, dando, ainda, ao projetista, a opção de solicitar as estimativas de afundamento de trilha de roda e dos danos relativos à deflexão máxima na superfície do pavimento e à tensão limite no topo do subleito.

A versão utilizada neste trabalho de conclusão de curso tem as seguintes modificações principais em relação ao descrito do SisPav, na atual versão denominada SisPavBR v.2.0.6.0:

1. Atualização para Windows 7 e 8;
2. Consideração de dimensionamento por três níveis de detalhamento, sendo que o único que está disponível no momento é o chamado “Nível A”, no qual não se consideram o efeito da temperatura nem do envelhecimento nas misturas asfálticas;
3. Introdução de várias abas de materiais diferentes para compor as camadas, com possibilidade de verificar a fadiga até na quarta camada, o que possibilita considerar “capa e binder”, reforço de mistura asfáltica, pavimento invertido, base estabilizada quimicamente etc.;
4. Introdução do eixo padrão como um dos eixos predefinidos;
5. Modificação dos modelos de previsão de deformação permanente para os solos e britas: adotado o modelo de Guimarães (2009);
6. Introdução de critérios de Flow Number para expressar as exigências de deformação permanente de misturas asfálticas em função do número N;

7. Modificação dos critérios de aderência entre camadas e bloqueio desta decisão. No SisPav todas as camadas são consideradas aderidas e no SisPavBR, só são consideradas aderidas as camadas asfálticas. *Pela importância desta modificação no cálculo das tensões e deformações esta modificação será analisada neste trabalho.*

O SisPav e o SisPavBR são divididos em cinco abas, onde os dados podem ser inseridos, alterados ou removidos de forma simples e prática e os valores das tabelas do programa podem ser transportados para planilhas eletrônicas, como o Excel ou o contrário, bastando utilizar os comandos “copiar” e “colar”. Essas abas são <Estrutura>, <Modelagem>, <Carregamento>, <Clima> e <Resultados> e são ilustradas nas Figuras 2.19 a 2.23.

O Menu principal do programa apresenta as opções: Projeto; Editar; Resultados; e Ajuda.

O Menu Projeto disponibiliza as funções para manipular os arquivos de dados do programa.

O Menu Editar permite a possibilidade de navegar entre as abas ou janelas do programa: Estrutura; Modelagem; Carregamento; e Clima.

Finalizada a análise deve-se salvar os dados e o programa libera o acesso à janela Resultados. A partir desse momento é possível gerar relatórios no formato do Word.

No Menu Ajuda é possível obter as informações resumidas do programa no item Sobre... [Alt+F1].

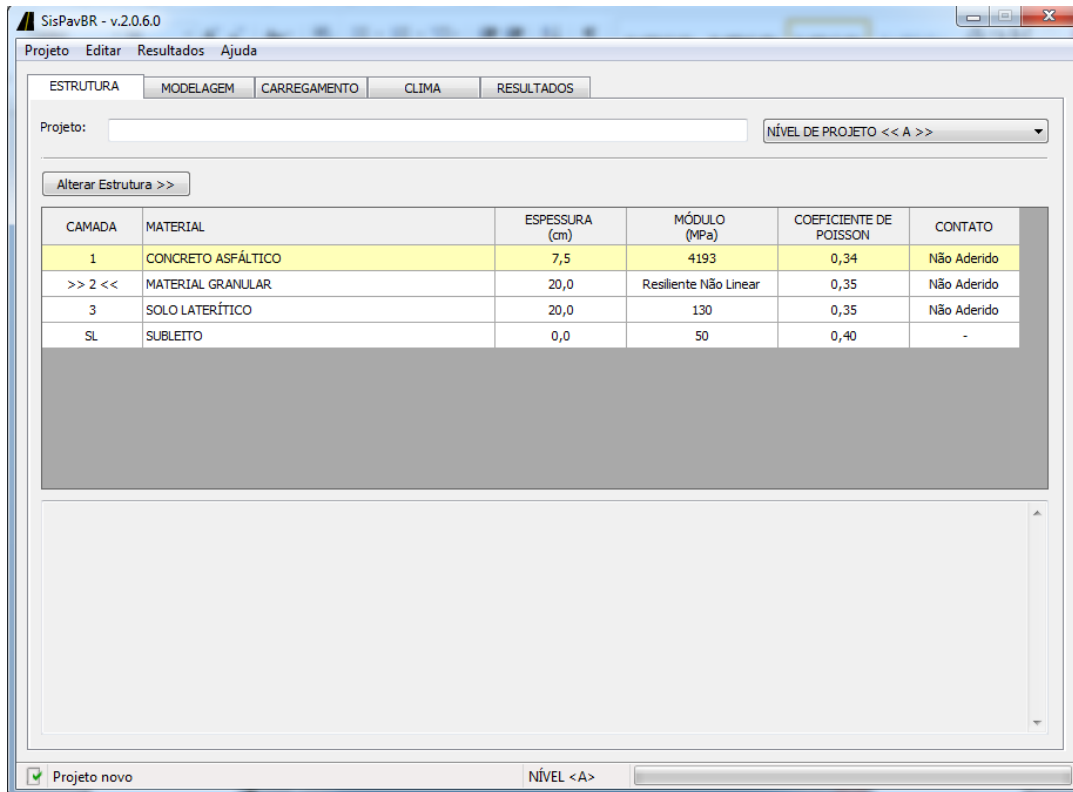


Figura 2.19: Detalhes da aba <ESTRUTURA> do programa SisPavBR – v.2.0.6.0.

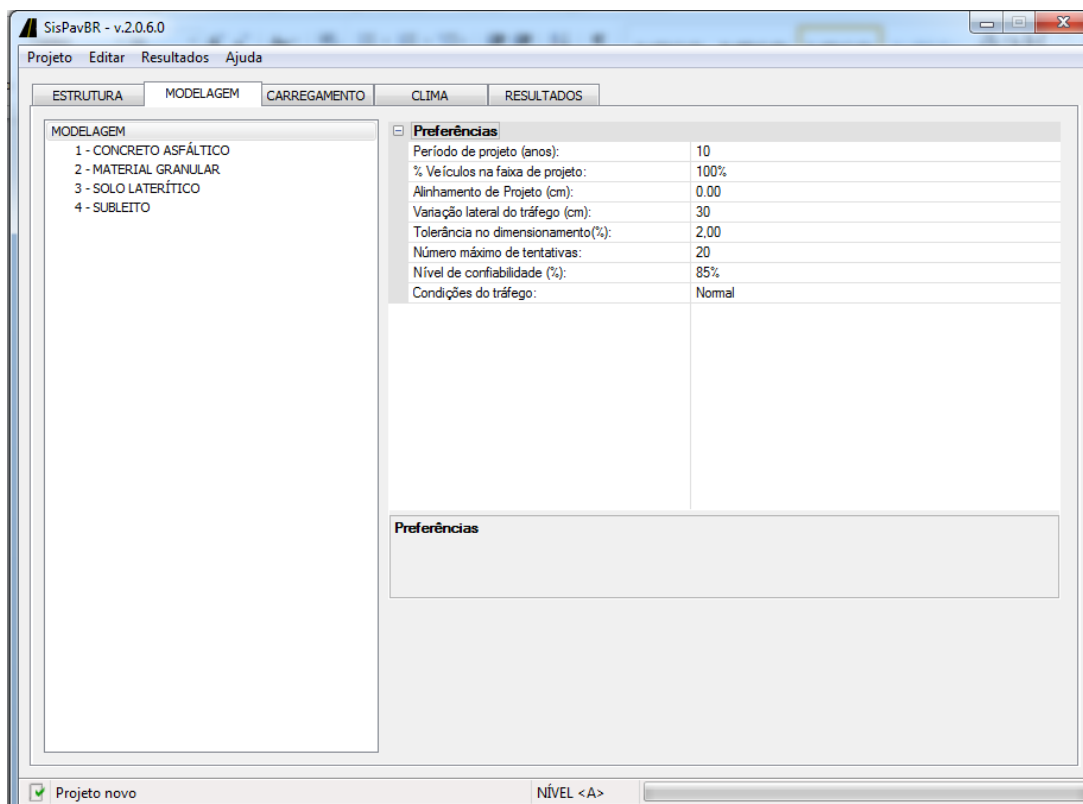


Figura 2.20: Detalhes da aba <MODELAGEM> do programa SisPavBR – v.2.0.6.0.

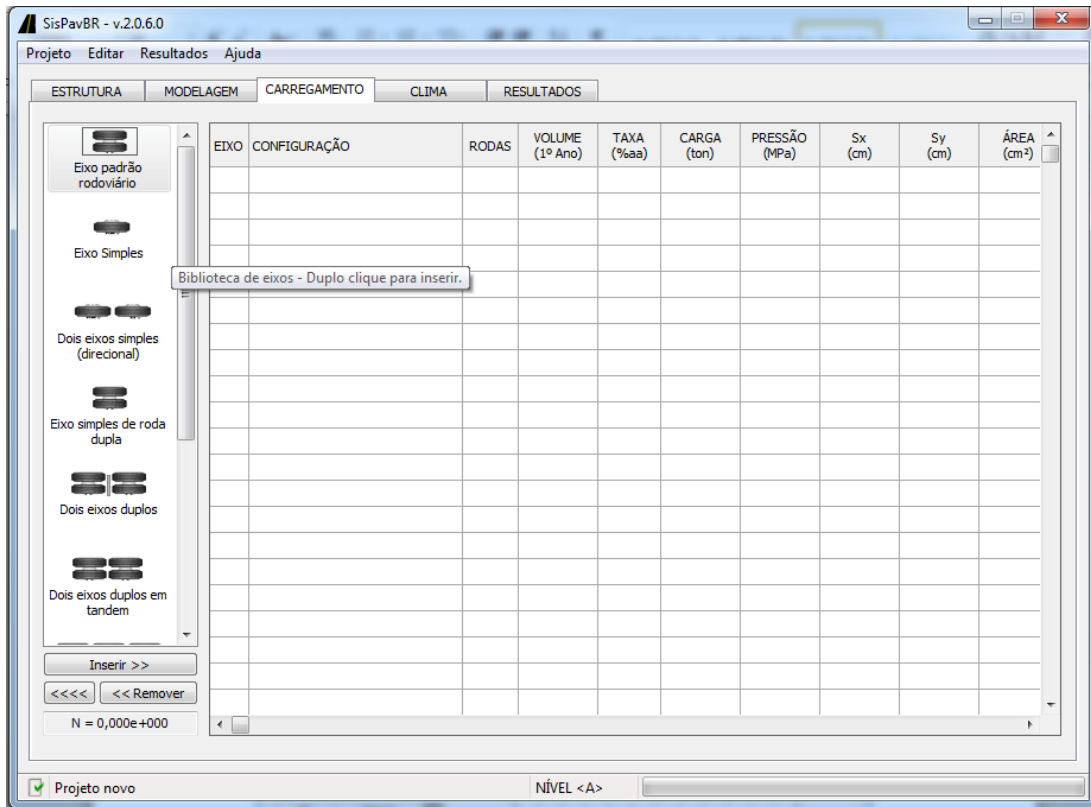


Figura 2.21: Detalhes da aba <CARREGAMENTO> do programa SisPavBR – v.2.0.6.0.

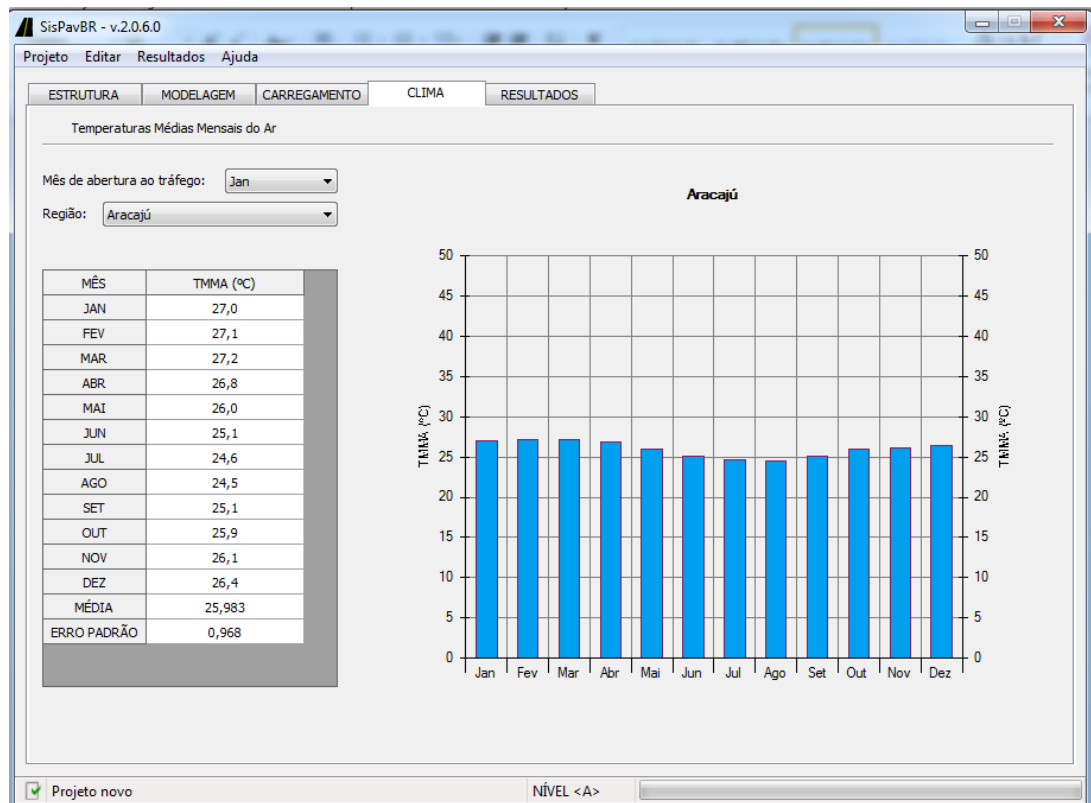


Figura 2.22: Detalhes da aba <CLIMA> do programa SisPavBR – v.2.0.6.0.

Eixo/Dano	Fadiga Revest X	Fadiga Revest Y	Tensão Máx Subleito
Eixo 1	17,897	122,377	98,802
TOTAL	17,897	122,377	98,802

Figura 2.23: Detalhes da aba <RESULTADOS> do programa SisPavBR – v.2.0.6.0.

2.5. Comparação entre métodos: empírico do DNIT e mecanístico-empírico

A título de exemplo e de fonte de dados para uso posterior neste trabalho de conclusão de curso, neste item são apresentados os resultados obtidos de três estudos comparativos entre os métodos empírico do DNIT e um mecanístico-empírico. O primeiro foi a tese de mestrado em Engenharia de Transportes pela COPPE/UFRJ, de Sérgio Armando de Sá e Benevides, de 2000, “Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará”; o segundo, o trabalho apresentado na 36ª Reunião Anual de Pavimentação, em 2005, de Rogério Silveira Bezerra Neto, Alexandre Benetti Parreira e Laura Maria Goretti da Motta, intitulado “Estudo comparativo de três métodos de projeto de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil”; e o terceiro, a tese de mestrado em Engenharia Geotécnica da UFOP, de João Camilo Penna Coutinho, de 2011, “Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico-Empírico aplicada a um trecho”.

2.5.1. Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará (BENEVIDES, 2000)

No estudo de BENEVIDES (2000) foram coletados materiais de campo de 3 rodovias em fase de construção: CE-060-Pajuçara-Pacatuba, CE-040-Messejana-Aquiraz e BR- 116-Fortaleza-Pacajús, todas dimensionadas pelo método empírico do DNER.

Foram, então, realizados ensaios triaxiais dinâmicos e ensaios de resistência à tração estática nos materiais constituintes das camadas do pavimento e dimensionados os respectivos pavimentos pelo método da resiliência da COPPE/UFRJ, através do programa computacional FEPAVE2.

Nas Tabelas 2.7 a 2.10 estão os resultados dos ensaios dos materiais de cada trecho.

Tabela 2.7: Umidade de ensaio, equações do módulo resiliente e coeficiente de correlação, trecho: Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000).

Camada	Umidade de ensaio (%)	Mr (MPa)	Mr(kgf/cm ²)	R ²
Base	Hot = 4,40	968,57 $\sigma_3^{0,3021}$	4.893,40 $\sigma_3^{0,3021}$	0,62
	Hot - 1% = 3,40	1671,70 $\sigma_3^{0,5147}$	5.163,20 $\sigma_3^{0,5147}$	0,89
Sub-base	Hot = 5,50	1198,00 $\sigma_3^{0,4688}$	4.114,10 $\sigma_3^{0,4688}$	0,79
	Hot - 1% = 4,50	916,52 $\sigma_3^{0,1304}$	6.907,80 $\sigma_3^{0,1304}$	0,45
Subleito	Hot = 10,80	1086,00 $\sigma_3^{0,3484}$	4.969,00 $\sigma_3^{0,3484}$	0,85
	Hot = 8,50*	237,42 $\sigma_d^{-0,2131}$	3.966,20 $\sigma_d^{-0,2131}$	0,56

* Segunda amostra retirada do terreno natural

Tabela 2.8: Umidade de ensaio, equações do módulo resiliente e coeficiente de correlação, trecho: Messejana-Aquiraz (BENEVIDES, 2000).

Camada	Umidade de ensaio (%)	Mr (MPa)	Mr (kgf/cm ²)	R ²
Base	Hot = 7,50	1.111,61 $\sigma_3^{0,4429}$	4.048,81 $\sigma_3^{0,4429}$	0,85
	Hot - 2% = 5,50	2.585,21 $\sigma_3^{0,6300}$	6.256,80 $\sigma_3^{0,6300}$	0,93
Subbase	Hot = 7,30	1.315,00 $\sigma_3^{0,3371}$	6.133,00 $\sigma_3^{0,3371}$	0,94
	Hot - 2% = 5,30	1.437,10 $\sigma_3^{0,3151}$	7.053,00 $\sigma_3^{0,3151}$	0,93
Subleito	Hot = 9,60	412,57 $\sigma_3^{0,1217}$	3.172,50 $\sigma_3^{0,1217}$	0,16
	Hot - 2% = 7,60*	356,43 $\sigma_d^{-0,1675}$	5.354,80 $\sigma_d^{-0,1675}$	0,42

* Segunda camada retirada do terreno natural

Tabela 2.9: Umidade de ensaio, equações do módulo resiliente e coeficiente de correlação, trecho: Fortaleza-Pacajús (BENEVIDES, 2000).

Camada	Umidade de ensaio (%)	Mr (MPa)	Mr (kgf/cm ²)	R ²
Base	Hot = 7,20	1.430,00 $\sigma_3^{0,6250}$	3.410,00 $\sigma_3^{0,6250}$	0,88
	Hot - 2% = 5,20	1.940,00 $\sigma_3^{0,4806}$	6.483,20 $\sigma_3^{0,4806}$	0,94
Sub-base	Hot = 7,60	588,24 $\sigma_3^{0,0531}$	5.305,00 $\sigma_3^{0,0531}$	0,17
	Hot - 2% = 5,60	649,48 $\sigma_3^{0,0452}$	5.965,00 $\sigma_3^{0,0452}$	0,21
Subleito	Hot = 10,60	476,12 $\sigma_3^{0,2191}$	2.919,71 $\sigma_3^{0,2191}$	0,48
	Hot - 2% = 8,60	1.009,10 $\sigma_3^{0,4806}$	3.647,00 $\sigma_3^{0,4806}$	0,96

Tabela 2.10: Módulo resiliente (M_R), resistência à tração estática (σ_r), relação M_R/σ_r dos revestimentos asfálticos dos trechos em estudo (BENEVIDES, 2000).

Trecho	Camada	M_R (MPa)	M_R (kgf/cm ²)	σ_r (MPa)	σ_r (kgf/cm ²)	M_R/σ_r
BR-116 - Fortaleza-Pacajús	binder	3.262	33.272	0,96	9,83	3.397
	capa	3.100	31.620	0,98	9,97	3.163
CE-040 - Messejana-Aquiraz	binder	2.708	27.621	0,81	8,29	3.343
	capa	3.511	35.812	1,07	10,95	3.281
CE-060 - Pajuçara-Pacatuba	capa	2.516	25.663	0,95	9,74	2.648

A partir desses resultados foram realizadas as análises, verificando-se as tensões e deformações e comparando-as com critérios de aceitação adotados pelo autor (BENEVIDES, 2000), que foram os seguintes:

- Deflexão máxima admissível na superfície (D): $\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \log N_p$, em 0,01 mm, DNER PRO 269/94, que corresponde a um critério resultante de uma tese de doutorado da COPPE/UFRJ (PREUSSLER, 1983);
- Diferença de tensões no revestimento ($\Delta\sigma$): são adotadas as equações obtidas dos gráficos “vida de fadiga x diferença de tensões” dos materiais asfálticos dos trechos; e
- Tensão vertical admissível no subleito ($\sigma_{v adm}$): é considerada a equação estabelecida em 1962 por Heukelom e Klomp: $\sigma_{v adm} = 0,006 M_{rm} / (1 + 0,7$

log N), onde M_{rm} é um valor médio do módulo resiliente do subleito, $\sigma_{v adm}$ em kgf/cm^2 .

A Tabela 2.11 apresenta os valores dos critérios de aceitação, que foram comparados com os valores obtidos no FEPAVE2, e o número N correspondente para cada trecho. O nível de confiabilidade foi variado de 50% a 99,9%. A AASHTO (1993) recomenda para projetos de pavimentos o nível de confiabilidade variando entre 85% e 99,9% (BENEVIDES, 2000).

Tabela 2.11: Número N e valores dos critérios de aceitação para os trechos em estudo (BENEVIDES, 2000).

Trecho	N	D (0,01 mm)	$\Delta\sigma$ (Binder) (kgf/cm^2)	$\Delta\sigma$ (Capa) (kgf/cm^2)	σ_v adm(kgf/cm^2)
BR-116 - Fortaleza-Pacajús	$3,84 \times 10^7$	53	13,15	6,42	2,38
CE-040 - Messejana-Aquiraz	$7,43 \times 10^6$	72	15,35	12,96	2,35
CE-060 - Pajuçara-Pacatuba	$3,74 \times 10^6$	82	-	12,63	2,28

Os valores dos parâmetros determinados nos ensaios, e utilizados nas análises, estão nas Tabelas 2.12 a 2.14. Para os coeficientes de Poisson, BENEVIDES (2000) assumiu os seguintes valores: 0,25 para as camadas de revestimento asfáltico; 0,35 para a base e sub-base; e para o subleito, 0,35 e 0,40 para solos granulares e coesivos, respectivamente. Foram variadas as espessuras de algumas camadas de forma a gerar várias alternativas de projeto. A Alternativa 1 corresponde a estrutura dimensionada pelo Método do DNER (CBR).

Tabela 2.12: Parâmetros para dimensionamento do trecho Fortaleza-Pacajús (BENEVIDES, 2011).

Parâmetros		Média (kgf/cm^2)	Desvio padrão (kgf/cm^2)
Módulo resiliente do revestimento	Capa	31.620	4.094
	Binder	33.272	4.028
Coeficientes da base	K_1	4.946,60	-
	K_2	0,5528	-
Coeficientes da subbase	K_1	5.635	-
	K_2	0,0049	-
Coeficientes do subleito	K_1	3.283	-
	K_2	0,3498	-

Tabela 2.13: Parâmetros para dimensionamento do trecho Messejana-Aquiraz
(BENEVIDES, 2000).

Parâmetros		Média (kgf/cm ²)	Desvio padrão (kgf/cm ²)
Módulo resiliente do revestimento	Capa	35.812	2.074
	Binder	27.621	3.152
Coeficientes da base	K ₁	5.152,80	-
	K ₂	0,5364	-
Coeficientes da subbase	K ₁	6.593	-
	K ₂	0,3261	-
Coeficientes do subleito	K ₁	3.172,5	-
	K ₂	0,1217	-
	K ₁ *	5.354,8	-
	K ₂ *	-0,1675	-

* Amostras do terreno natural

Tabela 2.14: Parâmetros para dimensionamento do trecho Pajuçara-Pacatuba
(BENEVIDES, 2000).

Parâmetros		Média (kgf/cm ²)	Desvio padrão (kgf/cm ²)
Módulo resiliente do revestimento	Capa	25.663	5.148
	Binder	-	-
Coeficientes da base	K ₁	5.028	-
	K ₂	0,4084	-
Coeficientes da subbase	K ₁	5.511	-
	K ₂	0,2996	-
Coeficientes do subleito	K ₁	4.969	-
	K ₂	0,3484	-
	K ₁ *	3.966	-
	K ₂ *	-0,2131	-

* Amostras do terreno natural

Trecho BR-116-Fortaleza-Pacajús

Foi adotada a seguinte estrutura inicial, dimensionada pelo método do DNIT, para um número $N = 3,84 \times 10^7$.

- Capa – 5,00 cm;
- Binder – 5,00 cm;
- Base – 15,00 cm;
- Sub-base – 20,00 cm; e
- Subleito (SL).

Foram consideradas as seguintes alternativas, cujos resultados são apresentados abaixo na Tabela 2.15:

- Alternativa 1 – adotando as espessuras iniciais projetadas no método empírico;
- Alternativa 2 – retirando a camada de *binder* e mantendo as espessuras das demais;
- Alternativa 3 – modificando as espessuras das camadas de *binder* e da capa de 5,0 cm para 4,5 cm e mantendo as espessuras das demais;
- Alternativa 4 – modificando as espessuras das camadas de *binder* de 5,0 cm para 4,0 cm e da sub-base de 20,0 cm para 18,0 cm e mantendo as espessuras da capa e da base;
- Alternativa 5 – capa e *binder* com 5,0 cm e sub-base com 28,0 cm;
- Alternativa 6 – capa com 5,0 cm, *binder* com 4,0 cm e sub-base com 30,0 cm;
- Alternativa 7 – capa com 5,0 cm, *binder* com 4,0 cm e sub-base com 28,0 cm.

Tabela 2.15: Resultados do FEPAVE2, alternativas 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7, trecho Fortaleza-Pacajús (BENEVIDES, 2000).

Alternativa	Parâmetros calculados	Média	Desvio padrão	Nível de confiabilidade				Critério de aceitação
				50%	85%	95%	99,9%	
1	D (x 0,01 mm)	46	1	46	47,03	47,64	49,09	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,10	0	0,10	0,10	0,10	0,10	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	3,49	0,52	3,49	4,03	4,35	5,10	6,42
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	7,95	0,88	7,95	8,86	9,40	10,67	13,15
2	D (x 0,01 mm)	56	3	56	59,11	60,93	65,27	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,13	0	0,13	0,13	0,13	0,13	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	10,0	0,69	10,0	10,71	11,13	12,13	6,42
3	D (x 0,01 mm)	48	1	48	49,03	49,64	51,09	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,10	0	0,10	0,10	0,10	0,10	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	1,62	1,20	1,62	2,86	3,59	5,33	6,42
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	9,05	3,63	9,05	12,81	15,02	20,26	13,15
4	D (x 0,01 mm)	49	1	49	50,03	50,64	52,09	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,11	0	0,11	0,11	0,11	0,11	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	2,12	0,70	2,12	2,85	3,27	4,28	6,42
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	10,60	1,44	10,60	12,09	12,97	15,05	13,15

Alternativa	Parâmetros calculados	Média	Desvio padrão	Nível de confiabilidade				Critério de aceitação
				50%	85%	95%	99,9%	
5	D (x 0,01 mm)	35	0	35	35	35	35	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,10	0	0,10	0,10	0,10	0,10	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	1,25	0,69	1,25	1,96	2,39	3,38	6,42
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	4,29	0,12	4,29	4,41	4,49	4,66	13,15
6	D (x 0,01 mm)	35	0	35	35	35	35	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,1	0	0,10	0,10	0,10	0,10	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	1,96	0,30	1,96	2,27	2,46	2,89	6,42
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	7,78	0,98	7,78	8,80	9,39	10,80	13,15
7	D (x 0,01 mm)	36	1	36	37,03	37,64	39,09	53
	σ_v (kgf/cm ²)	0,10	0	0,10	0,10	0,10	0,10	2,38
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	3,49	0,53	3,49	4,04	4,36	5,13	6,42
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	5,95	3,92	5,95	10,01	12,39	18,06	13,15

Algumas observações e conclusões feitas por BENEVIDES (2000) sobre os resultados estão resumidas a seguir:

- Quando se considera as mesmas espessuras dimensionadas pelo método empírico do DNIT (Alternativa 1), obtém-se, para todos os itens, nível de confiabilidade de 99,9%.
- Com a retirada da camada de *binder*, Alternativa 2, apenas a tensão vertical no subleito é atendida. Os critérios de aceitação para D e $\Delta\sigma$ não são atendidos nem para 50% de nível de confiabilidade. A solução não poderia ser utilizada.
- Modificando as espessuras da capa e do *binder* para 4,5 cm ao invés de 5,0 cm adotado no dimensionamento empírico, Alternativa 3, os critérios de aceitação são atendidos para um nível de confiabilidade de até 85%.
- A alternativa 4 atende os critérios de aceitação até o nível de confiabilidade de 95%, o que significa que o trecho poderia ser dimensionado modificando-se a camada do *binder* para 4,0 cm, mantendo as mesmas espessuras para as demais camadas.

BENEVIDES (2000) considerou ainda as Alternativas 5, 6 e 7, que corresponde a usar o material de sub-base como base, pois os resultados mecânicos indicaram módulos resilientes da sub-base maiores que os da base do pavimento. Sobre os resultados obtidos nas análises foram feitos os seguintes comentários:

- O trecho poderia ser dimensionado sem utilizar o material da base com uma confiabilidade de 99,9%, reduzindo a espessura das camadas granulares de 35,0 cm (20,0 cm da base + 15,0 cm da sub-base) para 28,0 cm utilizando apenas o material de sub-base e mantendo as espessuras das demais camadas (Alternativa 5).
- Para a Alternativa 6 também se obteve confiabilidade de 99,9%. Neste caso, a sub-base teria 30,0 cm ao invés dos 28,0 cm da Alternativa 5, porém, o *binder* seria reduzido de 5,0 cm para 4,0 cm.
- Para a alternativa 7, a confiabilidade seria de 95%, mas, teria a sub-base com 28,0 cm ao invés dos 35,0 cm (20,0 cm de base + 15,0 de sub-base) projetados, e *binder* reduzido de 5,0 cm para 4,0 cm.

Trecho CE-040-Messejana-Aquiraz

Foi adotada a seguinte estrutura inicial, dimensionada pelo método do DNIT, para um número $N = 7,43 \times 10^6$.

- Capa – 4,0 cm;
- *Binder* – 4,5 cm;
- Base – 19,0 cm;
- Sub-base – 20,0 cm;
- Subleito (SL).

Foram consideradas as seguintes alternativas, cujos resultados são apresentados na Tabela 2.16:

- Alternativa 1 – considerando as espessuras iniciais projetadas no método empírico e a camada de subleito (SL) em função de σ_3 ;
- Alternativa 2 – considerando as espessuras iniciais projetadas no método empírico e a camada de subleito (SL) em função de σ_d ;

- Alternativa 3 – retirando a camada de *binder*, mantendo as espessuras das demais, com SL em função de σ_3 ;
- Alternativa 4 – retirando a camada de *binder*, mantendo as espessuras das demais, com SL em função de σ_d ;
- Alternativa 5 – reduzindo o *binder* de 4,5 cm para 4,0 cm, a base de 19,0 cm para 15,0 cm, a sub-base de 20,0 cm para 15,0 cm, a capa permanecendo com 4,0 cm e com SL em função de σ_3 .
- Alternativa 6 – reduzindo o *binder* de 4,5 cm para 4,0 cm, a base de 19,0 cm para 15,0 cm, a sub-base de 20,0 cm para 15,0 cm, a capa permanecendo com 4,0 cm e com SL em função de σ_d .
- Alternativa 7 – retirando o *binder*, considerando a capa com 5,5 cm, reduzindo a base de 19,0 cm para 15,0cm, mantendo a sub-base com 20,0 cm e com SL em função de σ_3 .
- Alternativa 8 – retirando o *binder*, considerando a capa com 5,5 cm, reduzindo a base de 19,0 cm para 15,0 cm, mantendo a sub-base com 20,0 cm e com SL em função de σ_d .
- Alternativa 9 – retirando o *binder* e a camada de base, aumentando a capa para 5,5 cm e a sub-base para 25,0 cm e com SL em função de σ_3 .
- Alternativa 10 – retirando o *binder* e a camada de base, aumentando a capa para 5,5 cm e a sub-base para 25,0 cm e com SL em função de σ_d .

Tabela 2.16: Resultados do FEPAVE2, Alternativas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10, trecho Messejana-Aquiraz (BENEVIDES, 2000).

Alternativa	Parâmetros calculados	Média	Desvio padrão	Nível de confiabilidade				Critério de aceitação
				50%	85%	95%	99,9%	
1	D (x 0,01 mm)	34	0	34	34	34	34	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,13	0	0,13	0,13	0,13	0,13	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	3,20	1,14	3,2	4,38	5,08	6,72	12,96
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	8,48	0,20	8,48	8,69	8,81	9,10	15,35

Alternativa	Parâmetros calculados	Média	Desvio padrão	Nível de confiabilidade				Critério de aceitação
				50%	85%	95%	99,9%	
2	D (x 0,01 mm)	23	0	23	23	23	23	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,16	0	0,16	0,16	0,16	0,16	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	3,13	0,92	3,13	4,08	4,64	5,97	12,96
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	8,06	0,21	8,06	8,28	8,41	8,71	15,35
3	D (x 0,01 mm)	38	0	38	38	38	38	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,17	0	0	0	0	0	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	16,07	2,75	16,07	18,92	20,59	24,56	12,96
4	D (x 0,01 mm)	24	0	24	24	24	24	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,20	0	0,20	0,20	0,20	0,20	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	15,61	1,17	15,61	16,82	17,53	19,22	12,96
5	D (x 0,01 mm)	32	0	32	32	32	32	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,17	0	0,17	0,17	0,17	0,17	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	3,40	1,01	3,4	4,45	5,06	6,52	12,96
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	8,35	1,03	8,35	9,42	10,04	11,53	15,35
6	D (x 0,01 mm)	19	0	19	19	19	19	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,21	0	0,21	0,21	0,21	0,21	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	3,47	0,32	3,47	3,60	4	4,45	12,96
	$\Delta\sigma$ binder (kgf/cm ²)	8,03	0,61	8,03	8,66	9,03	9,91	15,35
7	D (x 0,01 mm)	35	0	35	35	35	35	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,17	0	0,17	0,17	0,17	0,17	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	11,09	0,38	11,09	11,48	11,71	12,26	12,96
8	D (x 0,01 mm)	21	0	21	21	21	21	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,21	0	0,21	0,21	0,21	0,21	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	10,91	0,27	10,91	11,19	11,35	11,74	12,96
9	D (x 0,01 mm)	28	0	28	28	28	28	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,22	0	0,22	0,22	0,22	0,22	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,90	0,93	8,90	9,86	10,43	11,77	12,96
10	D (x 0,01 mm)	13	0	13	13	13	13	72
	σ_v (kgf/cm ²)	0,32	0	0,32	0,32	0,32	0,32	2,35
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,70	0,51	8,70	9,23	9,54	10,28	12,96

Algumas observações e conclusões feitas por BENEVIDES (2000) sobre os resultados estão resumidas a seguir:

- As Alternativas 1 e 2, com as camadas de espessuras iguais às usadas no dimensionamento empírico do DNIT, tiveram confiabilidade de 99,9%, atendendo a todos os critérios de aceitação. Verificou-se uma folga no atendimento dos critérios de aceitação, o que pode indicar um superdimensionamento das camadas.

- Para as alternativas 3 e 4, com a retirada da camada de *binder*, os critérios de aceitação não foram todos atendidos, indicando que a solução não deveria ser adotada.

As Alternativas de 5 a 10 foram consideradas por BENEVIDES (2000), pois os resultados indicaram valores muito baixos da tensão vertical no subleito (σ_v), o que poderia significar excesso de espessura das camadas granulares. Sobre os resultados obtidos nas análises foram feitos os seguintes comentários:

- Todas as alternativas atenderam aos critérios propostos com confiabilidade de 99,9%, indicando a versatilidade do método que possibilita que os materiais locais sejam melhor explorados permitindo que o trecho possa ser dimensionado com 5, 4 ou até 3 camadas. O método fica aberto para as diversas soluções, diferentemente do método empírico que não tira vantagem se o material da sub-base, por exemplo, tem um CBR de 20% ou 40%.

Trecho CE-060-Pajuçara-Pacatuba

Foi adotada a seguinte estrutura inicial, dimensionada pelo método do DNIT, para um número $N = 3,74 \times 10^6$.

- Capa – 5,0 cm;
- Base – 16,0 cm;
- Sub-base – 20,0 cm;
- Subleito (SL).

Foram consideradas as seguintes alternativas, cujos resultados são apresentados na Tabela 2.17:

- Alternativa 1 – considerando as espessuras iniciais projetadas no método empírico e a camada de subleito (SL) em função de σ_3 .
- Alternativa 2 – considerando as espessuras iniciais projetadas no método empírico e a camada de subleito (SL) em função de σ_d .

- Alternativa 3 – aumentando a espessura da camada de sub-base para 22,0 cm, mantendo as espessuras das demais, com SL em função de σ_3 .
- Alternativa 4 – aumentando a espessura da camada de sub-base para 22,0 cm, mantendo as espessuras das demais, com SL em função de σ_d .
- Alternativa 5 – retirando a camada de base, aumentando a sub-base de 20,0 cm para 25,0 cm, mantendo a espessura da capa e com SL em função de σ_3 .
- Alternativa 6 – retirando a camada de base, aumentando a sub-base de 20,0 cm para 25,0 cm, mantendo a espessura da capa e com SL em função de σ_d .
- Alternativa 7 – retirando a camada de base, aumentando a sub-base de 20,0 cm para 30,0 cm, modificando a espessura da capa de 5,0 cm para 4,0 cm e com SL em função de σ_3 .
- Alternativa 8 – retirando a camada de base, aumentando a sub-base de 20,0 cm para 30,0 cm, modificando a espessura da capa de 5,0 cm para 4,0 cm e com SL em função de σ_d .

Tabela 2.17: Resultados do FEPAVE2, Alternativas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, trecho Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000).

Alternativa	Parâmetros calculados	Média	Desvio padrão	Nível de confiabilidade				Critério de aceitação
				50%	85%	95%	99,9%	
1	D (x 0,01 mm)	46	0	46	46	46	46	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,15	0,01	0,15	0,16	0,17	0,18	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	10,97	0,64	10,97	11,63	12,02	12,95	12,63
2	D (x 0,01 mm)	20	0	20	20	20	20	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,21	0,01	0,21	0,22	0,23	0,24	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	10,82	0,72	10,8	11,57	12,00	13,04	12,63
3	D (x 0,01 mm)	46	0	46	46	46	46	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,14	0	0,14	0,14	0,14	0,14	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,89	0,44	8,89	9,35	9,61	10,25	12,63
4	D (x 0,01 mm)	21	0	21	21	21	21	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,20	0,01	0,20	0,21	0,22	0,23	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	9,53	0,10	9,53	9,63	9,69	9,84	12,63
5	D (x 0,01 mm)	44	0	44	44	44	44	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,23	0,01	0,23	0,24	0,25	0,26	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,90	0,12	8,90	9,02	9,10	9,27	12,63

Alternativa	Parâmetros calculados	Média	Desvio padrão	Nível de confiabilidade				Critério de aceitação
				50%	85%	95%	99,9%	
6	D (x 0,01 mm)	14	0	14	14	14	14	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,35	0,02	0,35	0,37	0,38	0,41	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,57	0,22	8,57	8,80	8,93	9,25	12,63
7	D (x 0,01 mm)	44	0	44	44	44	44	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,21	0,01	0,21	0,22	0,23	0,24	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,74	0,87	8,74	9,64	10,17	11,42	12,63
8	D (x 0,01 mm)	16	0	16	16	16	16	82
	σ_v (kgf/cm ²)	0,30	0,01	0,30	0,31	0,32	0,33	2,28
	$\Delta\sigma$ capa (kgf/cm ²)	8,86	0,84	8,86	9,73	10,24	11,45	12,63

Algumas observações e conclusões feitas por BENEVIDES (2000) sobre os resultados deste trecho estão resumidas a seguir:

- Os resultados das análises adotando-se as mesmas espessuras das camadas dimensionadas pelo método do DNIT, Alternativas 1 e 2, tiveram uma confiabilidade de 95%. A confiabilidade não foi de 99,9% pois foi utilizado um fator climático regional (FR) de 1,4, ao invés de 1,0, normalmente utilizado, implicando em um número N maior. Para as Alternativas 3 e 4, onde se tirou partido do material da sub-base com um acréscimo de 2,0 cm nesta camada, a confiabilidade passou para 99,9%, demonstrando assim, mais uma vez, a versatilidade do método da resiliência da COPPE.

As Alternativas de 5 a 8 foram consideradas para explorar o material da camada de sub-base, retirando o material de base. Sobre os resultados obtidos nas análises foram feitos os seguintes comentários:

- A confiabilidade obtida nas 4 alternativas foi de 99,9%, indicando que o trecho poderia ser dimensionado com 3 camadas, utilizando-se apenas uma camada granular composta de material da sub-base com 25 cm ou 30 cm ao invés dos 36,0 cm (20,0 de sub-base + 16,0 cm de base) dimensionados no método empírico.

Como comentário geral a respeito dos 3 trechos analisados, BENEVIDES (2000) ressalta que todas estas considerações são válidas apenas para os materiais ensaiados nos 3 trechos em estudo e com as combinações de materiais utilizados nas alternativas analisadas. E acrescenta que as análises não podem ser generalizadas, podendo-se

ensaiar outros materiais nos quais se possa explorar mais acamada de base do que a sub-base, por exemplo.

Como principal conclusão, BENEVIDES (2000) cita a versatilidade do Método de Resiliência da COPPE, que possibilita que os materiais locais sejam mais bem explorados, permitindo várias alternativas para os dimensionamentos com alto índice de confiabilidade.

Comenta também, que nos trechos em estudo, verificou-se que as mesmas espessuras determinadas no dimensionamento pelo método tradicional do DNIT podem ser também adotadas no dimensionamento pelo método da COPPE/UFRJ.

BENEVIDES (2000) constatou, ainda, que pode haver valores maiores de módulos resilientes na sub-base que na base, ou de subleito maior que de sub-base, ressaltando a limitação do Método Empírico do DNIT, que não tira vantagem se o material da sub-base, por exemplo, tem um CBR maior que 20%.

2.5.2. Estudo comparativo de três métodos de projeto de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil (BEZERRA NETO *et al.*, 2005)

O trabalho de BEZERRA NETO *et al.* (2005), foi apresentado na 36ª Reunião Anual de Pavimentação, realizada em Curitiba – PR entre 24 e 26 de agosto de 2005.

O objetivo foi analisar e comparar estruturas de pavimentos flexíveis dimensionadas através dos métodos empíricos do DNIT, da resiliência do DNER (método simplificado que constou somente na versão do Manual de Pavimentação de 1996 do DNER) e mecanístico com o programa FEPAVE2. Para isso foram ensaiados materiais de pavimentação utilizados na região de Campo Grande, Mato Grosso do Sul.

Os materiais de subleito e de base - solo arenoso fino laterítico (SAFL) e misturas solo-agregado - foram submetidos aos ensaios de compactação e CBR e a ensaios triaxiais cíclicos visando a determinação dos respectivos módulos de resiliência.

As Tabelas 2.18 e 2.19 apresentam os resultados dos ensaios e os modelos representativos da variação do módulo de resiliência dos materiais com o estado de tensão.

Tabela 2.18: Resultados dos ensaios de compactação e CBR para os materiais de subleito e base (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

Material	Energia de Co MPactação	Aplicação	W _{ot} (%)	ρ _{dmax} (g/cm ³)	CBR (%)	Expansão (%)
Solo Argiloso	Normal	Subleito	26,2	1,545	20	0,25
Solo Arenoso	Normal	Subleito	9,8	1,980	62	0
	Modificada	Base	9,0	2,010	81	0
Solo Areno-argiloso	Modificada	Base	11,8	2,035	107	0,08
Solo Argiloso-Brita (30/70)	Modificada	Base	9,0	2,175	80	0,10
Solo Arenoso-Brita (50/50)	Modificada	Base	5,7	2,360	290	0

Tabela 2.19: Modelos determinados para os módulos de resiliência dos materiais geotécnicos utilizados na pesquisa (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

Material	Energia de Compactação	M _R (MPa)	M _R (kgf/m ²)	R ²
Solo Argiloso	Normal	M _R = 106 σ ₃ ^{0,03} σ _d ^{0,44}	M _R = 2412 σ ₃ ^{0,07} σ _d ^{0,44}	0,95
Solo Arenoso	Normal	M _R = 895 σ ₃ ^{0,40} σ _d ^{0,09}	M _R = 4307 σ ₃ ^{0,40} σ _d ^{0,09}	0,86
	Modificada	M _R = 763 σ ₃ ^{0,35} σ _d ^{0,13}	M _R = 4459 σ ₃ ^{0,35} σ _d ^{0,13}	0,81
Solo Areno-argiloso	Modificada	M _R = 548 σ ₃ ^{0,14} σ _d ^{0,24}	M _R = 6812 σ ₃ ^{0,14} σ _d ^{0,24}	0,94
Solo Argiloso-Brita (30/70)	Modificada	M _R = 603 σ ₃ ^{0,25} σ _d ^{0,32}	M _R = 7014 σ ₃ ^{0,25} σ _d ^{0,32}	0,73
Solo Arenoso-Brita (50/50)	Modificada	M _R = 1884 σ ₃ ^{0,43} σ _d ^{0,06}	M _R = 7568 σ ₃ ^{0,43} σ _d ^{0,06}	0,78

Nota: σ₃ = tensão confinante; σ_d = tensão desvio.

Para o concreto asfáltico foram realizados ensaios de compressão diametral cíclicos, visando a determinação do módulo de resiliência e da vida de fadiga deste material. A Tabela 2.20 apresenta os resultados.

Tabela 2.20: Propriedades mecânicas do CBUQ utilizado na pesquisa (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

Material	Módulo de Resiliência		Resistência à tração		M _R /R _t	Vida de Fadiga
	MPa	kgf/cm ²	MPa	kgf/cm ²		
CBUQ	4100	41000	0,95	9,5	4315	N = 3449,5 Δσ ^{-2,98}

Nota: Δσ = diferença de tensões na fibra inferior do revestimento (MPa).

As estruturas de pavimentos foram dimensionadas pelos métodos empírico do DNIT, da resiliência (DNER, 1996) e mecanístico-empírico, conforme já foi dito. Os métodos mecanístico-empírico e empírico do DNIT já foram discutidos nos capítulos anteriores. Não cabe aqui a descrição completa deste método da resiliência, proposto por PREUSSLER e PINTO e incorporado em 1996 ao Manual de Pavimentação do

DNIT, mas apresenta-se a seguir a título de informação algumas considerações sobre ele.

Nesta metodologia, considera-se o valor estrutural da camada betuminosa em função do tipo de subleito e do tráfego futuro, leva-se em conta o comportamento elástico não linear dos solos e materiais granulares, e toma-se partido da boa qualidade dos solos argilosos de comportamento laterítico. O cálculo da espessura total do pavimento se dá da mesma forma que a usada no método empírico do DNIT.

Os solos de granulometria fina constituintes dos subleitos devem ser classificados de acordo com a Tabela 2.6.

A espessura mínima do revestimento betuminoso (H_{cb}) é calculada utilizando-se a seguinte equação:

$$H_{cb} = -5,737 + \frac{807,961}{D_p} + 0,972 \cdot I_1 + 4,101 \cdot I_2 \quad (2.25)$$

onde,

I_1 e I_2 - são constantes relacionadas às características resilientes do subleito:

- Tipo I: $I_1 = 0$ e $I_2 = 0$
- Tipo II: $I_1 = 1$ e $I_2 = 0$
- Tipo III: $I_1 = 0$ e $I_2 = 1$

D_p - deflexão de projeto (0,01 mm); e

H_{cb} - espessura mínima da camada betuminosa (cm).

A deflexão de projeto (D_p) deve ser menor ou igual à deflexão admissível (D_{adm}), sendo esta calculada através da seguinte equação:

$$\log(D_{adm}) = 3,148 - 0,188 \cdot \log N \quad (2.26)$$

onde,

N - número de repetições do eixo simples padrão de 80 kN; e

Dadm - deflexão máxima admissível, na prática igual a Dadm (0,01 mm).

A espessura da camada granular (Hcg) é determinada a partir da equação 2.27 a seguir:

$$Hcb \cdot Ve + Hcg = Ht; \text{ sendo que } Hcg \leq 35\text{cm} \quad (2.27)$$

Onde:

Hcb - espessura mínima da camada betuminosa (cm);

Ve - valor estrutural do revestimento betuminoso;

Hcg - espessura da camada granular (cm);e

Ht - espessura total do pavimento (cm).

Este método foi logo descontinuado devido às inconsistências observadas na sua aplicação.

Voltando ao estudo de BEZERRA NETO *et al.* (2005), foram considerados para os dimensionamentos dois tipos de subleito (um de solo argiloso e outro de solo arenoso), quatro tipos de base (duas do tipo SAFL e duas do tipo solo-brita); e dois tipos de revestimento (um em tratamento superficial para $N=10^6$ e o outro em CBUQ para $N=10^7$ e $N=10^8$). Para cada tipo de subleito foram considerados dois tipos de base, de acordo com a prática construtiva verificada na região de Campo Grande - MS, conforme será mostrado nas figuras com os resultados mais adiante.

No dimensionamento das estruturas pelo método empírico do DNIT, adotou-se o valor unitário para o coeficiente estrutural (K) das bases e também para o coeficiente do Tratamento Superficial. Com relação ao CBUQ, considerou-se $K = 2,0$.

No caso do dimensionamento mecanístico-empírico, considerou-se o valor de 200 MPa para o módulo de resiliência do Tratamento Superficial, e os seguintes valores para os coeficientes de Poisson (ν) dos materiais: $\nu = 0,40$ para o subleito argiloso, $\nu = 0,30$ para os dois tipos de revestimento (TS e CBUQ), e $\nu = 0,35$ para os demais materiais.

O trincamento por fadiga no revestimento em CBUQ foi avaliado utilizando-se a equação representativa da vida de fadiga apresentada na Tabela 2.20 e a análise de deformação permanente foi realizada limitando-se a tensão vertical no topo do subleito, conforme a equação 2.28 proposta por HEUKELON & KLUMP (1962), *apud* BENEVIDES (2000) e BEZERRA NETO *et al.* (2005), descrita a seguir.

$$\sigma_{v adm} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (2.28)$$

onde,

$\sigma_{v adm}$ - tensão vertical admissível no topo do subleito (kgf/cm²);

M_R - valor médio do módulo de resiliência do subleito (kgf/cm²);

N - número de operações do eixo padrão.

Para o cálculo da tensão admissível no topo do subleito, admitiu-se o valor de 150 MPa para o M_R do subleito argiloso e o valor de 100 MPa para o M_R do subleito arenoso.

Os resultados obtidos estão apresentados nas Figuras 2.24 a 2.27.

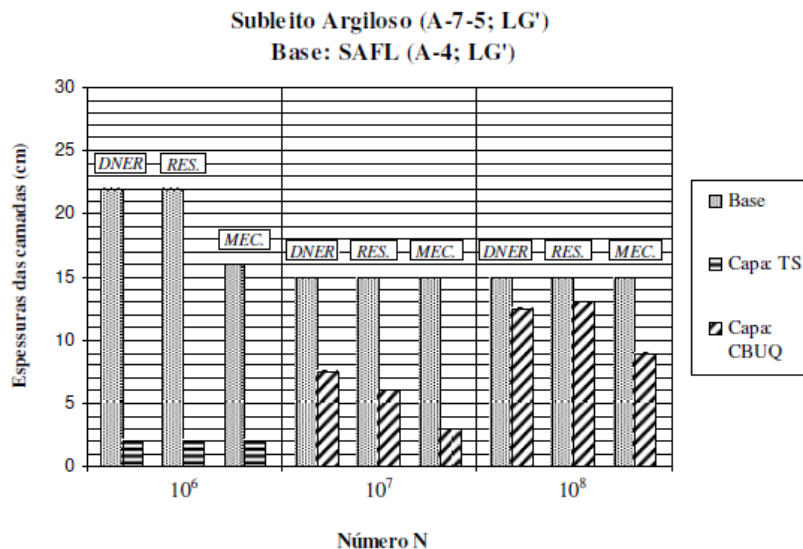


Figura 2.24: Estruturas estabelecidas pelos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecanístico para os tráfegos médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), considerando-se o subleito argiloso e a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-4; G') (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

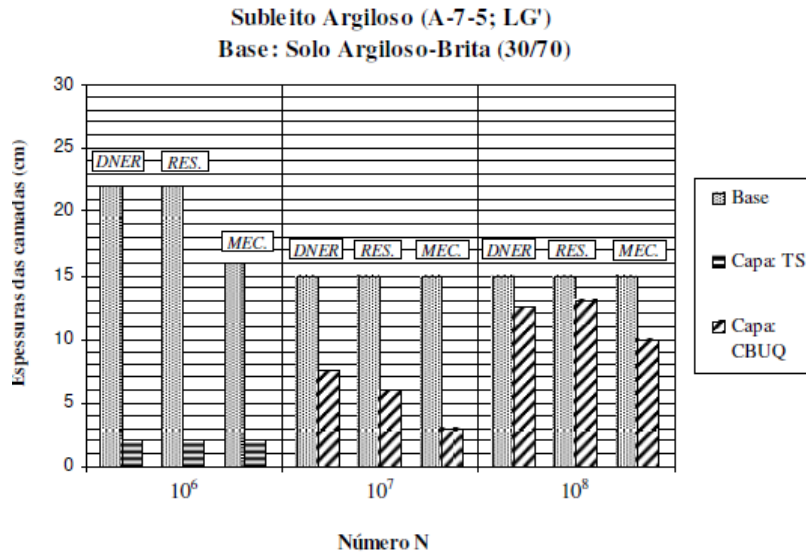


Figura 2.25: Estruturas estabelecidas pelos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecanístico para os tráfegos médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), considerando-se o subleito argiloso e a base de Solo Argiloso-Brita (30/70) (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

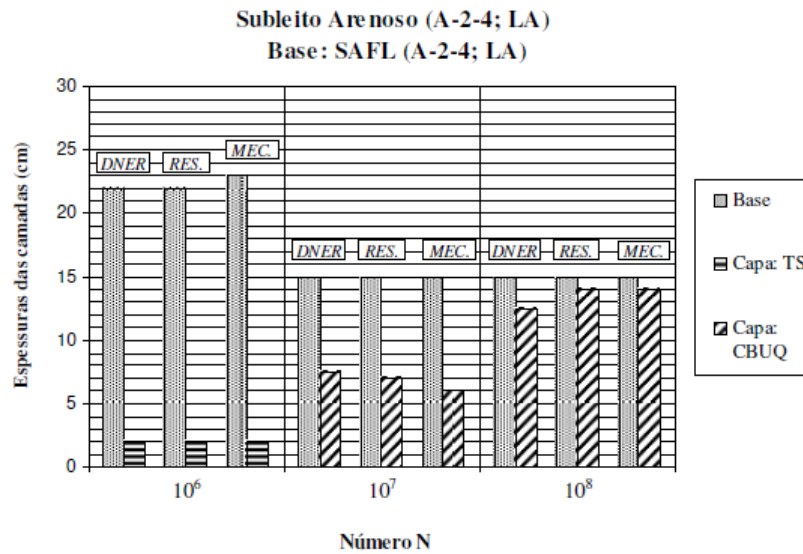


Figura 2.26: Estruturas estabelecidas pelos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecanístico para os tráfegos médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), considerando-se o subleito arenoso e a base de Solo Arenoso Fino Laterítico (A-2-4; A) (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

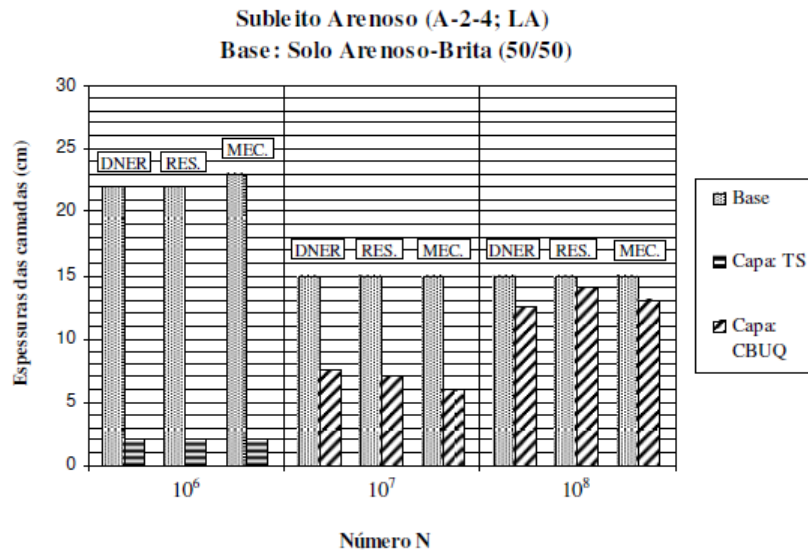


Figura 2.27: Estruturas estabelecidas pelos métodos empírico do DNER, da resiliência e mecânico para os tráfegos médio ($N=10^6$), pesado ($N=10^7$) e muito pesado ($N=10^8$), considerando-se o subleito arenoso e a base de Solo Arenoso-Brita (50/50) (BEZERRA NETO *et al.*, 2005).

Como conclusões, BEZERRA NETO *et al.* (2005) observam que, considerando-se a variação para $N=10^7$ a $N=10^8$, o acréscimo na espessura da capa no método empírico é sempre o mesmo, de 7,5 cm para 12,5 cm, independente do tipo de material empregado nas camadas de subleito e base, visto que o valor é função apenas do tráfego. Já no método da resiliência o acréscimo na espessura sofre influência do tipo de subleito, devido ao fator estrutural do revestimento asfáltico ser variável. E o método mecânico-empírico sofre influência tanto do tipo de subleito quanto de base.

Constataram que para o subleito argiloso, as estruturas determinadas pelo método mecânico-empírico apresentaram-se mais delgadas que as estabelecidas pelos outros dois métodos em questão, independente do nível de tráfego. Comparando-se apenas o método empírico do DNER com o da resiliência, os autores perceberam uma diferença significativa apenas para $N=10^7$.

No caso do subleito arenoso, considerando-se apenas $N = 10^6$ constataram que as estruturas obtidas pelos três métodos são praticamente similares. Já para as estruturas sujeitas a $N = 10^7$, as espessuras de capa determinadas pelo método da resiliência são maiores que as estabelecidas pelo método mecânico-empírico e menores que as definidas pelo método empírico. Para $N = 10^8$ verificaram que as espessuras de capa auferidas pelo método da resiliência são maiores que as determinadas pelo método empírico e são praticamente iguais às obtidas pelo método mecânico-empírico.

Perceberam também diferenças quanto à sensibilidade dos métodos com relação à variação do nível de tráfego. No método mecanístico-empírico, a sensibilidade depende do tipo de material empregado em toda a estrutura; no método da resiliência a influência é apenas do subleito; e no método empírico, a sensibilidade independe das propriedades mecânicas dos materiais.

Observaram, ainda, que no caso das estruturas projetadas pelo método mecanístico-empírico, os aspectos críticos no dimensionamento foram a deformação permanente para $N = 10^6$ e a fadiga na capa para $N = 10^7$ e $N = 10^8$.

Para concluir, destacaram que a superioridade de um método de dimensionamento em relação a outros não deve estar associada ao fato de fornecer estruturas mais ou menos esbeltas, mas sim à consistência teórica de suas bases e à fidelidade com que representa o comportamento real dos pavimentos asfálticos. E citam ainda que já existia em 2005 uma tendência em muitos países de se adotar métodos de dimensionamento com base mecanísticas, visto que estes associam as vantagens decorrentes da incorporação de modelos constitutivos que representam a deformabilidade elástica e plástica dos materiais, e da flexibilidade na modelagem dos esforços atuantes e gerados nas estruturas de rodovias e pistas de aeroportos.

2.5.3. Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico-Empírico aplicada a um trecho (COUTINHO, 2011)

O trabalho de COUTINHO (2011) teve o objetivo de desenvolver um estudo comparativo e analítico entre o método de dimensionamento de pavimentos do DNIT e o método mecanístico-empírico utilizando o programa SisPav (FRANCO, 2007) e o programa AEMC, sub-rotina do programa SisPav. O trabalho consistiu em dimensionar um pavimento e ilustrar a aplicabilidade dos métodos, por meio da realização de ensaios, de acordo com os parâmetros pertinentes ao método do DNIT e o de FRANCO (2007), e analisar os resultados obtidos com os referidos métodos apresentando suas semelhanças e diferenças.

Foi escolhido como estudo de caso um segmento de uma rodovia ainda em execução no Estado de Minas Gerais e com alto volume de tráfego. Para a comparação

dos dois métodos de dimensionamento foram ensaiados os materiais que compõem a estrutura de projeto do pavimento em estudo, que foram os seguintes:

- Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) para a capa;
- Pré-Misturado a Quente (PMQ) para a camada de ligação;
- Brita Graduada + 3% cimento (BGTC) para a base;
- Cascalho + 3 % de cal para a sub-base; e
- Solo Argiloso do subleito.

Para cada um destes materiais foi realizada uma série de ensaios necessários à aplicação dos dois métodos.

Os resultados dos ensaios necessários para o dimensionamento pelo método do DNIT foram:

- Solo argiloso (subleito)
 - $CBR_{med} = 19 \%$
 - Umidade Ótima média = 28%
 - Expansão média = 0,21%
 - Massa específica máxima média = 1478 kg/cm³.
 - Média do material que passa na peneira N° 200 = 96 %
 - $LL_{med} = 62 \%$
 - $IP_{med} = 24 \%$
 - Classificação HRB = A-7-5
- Cascalho quartzoso com + 3% cal
 - $CBR_{med} = 176 \%$

- Umidade Ótima média = 10,4%
 - Expansão média = 0,00%
 - Massa específica máxima média = 2004 kg/cm³
 - Média do material que passa na peneira N° 200 = 22,9 %
 - Índice de Plasticidade = 22 % (sem Cal) – 10 % (com cal)
 - Limite de liquidez = 53 % (sem cal) – 42 % (com cal)
- BGTC
 - CBR_{med} = 270 %
 - Umidade Ótima média = 5,2%
 - Expansão média = 0,00%
 - Massa específica máxima média = 2318 kg/cm³
 - Média do material que passa na peneira N° 200 = antes da compactação (16) %
 - Após a compactação N° 200 = 23%
 - Índice de Plasticidade = NP
 - Limite de liquidez = NL
 - $f_{cj60 \text{ dias}} = 50,0 \text{ kg/cm}^2$
- CBUQ
 - Faixa C do DNER
 - 4,5 % de CAP 30/45
 - Resistência a tração por compressão diametral igual a 1,70 MPa
 - Estabilidade Marshall média igual 1240 kgf.

- Densidade aparente média igual a 2385 kgf/m³
- Fluência média igual a 4,0 mm
- PMQ
 - Faixa D do DNER
 - 3,0 % de CAP 30/45
 - Resistência a tração por compressão diametral igual a 0,40 MPa
 - Estabilidade Marshall média igual 877 kgf.
 - Densidade aparente média igual a 2520 kgf/m³

Com esses resultados, o dimensionamento da estrutura do pavimento pelo método do DNIT, para um número $N = 5,8 \times 10^7$ foi o seguinte:

- Capa: 6 cm de CBUQ, $K=2$;
- Camada de ligação: 8 cm de PMQ, $K=1,7$;
- Base: 15 cm de BGTC, $K=1,7$;
- Sub-base: 15 cm de cascalho quartzoso + 3% de cal, $K=1,2$; e
- Subleito: CBR = 9%.

Já para a realização do dimensionamento pelo programa SisPav, com os ensaios realizados foram obtidos os seguintes modelos:

- Modelo para o M_R do CBUQ
 - $M_{R, \text{médio (CBUQ)}} = 10720 \text{ MPa}$.
 - Desvio padrão = 1997 MPa.
- Modelo para o M_R do PMQ
 - $M_{R, \text{médio (PMQ)}} = 6755 \text{ MPa}$.

· Desvio padrão = 1575 MPa.

- Modelo para a fadiga do CBUQ

$$N = 1,4125 \cdot 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,519} \quad (2.29), (2.30) \text{ e } (2.31)$$

$$6,761 \cdot 10^{-13} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,451} \leq N \leq 2,951 \cdot 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,588} \rightarrow \text{Confiabilidade } 95\%$$

$$1,012 \cdot 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,487} \leq N \leq 2,009 \cdot 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,551} \rightarrow \text{Confiabilidade } 68\%$$

- Modelo para a fadiga do PMQ

$$N = 1,4453 \cdot 10^{-13} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,362} \quad (2.32) \text{ e } (2.33)$$

$$4,074 \cdot 10^{-14} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,334} \leq N \leq 5,129 \cdot 10^{-13} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,390} \rightarrow \text{Confiabilidade } 95\%$$

- Modelo de deformação permanente para CBUQ e PMQ

· Modelo de Uzan (1982) com os valores dos coeficientes sugeridos por Cardoso (1987), que constam da biblioteca de valores sugeridos no programa SisPav.

- Modelo do M_R para BGTC

$$M_R = 5781 \cdot \sigma_3^{0,742} \rightarrow \text{Modelo para 7 dias} \quad (2.34), (2.35) \text{ e } (2.36)$$

$$M_R = 2046 \cdot \sigma_3^{0,309} \rightarrow \text{Modelo para 28 dias} \rightarrow \text{Confiabilidade } 50\%$$

$$1078 \cdot \sigma_3^{0,307} \leq M_R \leq 3884 \cdot \sigma_3^{0,310} \rightarrow \text{Modelo para 28 dias} \\ \rightarrow \text{Confiabilidade } 95\%$$

- Modelo do M_R para o cascalho quartzoso + 3% de cal

$$M_R = 1963 \cdot \sigma_3^{0,633} \rightarrow \text{Modelo para 7 dias} \quad (2.37), (2.38) \text{ e } (2.39)$$

$$M_R = 1527 \cdot \sigma_3^{0,508} \rightarrow \text{Modelo para 28 dias} \rightarrow \text{Confiabilidade 50\%}$$

$$1156 \cdot \sigma_3^{0,508} \leq M_R \leq 2015 \cdot \sigma_3^{0,507} \rightarrow \text{Modelo para 28 dias} \\ \rightarrow \text{Confiabilidade 95\%}$$

- Modelo do M_R para o material argiloso (subleito)

$$M_R = 77 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_d}\right)^{0,352} \rightarrow \text{Confiabilidade de 50\%} \quad (2.40)$$

$$49 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_d}\right) \leq M_R \leq 120 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_d}\right)^{0,352} \rightarrow \text{Confiabilidade de 95\%} \quad (2.41)$$

- Modelo de deformação permanente para o material argiloso (subleito)

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = 0,257 \cdot N^{0,94} \quad (2.42)$$

Além destes modelos apresentados, modelos internos fornecidos pelo programa SisPav foram adotados.

Um desses modelos é o que descreve a influência do meio ambiente sobre a vida útil de um pavimento. Como já foi visto no Capítulo 2.4, referente ao programa SisPav, apenas a influência da temperatura é considerada.

Outro modelo é o que descreve a tensão máxima no topo do subleito, estipulada pelo modelo de HEUKELOM e KLOMP (1962), como já apresentado.

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (2.43)$$

Para a deflexão máxima no topo do revestimento asfáltico, o programa SisPav utiliza o modelo de PREUSSLER (1983) com fator campo/laboratório igual a 100.

Para a deformação permanente dos materiais que compõem as camadas do pavimento foi utilizado o modelo de UZAN (1982) com coeficientes experimentais de CARDOSO (1987). Para as camadas de CBUQ, PMQ, BGTC e cascalho foram utilizados os coeficientes internos do programa SisPav e para o subleito foram usados os coeficientes obtidos nos ensaios.

O modelo utilizado para o cálculo do nível de fissuração nos revestimentos asfálticos utilizados nos cálculos dos pavimentos foram os obtidos para os materiais da obra com fator campo/laboratório de 10^4 , utilizado pelo SisPav.

O fator campo/laboratório é de fundamental importância no dimensionamento mecanístico-empírico ele tenta ajustar a estimativa de vida útil feita pelos ensaios de fadiga em laboratório, com ciclos de carga repetida com pequeno intervalo de repouso ao tráfego real. Este tipo de ensaio gera curvas bem severas, distantes do desempenho observado em campo, onde se tem aleatoriedade das cargas, intervalos entre passagem dos veículos bem diferenciados, variações de temperatura etc. Essa é a parte empírica dos métodos mecanístico-empíricos.

Definidos os modelos, foram estipuladas algumas alternativas de pavimentos, que foram dimensionadas pelo SisPav, para posterior comparação com o método empírico do DNIT. São elas:

- Pavimento TIPO-A: possui as camadas e materiais iguais a do projeto do trecho real estudado, determinada pelo método convencional. A composição do tráfego utilizado para análise deste pavimento levou em consideração o número N de operações do eixo padrão fornecido no projeto. Analisado para confiabilidade de 50%. A variação lateral foi considerada igual a 0 em vista que para se calcular o número N já se considera a variação lateral no valor FEO.
- Pavimento TIPO-B: possui as mesmas camadas e materiais iguais a do projeto do DNER. A composição do tráfego utilizada para análise deste pavimento levou em consideração os eixos e as suas cargas separadamente. Os eixos foram os contados pela empresa projetista por 3 dias consecutivos de acordo com as normas atuais. O pavimento foi analisado para confiabilidade de 50%. O desvio padrão da variação lateral foi considerado igual a 0,30 m.
- Pavimento TIPO-C: possui a mesma estrutura de camadas dimensionadas pelo DNER, mas com espessuras diferentes. A composição do tráfego utilizada para análise deste pavimento levou em consideração os eixos e as suas cargas separadamente igual ao pavimento TIPO-B e D. O pavimento foi analisado para confiabilidade de 50%. O desvio padrão da variação lateral foi considerado igual a 0,30 m.

- Pavimento TIPO-D: foi dimensionado apenas com os materiais CBUQ, BGTC e Cascalho quartzoso. A composição do tráfego utilizada para análise deste pavimento levou em consideração os eixos e as suas cargas de forma separadamente igual ao pavimento TIPO-B e TIPO-C. O pavimento foi analisado para confiabilidade de 50% e de 95%. O desvio padrão da variação lateral foi considerado igual a 0,30 m. Para o cálculo da confiabilidade foi escolhido utilizar o método de Rosenblueth, inserindo-se de forma manual as equações e valores que representam a variação do desvio padrão do parâmetro específico a ser considerado na análise de confiabilidade.

O projeto foi dimensionado para 10 anos de tráfego com número $N=5,8 \times 10^7$.

Nas Tabelas 2.21 a 2.24 estão apresentados os dados usados nos cálculos realizados utilizando o SisPav para estas quatro situações descritas (A a D).

Na Tabela 2.25 estão os dados do tráfego dado pela contagem e pesagem feita para o projeto da rodovia.

Tabela 2.21: Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-A e TIPO-B com confiabilidade de 50% deste estudo (COUTINHO, 2011).

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,06	10720	$1,4125 \cdot 10^{-12} \cdot (1/\epsilon_t)^{3,519}$	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
2ª C. de Reves.	PMQ	0,08	6755		$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
Base	BGTC	0,15	$2049 \sigma_3^{0,308}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527 \sigma_3^{0,508}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77 (1/\sigma_d)^{0,352}$	Ñ	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = 0,257 \cdot N^{0,94}$

Tabela 2.22: Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-C com confiabilidade de 50% deste estudo (COUTINHO, 2001).

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,04	10720	$1,4125 \cdot 10^{-12} \cdot (1/\epsilon_t)^{3,519}$	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
2ª C. de Reves.	PMQ	0,05	6755		$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
Base	BGTC	0,15	$2049 \sigma_3^{0,308}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527 \sigma_3^{0,508}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77 (1/\sigma_d)^{0,352}$	Ñ	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = 0,257 \cdot N^{0,94}$

Tabela 2.23: Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-D com confiabilidade de 50% deste estudo (COUTINHO, 2011).

	Material	Esp. (m)	M _R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,15	10720	$1,4125 \cdot 10^{-12} \cdot (1/\varepsilon_t)^{3,519}$	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
Base	BGTC	0,10	$2049 \sigma_3^{0,308}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Sub-base	Cascalho + cal	0,10	$1527 \sigma_3^{0,508}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77 (1/\sigma_d)^{0,352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0,257 \cdot N^{0,94}$

Tabela 2.24: Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-D com confiabilidade de 95% (COUTINHO, 2011).

	Material	Esp. (m)	M _R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,15	8723 - 12717	1*	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
Base	BGTC	0,10	$2049 \sigma_3^{0,309}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Sub-base	Cascalho + cal	0,10	$1527 \sigma_3^{0,508}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77 (1/\sigma_d)^{0,352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0,257 \cdot N^{0,94}$

1* A equação utilizada para o cálculo com 1 desvio padrão é a equação 2.33, conforme o método de Rosenblueth.

COUTINHO (2011) verificou que o cálculo do número N de operações do eixo padrão realizado pelo SisPav diferia do número N calculado pela projetista. O SisPav, para o mesmo tráfego, calculou o número $N = 4,41 \times 10^7$ e a projetista calculou o número $N = 5,8 \times 10^7$. Para homogeneizar os dados para comparações que foram realizadas, foi também usado o número N calculado pelo SisPav para o dimensionamento do pavimento Tipo-A, que foi definido como Tipo-AJ.

Os cinco tipos de pavimento (Tipo-A, AJ, B, C e D) foram analisados em dois pontos que são, normalmente, mais solicitados em um pavimento pelas rodas dos veículos, mostrados na Figura 2.28, como exemplo.

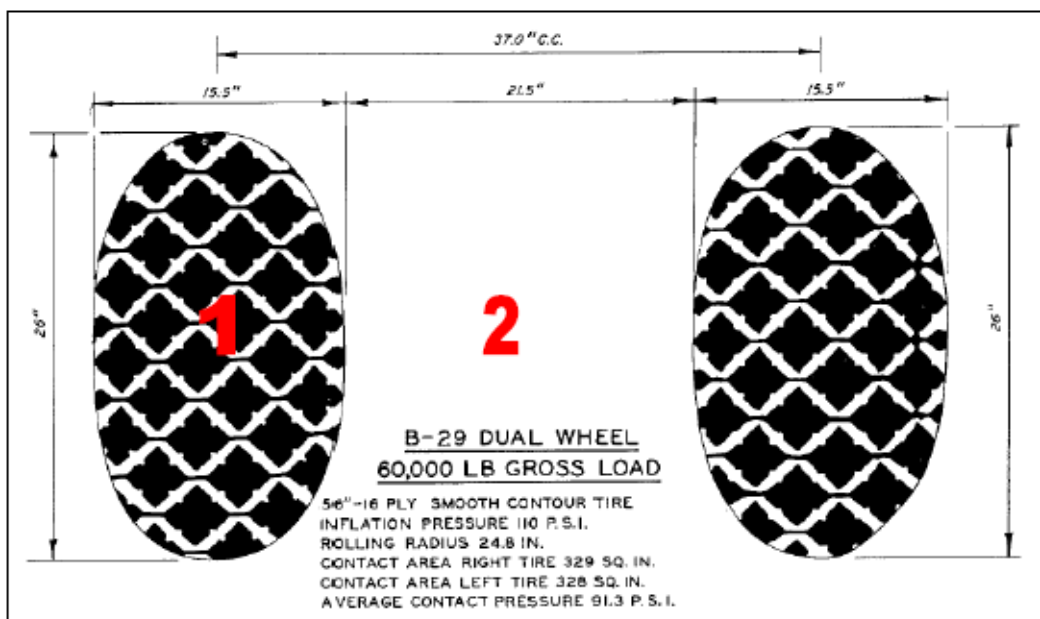


Figura 2.28: Desenho da área de contato dos dois pneus por eixo de um bombardeiro B-29 (TURNBULL *et al.*, 1952 *apud* COUTINHO, 2011).

A Tabela 2.25 a seguir mostra as cargas que solicitam o pavimento e as suas cargas máximas e mínimas consideradas no estudo de COUTINHO (2011).

A Tabela 2.26 a seguir mostra os resultados obtidos na análise do pavimento para os pavimentos diferentes considerados e para o nível de confiabilidade de 50%.

Tabela 2.25: Composição dos eixos por faixa e suas cargas respectivas (COUTINHO, 2011).

Composição dos Eixos	Rodas (UN)	VMD (Por Faixa)	Peso (kg)
Eixo Simples (ESRS)	2	1.282	6.300
Eixo Simples de Roda Dupla (ESRD)	4	719	10.500
Eixo Especial (EE)	6	537	14.200
Dois Eixos Duplos em Tandem (ETD)	8	175	17.900
Três Eixos Duplos em Tandem (ETT)	12	387	26.800
Eixo Simples (ESRS)	2	622	2.160
Eixo Simples de Roda Dupla (ESRD)	4	348	3.600
Eixo Especial (EE)	6	265	5.900
Dois Eixos Duplos em Tandem (ETD)	8	47	5.900
Três Eixos Duplos em Tandem (ETT)	12	103	9.240

Tabela 2.26: Resultados dos cálculos executados pelo SisPav para os pavimentos TIPO-A, AJ, B, C e D (COUTINHO, 2011).

Ponto Consi.	Pav. Analisado	Dano Crítico no Pavimento (CBUQ) (%)	Dano da Deflexão máxima (%)	Def. Perm. (cm)	Número N Compatível
1	TIPO-A	5,16	0,17	0,09	$5,8 \times 10^7$
	TIPO-AJ	3,91	0,13	0,08	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-B	0,27	0,03	0,22	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-C	25,46	0,37	0,49	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-D	31,61	0,07	0,20	$4,4 \times 10^7$
2	TIPO-A	2,50	0,17	0,04	$5,8 \times 10^7$
	TIPO-AJ	1,89	0,13	0,04	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-B	0,72	0,06	0,32	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-C	68,04	0,78	0,39	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-D	80,14	0,30	0,28	$4,4 \times 10^7$

Sobre os danos causados no pavimento, COUTINHO (2011) destaca que o fator campo/laboratório da fadiga do revestimento betuminoso, estabelecida por PINTO (1991), é referente à fissuração de 20% da área fissurada no pavimento para o final de vida útil estabelecida. Assim, um pavimento com 100% de dano no final de sua vida útil possui 20% de sua área fissurada, com 200% de dano 40% de sua área fissurada ou metade de sua vida útil, e assim por diante.

Todos os pavimentos analisados com o SisPav se mostraram adequados segundo os critérios estabelecidos.

Como o programa SisPav calculava a fadiga apenas para primeira camada asfáltica, para se conhecer qual o nível de dano no PMQ, COUTINHO (2011) uniu as duas camadas asfálticas dos pavimentos TIPO-A, B e C em uma camada asfáltica equivalente, que foram chamados de pavimentos TIPO-A-2, TIPO-AJ-2, TIPO-B-2 e TIPO-C2. Os parâmetros, as estruturas e os resultados calculados pelo SisPav dos novos tipos de pavimentos são descritos nas tabelas a seguir.

Tabela 2.27: Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-A-2 e TIPO-B-2 com confiabilidade de 50% (COUTINHO, 2011).

	Material	Esp. (m)	M _R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª e 2ª C. de Reves.	CBUQ + PMQ	0,14	8454	$1,4453 \cdot 10^{-13} \cdot (1/\epsilon_t)^{3,362}$	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
Base	BGTC	0,15	$2049 \sigma_3^{0,308}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527 \sigma_3^{0,508}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77 (1/\sigma_d)^{0,352}$	Ñ	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = 0,257 \cdot N^{0,94}$

Tabela 2.28: Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-C-2 com confiabilidade de 50% (COUTINHO, 2011).

	Material	Esp. (m)	M _R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª e 2ª C. de Reves.	CBUQ + PMQ	0,09	8517	$1,4453 \cdot 10^{-13} \cdot (1/\epsilon_t)^{3,362}$	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,30 \cdot N^{0,70}$
Base	BGTC	0,15	$2049 \sigma_3^{0,308}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527 \sigma_3^{0,508}$	Ñ	$\epsilon_p(N)^*/\epsilon_r = 0,15 \cdot N^{0,95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77 (1/\sigma_d)^{0,352}$	Ñ	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = 0,257 \cdot N^{0,94}$

Tabela 2.29: Resultados calculados pelo SisPav para o pavimento com camada asfáltica equivalente (COUTINHO, 2011).

Ponto Considerado	Pav. Analisado	Dano Crítico no Pavimento (PMQ) (%)	Número N Compatível
1	TIPO-A-2	33905	$5,8 \times 10^7$
	TIPO-AJ-2	25758	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-B-2	2267	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-C-2	4754	$4,4 \times 10^7$
2	TIPO-A-2	33002	$5,8 \times 10^7$
	TIPO-AJ-2	25073	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-B-2	5856	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-C-2	12906	$4,4 \times 10^7$

Quanto aos resultados para os pavimentos do TIPO-A-2, AJ-2, B-2 e C-2, estes se mostraram adequados, segundo COUTINHO (2011), quanto à deformação plástica ou permanente total, ao nível de trincamento no CBUQ, referente à deflexão no topo do revestimento; e ruptura plástica no subleito referente às tensões no topo do subleito.

Porém, ao contrário do que aconteceu nos tipos de pavimentos considerados anteriormente (CBUQ + PMQ), quando se considerou a camada de revestimento com material equivalente, os pavimentos do TIPO-A-2, AJ-2, B-2 e C-2 não se mostraram

adequados quanto à deformação específica de tração na fibra inferior na camada do revestimento. Como é possível se observar na coluna “Dano Crítico no Pavimento (PMQ)” da Tabela 2.29, os danos ficaram muito acima dos 100% estabelecidos para a vida útil de 10 anos.

O pavimento TIPO-D foi o único analisado também para uma confiabilidade de 95%. Na Tabela 2.30 estão apresentados os resultados obtidos. Foram realizadas 4 análises.

Na análise 1 foi utilizado o valor do M_R do CBUQ, menos um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada foi a equação 2.31 que correspondente a – (menos) um desvio padrão.

Na análise 2 é foi utilizado o valor do M_R do CBUQ menos um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada foi a equação 2.31 correspondente a + (mais) um desvio padrão.

Na análise 3 foi utilizado o valor do M_R do CBUQ mais um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada foi a equação 2.31 correspondente a – (menos) um desvio padrão.

Na análise 4 foi utilizado o valor do M_R do CBUQ mais um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada foi a equação 2.31 correspondente a + (mais) um desvio padrão.

Tabela 2.30: Resultados calculados pelo SisPav para confiabilidade de 95% para 4 situações diferentes a serem usadas no método de Rosenblueth (COUTINHO, 2011).

Pavimento TIPO-D	Análise 1		Análise 2		Análise 3		Análise 4	
	CBUQ	Fadiga	CBUQ	Fadiga	CBUQ	Fadiga	CBUQ	Fadiga
Fator Campo x Laboratório 10^4	8723 (-)	Eq. 3.3 (-)	8723 (-)	Eq. 3.3 (-)	12717 (+)	Eq. 3.3 (-)	12717 (+)	Eq. 3.3 (-)
Dano Crítico (%)	232		63		106		28	
def. Permanente (cm)	0,28		0,28		0,28		0,28	

De maneira geral, o valor médio do dano crítico no CBUQ foi igual a 107% com o desvio padrão igual a 89%. Segundo COUTINHO (2011) o ideal seria que o dano crítico médio se mantivesse perto do valor de 80% que foi o dano crítico calculado para

a confiabilidade de 50%. O dano máximo sofrido para uma confiabilidade de 95% foi de 281%.

Essa diferença da vida útil do pavimento encontrada para confiabilidade de 50% para 95% se deveu, segundo COUTINHO (2011), ao alto valor do coeficiente de variação encontrado para o pavimento como um todo (83%), provocada pela variação de ± 1 desvio padrão sobre a resistência a fadiga e o módulo de resiliência do CBUQ.

Com relação à deformação plástica, segundo COUTINHO (2011) todos os pavimentos apresentaram uma deformação plástica bem abaixo da estabelecida como critério de projeto. A deformação permanente no pavimento confirma o que já era esperado em função de que os materiais apresentam elevada rigidez e principalmente o subleito apresentar uma rigidez boa na umidade ótima.

Todos os pavimentos apresentaram uma previsão de trincamento no CBUQ, referente a deflexão na superfície e a deformação específica de tração na fibra inferior, menores às estabelecidas no projeto. Da mesma forma, também foram satisfatórios os resultados quanto a tensões no topo do subleito.

COUTINHO (2011) observou que todos os pavimentos que utilizaram o N como modo de dimensionamento apresentaram resultados bem mais conservadores do que os dimensionados por eixos considerados separadamente, consequência direta dos FEO adotados na conversão do tráfego real para N.

Como ponto fraco no dimensionamento dos pavimentos TIPO-A, AJ, B e C, COUTINHO (2001) destaca a fissuração no PMQ. Por se tratar de um material com nível de rigidez elevado (módulo de resiliência alto) em relação à base, acaba por “atrair” grande parte das tensões aplicadas no pavimento, que deverão ser dissipadas ao longo da camada. Com isso, o PMQ passa a ser uma camada altamente exigida e como possui baixa resistência à tração e fadiga, conforme mostraram os ensaios, torna-se um elo fraco na composição da estrutura do pavimento.

De acordo com COUTINHO (2011), “a tendência hoje é se usar na camada de ligação a melhor mistura asfáltica em relação à fadiga, já que na maioria das vezes as trincas por fadiga começam de baixo para cima”.

Ao final, COUTINHO (2011) concluiu que, apesar da metodologia empírica do DNIT ser a mais utilizada no Brasil, a metodologia mecanística-empírica apresenta maior capacidade de descrever o desempenho funcional e estrutural de um pavimento.

Capítulo 3

Dimensionamento de pavimentos pelo método do DNIT

Foram simulados diversos dimensionamentos da estrutura de um pavimento asfáltico pelo Método Empírico de Dimensionamento do DNIT, conforme descrito no Capítulo 2.2. As análises foram feitas variando-se o número N e o CBR do subleito (CBR_{SL}), o primeiro variando de $N = 10^6$ a $N = 10^9$; e o segundo variando de 2% a 20%.

O dimensionamento foi feito com auxílio de uma planilha eletrônica Excel, com a obtenção da espessura total do pavimento feita pela fórmula apresentada na Figura 2.2. Os resultados das combinações são apresentados nas tabelas 3.1 a 3.5, a seguir.

Tabela 3.1: Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^6$.

$N = 10^6$					
$CBR_{SL}(\%)$	Espessuras (cm)				Total
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço Subleito	
2	5	16	22	52	95
5	5	16	22	10	53
10	5	16	22	0	43
15	5	16	22	0	43
20	5	16	22	0	43

Tabela 3.2: Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^7$.

$N = 10^7$					
$CBR_{SL}(\%)$	Espessuras (cm)				Total
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço Subleito	
2	7,5	15	23	59	104,5
5	7,5	15	23	12	57,5
10	7,5	15	23	0	45,5
15	7,5	15	23	0	45,5
20	7,5	15	23	0	45,5

Tabela 3.3: Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 5 \times 10^7$.

$N = 5 \times 10^7$					
CBR _{SL} (%)	Espessuras (cm)				Total
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço Subleito	
2	10	15	23	63	111
5	10	15	23	12	60
10	10	15	23	0	48
15	10	15	23	0	48
20	10	15	23	0	48

Tabela 3.4: Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^8$.

$N = 10^8$					
CBR _{SL} (%)	Espessuras (cm)				Total
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço Subleito	
2	12,5	15	19	66	112,5
5	12,5	15	19	14	60,5
10	12,5	15	19	0	46,5
15	12,5	15	19	0	46,5
20	12,5	15	19	0	46,5

Tabela 3.5: Dimensionamento de pavimento pelo Método do DNIT, $N = 10^9$.

$N = 10^9$					
CBR _{SL} (%)	Espessuras (cm)				Total
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço Subleito	
2	12,5	15	26	74	127,5
5	12,5	15	26	15	68,5
10	12,5	15	26	0	53,5
15	12,5	15	26	0	53,5
20	12,5	15	26	0	53,5

Para a determinação das espessuras das camadas do pavimento, foram adotados os seguintes critérios:

- O Revestimento considerado foi o concreto asfáltico, com $KR = 2$;

- Base, Sub-base e Reforço do Subleito de material granular, com $KB = 1$, $KS = 1$ e $KRef = 1$ respectivamente;
- Carregamento: Eixo Padrão de 8,2 toneladas; e
- Espessura mínima da Base de 15 cm, conforme recomendação de SOUZA (1981).

Observando os resultados obtidos, pode-se constatar algumas características e limitações do método, como por exemplo: a espessura do revestimento é apenas função do número N , assim como, em parte também acabam sendo, as espessuras da base e sub-base (Inequações 2.8 e 2.9). Apenas o reforço do subleito é também função do CBR_{SL} - já que está ligada à espessura total do pavimento (Inequação 2.10) - o que leva a espessuras mais altas quanto mais baixo é o valor do CBR_{SL} ; quanto maior o número N , menor fica a espessura da camada de base, conforme Inequação 2.8, levando sempre à adoção da espessura mínima indicada, o que não parece nada lógico, aumenta-se a espessura do revestimento que é mais caro, e mantém-se a espessura dos materiais mais baratos; e o dimensionamento se dá apenas em função da qualidade do material do subleito, determinada pelo ensaio de CBR., mas sendo igual a partir do $CBR = 10\%$, valor não incomum para os solos brasileiros.

Outros autores chegaram a observações parecidas: BENEVIDES (2000) coloca que o método empírico de dimensionamento do DNIT não tira proveito do material do subleito, caso este tenha um CBR maior que 20%; BEZERRA NETO *et al.* (2005) observaram que o acréscimo na espessura do revestimento no método empírico é sempre o mesmo, independente do tipo de material empregado nas camadas, visto que o valor é função apenas do tráfego, e que a sensibilidade do método à variação do tráfego independe das propriedades mecânicas do pavimento; e COUTINHO (2011) diz que o método empírico do DNIT é muito restringido pelos critérios de seleção de materiais e de espessuras.

O gráfico da Figura 3.1 mostra a sensibilidade do método empírico do DNIT à variação do tráfego e ao CBR do subleito. Percebe-se que quanto maior o CBR_{SL} menor é a variação da espessura total do pavimento com relação à variação do tráfego. E para CBR_{SL} acima de 10% a espessura total do pavimento é mesmo para o mesmo número N .

Os valores das espessuras encontradas nestes dimensionamentos foram utilizados nas primeiras análises com o programa SisPavBR, conforme se verá com mais detalhes no capítulo seguinte.

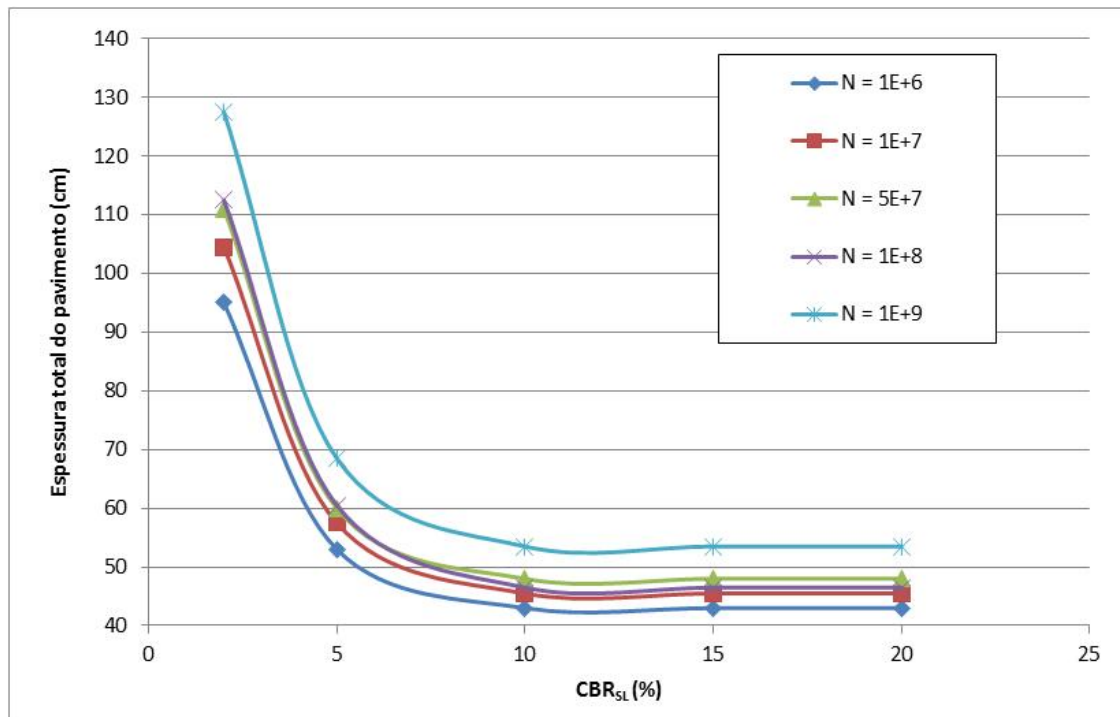


Figura 3.1: Gráfico CBR_{SL} versus Espessura total do pavimento para vários números N.

Capítulo 4

Análise de estruturas de pavimentos com o programa SisPavBR

Neste capítulo serão apresentados os resultados e análises do dimensionamento de estruturas de pavimentos pelo método mecanístico-empírico realizado com o programa SisPavBR versão 2.0.6.0 de novembro de 2013.

Vários cenários foram avaliados com a intenção de comparar o método de dimensionamento do programa SisPavBR com o método empírico do DNIT e com resultados obtidos por outros autores em estudos comparativos, como BENEVIDES (2000); BEZERRA NETO *et al.* (2005); e COUTINHO (2011), que tiveram suas dissertações resumidas no item 2.5 do Capítulo 2.

Os dimensionamentos foram realizados com a versão mais atual do SisPavBR, v.2.0.6.0 de novembro de 2013, cujo modelo de vida de fadiga utilizado é ainda o obtido por Franco (2007), padrão do programa, conforme equação 4.1.

Foram avaliados dois cenários: o primeiro considerando as camadas constituintes do pavimento não aderidas umas às outras, a menos das camadas asfálticas, que é a situação escolhida para a versão do SisPavBR, e o segundo considerando todas as camadas aderidas umas às outras. O índice de confiabilidade usado nas análises foi de 85%.

$$N = fcl \cdot k_1 \cdot (\varepsilon_t)^{k_2} \cdot (M_R)^{k_3} \quad (4.1)$$

onde,

N - vida de fadiga do pavimento;

fcl - fator campo/laboratório (10^4);

k_1 - coeficiente de regressão ($1,904 \times 10^{-6}$);

k_2 - coeficiente de regressão (-2,821);

k_3 - coeficiente de regressão (-0,740);

ε_t - deformação específica de tração;

M_R - módulo de resiliência.

4.1. Dimensionamento com as espessuras obtidas pelo Método do DNIT

Para este estudo foram escolhidas as espessuras obtidas no método do DNIT para $N = 10^6$; $N = 10^7$; $N = 5 \times 10^7$; $N = 10^8$ e $N = 10^9$ e $CBR_{SL} = 2\%$ e $CBR_{SL} = 10\%$.

Para cada estrutura de pavimento obtida com as combinações acima, foram variados os Módulos de Resiliência das camadas do pavimento no programa SisPavBR, para os cenários de camadas aderidas e não aderidas, conforme a Tabela 4.1. Estes valores foram escolhidos arbitrariamente dentro da gama típica de módulos de resiliência que têm sido usados em muitos trabalhos que fazem análises paramétricas. A título de exemplo, mostra-se na Tabela 4.2, valores típicos sugeridos pelo DER-SP conforme relatado por FONSECA (2013).

Para cada número N combinado com um CBR_{SL} , as combinações destes valores de M_R , dariam um total de 81 combinações para todos os N , podendo chegar ao total de 810 combinações para cada cenário. Como os resultados obtidos nas primeiras tentativas, com $N = 10^6$ e $N = 10^7$, mostraram que algumas combinações apresentavam um melhor comportamento, com uma vida de projeto mais elevada em comparação a outras (Tabelas 4.3 e 4.4), optou-se por verificar o dimensionamento para os outros números N apenas com essas combinações, como mostrado nas Tabelas 4.5 a 4.7.

É importante deixar claro que não existe nenhuma correlação entre o CBR_{SL} e o módulo de resiliência do subleito.

Tabela 4.1: Módulos de Resiliência combinados no dimensionamento com o SisPavBR 2.0.6.0.

Camada	Módulo de Resiliência (MPa)		
Subleito	50	150	300
Sub-base	150	300	500
Base	200	500	1000
Revestimento	2000	4000	8000

Tabela 4.2: Valores usuais de Módulo de Resiliência ou Elasticidade de materiais de pavimentação (DER-SP, 2006 *apud* FONSECA, 2013).

Material	Intervalos de Valores de Módulo de Resiliência (MPa)
Concretos Asfálticos	
- revestimento (CAP 50-70)	2000 - 5000
- revestimento (CAP 30-45)	2500 - 4500
- <i>binder</i> (CAP 50-70)	2000 - 3000
- <i>binder</i> (CAP 30-45)	2500 - 4000
Materiais granulares	
- brita graduada	150 - 300
- macadame hidráulico	250 - 450
Materiais estabilizados quimicamente	
- solo-cimento	5000 - 10000
- brita graduada tratada com cimento	7000 - 18000
- concreto compactado com rolo	7000 - 22000
Concreto de cimento <i>Portland</i>	30000 - 35000
Solos finos em base e sub-base	150 - 300
Solos finos em subleito e reforço de subleito	
- solos de comportamento laterítico LA, LA', LG'	100 - 200
- solos de comportamento não laterítico	25 - 75
Solos finos melhorados com cimento para reforço de subleito	200 - 400
Concreto de cimento <i>Portland</i>	28000 - 45000

Tabela 4.3: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^6$ para várias combinações de MR das camadas.

$N = 10^6$								
Espessuras (cm)								
	Revestimento	Base	Sub-base	Total				
	CBR=2	5	16	74	95			
	CBR=10	5	16	22	43			
Vida Útil (anos)								
M_R (MPa)					Não aderido			
					Aderido			
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
1	2000	200	150	50	0,7	VPB	3,6	3,8
2	2000	200	150	150	0,7	0,6	3,4	3,4
3	2000	200	150	300	0,7	0,7	3,3	3,2
4	2000	200	300	50	0,9	0,6	4,1	4,5
5	2000	200	300	150	0,9	0,9	3,6	3,6
6	2000	200	300	300	1	0,9	3,6	3,6
7	2000	200	500	50	1,1	0,8	4,3	4,9

N = 10 ⁶								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
		CBR=2	5	16	74	95		
		CBR=10	5	16	22	43		
		Vida Útil (anos)						
		M _R (MPa)			Vida Útil (anos)			
					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
8	2000	200	500	150	1,1	1	3,8	4,2
9	2000	200	500	300	1,1	1	3,8	3,9
10	2000	500	150	50	2	1	VPE	VPE
11	2000	500	150	150	2,1	1,9	VPE	VPE
12	2000	500	150	300	2,1	2,2	49,5	44,1
13	2000	500	300	50	2,9	1,8	VPE	VPE
14	2000	500	300	150	3	2,4	48,7	VPE
15	2000	500	300	300	3	2,8	44,6	44,3
16	2000	500	500	50	3,7	2,2	VPE	VPE
17	2000	500	500	150	3,7	2,9	45,7	VPE
18	2000	500	500	300	3,8	3,3	41,9	45
19	2000	1000	150	50	5	3,6	VPE	VPE
20	2000	1000	150	150	5,2	4,8	VPE	VPE
21	2000	1000	150	300	5,3	5,5	VPE	VPE
22	2000	1000	300	50	7	4,3	VPE	VPE
23	2000	1000	300	150	7,2	5,8	VPE	VPE
24	2000	1000	300	300	7,3	6,8	VPE	VPE
25	2000	1000	500	50	8,9	5,2	VPE	VPE
26	2000	1000	500	150	9,1	6,8	VPE	VPE
27	2000	1000	500	300	9,2	7,9	VPE	VPE
28	4000	200	150	50	0,9	VPB	3,2	3,1
29	4000	200	150	150	0,9	0,8	3,1	3,1
30	4000	200	150	300	0,9	1	3	3
31	4000	200	300	50	1,3	0,8	3,9	3,9
32	4000	200	300	150	1,3	1,1	3,7	3,7
33	4000	200	300	300	1,4	1,3	3,6	3,6
34	4000	200	500	50	1,6	1	4,4	4,4

N = 10 ⁶								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		5	16	74	95			
CBR=10		5	16	22	43			
Vida Útil (anos)								
		M _R (MPa)			Vida Útil (anos)			
					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
35	4000	200	500	150	1,7	1,3	4,1	4,1
36	4000	200	500	300	1,7	1,5	4	4
37	4000	500	150	50	2,3	1,5	25,5	26,5
38	4000	500	150	150	2,4	2,2	23	22,8
39	4000	500	150	300	2,5	2,6	22	21,3
40	4000	500	300	50	3,5	2	29,1	32,5
41	4000	500	300	150	3,6	2,8	25,9	26,8
42	4000	500	300	300	3,7	3,4	24,6	24,4
43	4000	500	500	50	4,7	2,5	31,2	37,7
44	4000	500	500	150	4,8	3,5	27,9	30
45	4000	500	500	300	4,8	4,1	26,3	26,9
46	4000	1000	150	50	5,5	3,7	VPE	VPE
47	4000	1000	150	150	5,8	5,3	VPE	VPE
48	4000	1000	150	300	5,9	6,2	VPE	VPE
49	4000	1000	300	50	8,2	4,6	VPE	VPE
50	4000	1000	300	150	8,5	6,6	VPE	VPE
51	4000	1000	300	300	8,7	7,9	VPE	VPE
52	4000	1000	500	50	10,9	5,7	VPE	VPE
53	4000	1000	500	150	11,2	7,9	VPE	VPE
54	4000	1000	500	300	11,4	9,5	VPE	VPE
55	8000	200	150	50	1,4	0,9	3,7	3,3
56	8000	200	150	150	1,4	1,3	3,6	3,6
57	8000	200	150	300	1,5	1,5	3,6	3,7
58	8000	200	300	50	2,1	1,2	4,8	4,3
59	8000	200	300	150	2,1	1,7	4,6	4,4
60	8000	200	300	300	2,1	2	4,6	4,5
61	8000	200	500	50	2,6	1,4	5,5	5

N = 10 ⁶								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		5	16	74	95			
CBR=10		5	16	22	43			
M_R (MPa)					Vida Útil (anos)			
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	Não aderido		Aderido	
					CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
62	8000	200	500	150	2,6	2	5,3	5,1
63	8000	200	500	300	2,7	2,3	5,2	5,1
64	8000	500	150	50	2,9	1,8	16,8	15,9
65	8000	500	150	150	3	2,7	16,0	15,9
66	8000	500	150	300	3,1	3,3	15,6	15,8
67	8000	500	300	50	4,6	2,4	21,6	20,6
68	8000	500	300	150	4,8	3,6	20,2	19,8
69	8000	500	300	300	4,9	4,4	19,5	19,4
70	8000	500	500	50	6,2	3	25,2	25,1
71	8000	500	500	150	6,4	4,4	23,5	23,2
72	8000	500	500	300	6,5	5,4	22,6	22,4
73	8000	1000	150	50	6	3,9	VPE	VPE
74	8000	1000	150	150	6,4	5,9	VPE	VPE
75	8000	1000	150	300	6,6	7,1	VPE	VPE
76	8000	1000	300	50	9,4	4,9	VPE	VPE
77	8000	1000	300	150	9,9	7,4	VPE	VPE
78	8000	1000	300	300	10,2	9,2	VPE	VPE
79	8000	1000	500	50	13,1	6,1	VPE	VPE
80	8000	1000	500	150	13,6	9	VPE	VPE
81	8000	1000	500	300	13,8	11,2	VPE	VPE

VPB - Vida de projeto provavelmente muito baixa

VPE - Vida de projeto provavelmente elevada

Tabela 4.4: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^7$.

N = 10⁷										
Espessuras (cm)										
		Revestimento	Base	Sub-base	Total					
CBR=2		7,5	15	82	104,5					
CBR=10		7,5	15	23	45,5					
Vida Útil (anos)										
		M_R (MPa)			Não aderido				Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10		
1	2000	200	150	50	VPB	VPB	VPB	VPB		
2	2000	200	150	150	VPB	VPB	VPB	VPB		
3	2000	200	150	300	VPB	VPB	VPB	VPB		
4	2000	200	300	50	VPB	VPB	VPB	VPB		
5	2000	200	300	150	VPB	VPB	VPB	VPB		
6	2000	200	300	300	VPB	VPB	VPB	VPB		
7	2000	200	500	50	VPB	VPB	0,5	0,5		
8	2000	200	500	150	VPB	VPB	VPB	VPB		
9	2000	200	500	300	VPB	VPB	VPB	VPB		
10	2000	500	150	50	VPB	VPB	2,8	2,9		
11	2000	500	150	150	VPB	VPB	2,5	2,5		
12	2000	500	150	300	VPB	VPB	2,4	2,3		
13	2000	500	300	50	VPB	VPB	3,2	3,6		
14	2000	500	300	150	VPB	VPB	2,9	3		
15	2000	500	300	300	VPB	VPB	2,7	2,7		
16	2000	500	500	50	VPB	VPB	3,4	4,2		
17	2000	500	500	150	VPB	VPB	3,1	3,3		
18	2000	500	500	300	VPB	VPB	2,9	3		
19	2000	1000	150	50	VPB	VPB	36,6	47,4		
20	2000	1000	150	150	VPB	VPB	29,5	29,2		
21	2000	1000	150	300	VPB	VPB	26,9	23,6		
22	2000	1000	300	50	0,5	VPB	32,1	VPE		
23	2000	1000	300	150	0,5	VPB	26,1	29,9		
24	2000	1000	300	300	0,5	VPB	23,6	23,4		
25	2000	1000	500	50	0,7	VPB	28,9	VPE		

N = 10 ⁷								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
		CBR=2	7,5	15	82	104,5		
		CBR=10	7,5	15	23	45,5		
Vida Útil (anos)								
		M _R (MPa)			Vida Útil (anos)			
					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
26	2000	1000	500	150	0,7	VPB	23,9	30,8
27	2000	1000	500	300	0,7	0,6	21,7	23,7
28	4000	200	150	50	VPB	VPB	VPB	VPB
29	4000	200	150	150	VPB	VPB	VPB	VPB
30	4000	200	150	300	VPB	VPB	VPB	VPB
31	4000	200	300	50	VPB	VPB	0,6	0,5
32	4000	200	300	150	VPB	VPB	0,6	0,5
33	4000	200	300	300	VPB	VPB	0,6	0,6
34	4000	200	500	50	VPB	VPB	0,7	0,6
35	4000	200	500	150	VPB	VPB	0,7	0,6
36	4000	200	500	300	VPB	VPB	0,6	0,6
37	4000	500	150	50	VPB	VPB	1,9	1,8
38	4000	500	150	150	VPB	VPB	1,8	1,8
39	4000	500	150	300	VPB	VPB	1,8	1,8
40	4000	500	300	50	VPB	VPB	2,5	2,3
41	4000	500	300	150	VPB	VPB	2,3	2,3
42	4000	500	300	300	VPB	VPB	2,2	2,2
43	4000	500	500	50	0,6	VPB	2,9	2,9
44	4000	500	500	150	0,6	VPB	2,7	2,7
45	4000	500	500	300	0,6	VPB	2,6	2,6
46	4000	1000	150	50	VPB	VPB	10,7	10,7
47	4000	1000	150	150	VPB	VPB	9,7	9,7
48	4000	1000	150	300	VPB	0,5	9,3	9,1
49	4000	1000	300	50	0,7	VPB	12,7	13,5
50	4000	1000	300	150	0,7	0,5	11,3	11,5
51	4000	1000	300	300	0,8	0,7	10,7	10,6
52	4000	1000	500	50	1	VPB	14,1	16,4

N = 10 ⁷								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
		CBR=2	7,5	15	82	104,5		
		CBR=10	7,5	15	23	45,5		
		Vida Útil (anos)						
		M _R (MPa)			Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
53	4000	1000	500	150	1	0,7	12,5	13,3
54	4000	1000	500	300	1,1	0,8	11,7	12
55	8000	200	150	50	VPB	VPB	0,7	0,6
56	8000	200	150	150	VPB	VPB	0,7	0,6
57	8000	200	150	300	VPB	VPB	0,7	0,7
58	8000	200	300	50	VPB	VPB	0,9	0,7
59	8000	200	300	150	VPB	VPB	0,9	0,8
60	8000	200	300	300	VPB	VPB	0,9	0,9
61	8000	200	500	50	0,6	VPB	1,1	0,9
62	8000	200	500	150	0,6	VPB	1,1	1
63	8000	200	500	300	0,6	VPB	1,1	1
64	8000	500	150	50	VPB	VPB	1,8	1,6
65	8000	500	150	150	VPB	VPB	1,8	1,8
66	8000	500	150	300	VPB	VPB	1,8	1,9
67	8000	500	300	50	0,7	VPB	2,6	2,2
68	8000	500	300	150	0,7	0,5	2,5	2,3
69	8000	500	300	300	0,7	0,7	2,5	2,4
70	8000	500	500	50	1	VPB	3,2	2,8
71	8000	500	500	150	1	0,6	3,1	2,8
72	8000	500	500	300	1	0,8	3	2,9
73	8000	1000	150	50	0,6	VPB	6,2	5,6
74	8000	1000	150	150	0,7	0,6	6	6
75	8000	1000	150	300	0,7	0,8	5,9	6,1
76	8000	1000	300	50	1	VPB	8,3	7,4
77	8000	1000	300	150	1,1	0,8	7,8	7,5
78	8000	1000	300	300	1,1	1	7,6	7,6
79	8000	1000	500	50	1,5	0,6	10,2	9,4

N = 10 ⁷								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		7,5	15	82	104,5			
CBR=10		7,5	15	23	45,5			
		Vida Útil (anos)						
M_R (MPa)					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
80	8000	1000	500	150	1,6	0,9	9,5	9,1
81	8000	1000	500	300	1,6	1,2	9,2	9

VPB - Vida de projeto provavelmente muito baixa
VPE - Vida de projeto provavelmente elevada

Tabela 4.5: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – N = 5x10⁷.

N = 5x10 ⁷								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		10	15	86	111			
CBR=10		10	15	23	48			
		Vida Útil (anos)						
M_R (MPa)					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
19	2000	1000	150	50	VPB	VPB	3,8	4
20	2000	1000	150	150	VPB	VPB	3,4	3,4
21	2000	1000	150	300	VPB	VPB	3,2	3,1
22	2000	1000	300	50	VPB	VPB	4,2	4,9
23	2000	1000	300	150	VPB	VPB	3,6	3,8
24	2000	1000	300	300	VPB	VPB	3,4	3,4
25	2000	1000	500	50	VPB	VPB	4,3	5,7
26	2000	1000	500	150	VPB	VPB	3,7	4,2
27	2000	1000	500	300	VPB	VPB	3,5	3,6
46	4000	1000	150	50	VPB	VPB	1,8	1,7
47	4000	1000	150	150	VPB	VPB	1,7	1,7
48	4000	1000	150	300	VPB	VPB	1,7	1,7
49	4000	1000	300	50	VPB	VPB	2,3	2,2
50	4000	1000	300	150	VPB	VPB	2,2	2,1

N = 5x10 ⁷								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		10	15	86	111			
CBR=10		10	15	23	48			
Vida Útil (anos)								
M _R (MPa)					Vida Útil (anos)			
					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
51	4000	1000	300	300	VPB	VPB	2,1	2,1
52	4000	1000	500	50	VPB	VPB	2,8	2,7
53	4000	1000	500	150	VPB	VPB	2,6	2,5
54	4000	1000	500	300	VPB	VPB	2,4	2,4
73	8000	1000	150	50	VPB	VPB	1,4	1,2
74	8000	1000	150	150	VPB	VPB	1,4	1,4
75	8000	1000	150	300	VPB	VPB	1,4	1,5
76	8000	1000	300	50	VPB	VPB	2	1,6
77	8000	1000	300	150	VPB	VPB	1,9	1,8
78	8000	1000	300	300	VPB	VPB	1,9	1,9
79	8000	1000	500	50	VPB	VPB	2,5	2,1
80	8000	1000	500	150	VPB	VPB	2,4	2,2
81	8000	1000	500	300	VPB	VPB	2,4	2,3

VPB - Vida de projeto provavelmente muito baixa

Tabela 4.6: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – N = 10⁸.

N = 1x10 ⁸								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		12,5	15	85	112,5			
CBR=10		12,5	15	19	46,5			
Vida Útil (anos)								
M _R (MPa)					Vida Útil (anos)			
					Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
22	2000	1000	300	50	VPB	VPB	2,1	2
27	2000	1000	500	300	VPB	VPB	1,9	1,9
52	4000	1000	500	50	VPB	VPB	1,7	1,4
54	4000	1000	500	300	VPB	VPB	1,5	1,5
79	8000	1000	500	50	VPB	VPB	1,8	1,2
81	8000	1000	500	300	VPB	VPB	1,7	1,6

VPB – Vida de projeto provavelmente muito baixa

Tabela 4.7: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR – $N = 10^9$.

$N = 1 \times 10^9$								
Espessuras (cm)								
		Revestimento	Base	Sub-base	Total			
CBR=2		12,5	15	100	127,5			
CBR=10		12,5	15	26	53,5			

		Vida Útil (anos)						
		M_R (MPa)			Não aderido		Aderido	
Nº	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	CBR=2	CBR=10	CBR=2	CBR=10
22	2000	1000	300	50	VPB	VPB	VPB	VPB
27	2000	1000	500	300	VPB	VPB	VPB	VPB
52	4000	1000	500	50	VPB	VPB	VPB	VPB
54	4000	1000	500	300	VPB	VPB	VPB	VPB
79	8000	1000	500	50	VPB	VPB	VPB	VPB
81	8000	1000	500	300	VPB	VPB	VPB	VPB

VPB – Vida de projeto provavelmente muito baixa

Antes de comentar os resultados obtidos, é importante falar de alguns critérios seguidos na verificação do dimensionamento, como segue:

- A verificação foi realizada considerando uma Vida de Projeto de 10 anos;
- Todos os materiais foram considerados como tendo comportamento elástico linear;
- Os coeficientes de Poisson adotados foram os padrões sugeridos pelo programa: 0,34 para o concreto asfáltico, 0,35 para as camadas granulares e 0,40 para o subleito;
- A espessura adotada para a camada de sub-base corresponde à soma das camadas de sub-base e reforço de subleito obtidos do dimensionamento pelo método do DNIT; e
- Foi adotada confiabilidade de 85%.

Quanto aos resultados das Tabelas 4.2 e 4.3 pode-se comentar o seguinte:

a) para $N = 10^6$ e $CBR_{SL} = 2$, para a verificação da estrutura do pavimento, considerando uma vida útil de 10 anos, 8 combinações de módulos e espessuras atenderam ao dimensionamento de acordo com os critérios de ruptura adotados pelo programa SisPavBR para camadas não aderidas e, para as camadas aderidas, 54 combinações atenderam;

b) para $N = 10^6$, considerando o $CBR_{SL} = 10$ (o que diminui a espessura da camada de sub-base), apenas duas combinações de módulos para camadas não aderidas satisfazem, isso se, ao invés de 10 anos, se considerar como satisfatório uma vida de projeto a partir de 9,5 anos. Para as camadas aderidas as mesmas 54 combinações que atenderam para $CBR_{SL} = 2$ também atendem para $CBR_{SL} = 10$. Muitas atendem com folga excessiva em relação aos 10 anos;

c) Para $N = 10^7$, nenhuma das combinações atende considerando-se as camadas não aderidas, tanto para $CBR_{SL} = 2$ quanto para $CBR_{SL} = 10$. O máximo de anos da vida projeto do pavimento foi de 1,6, para a combinação onde todas as camadas apresentam material com o mais alto módulo de resiliência: $M_{R_{rev}} = 8000$ MPa; $M_{R_{base}} = 1000$ MPa; $M_{R_{sub-base}} = 500$ MPa; e $M_{R_{subleito}} = 300$ MPa.

Já quando se consideram as camadas aderidas, 17 combinações atendem para um $CBR_{SL} = 2$ e 16 para $CBR_{SL} = 10$;

Já é possível observar dessas primeiras análises (Tabelas 4.3 a 4.7) que existe grande diferença em se considerar as camadas da estrutura do pavimento aderidas ou não aderidas umas às outras. A vida de projeto para as camadas aderidas é sempre maior que para as camadas não aderidas, com diferenças bastante consideráveis, que são tanto maiores quanto mais rígida é a estrutura.

Outra diferença observada foi com relação ao módulo de resiliência do subleito. Para o cenário que as camadas não são aderidas, quanto maior o valor do módulo do SL, maior a vida útil do pavimento, já para as camadas aderidas acontece o oposto, quanto menor o valor do módulo de resiliência do subleito, maior a vida útil.

Uma condição interessante observada para a situação em que as camadas são consideradas aderidas, é que quanto mais rígido o revestimento, menor a vida útil, ou

seja, quanto menor a diferença entre o módulo de resiliência das camadas de base e revestimento, maior a vida de projeto.

Ainda assim, para $N=5 \times 10^7$, $N=10^8$ e $N=10^9$ nenhum dos dois cenários avaliados (quanto aos módulos e espessuras das camadas para CBR de 2 ou 10), atende à vida de projeto de 10 anos, quer na condição não aderida ou aderida.

Portanto, como observado pelos autores citados na revisão e outros, os critérios adotados no dimensionamento pelo método do CBR pode levar a sub ou a super dimensionamento, dependendo das características de deformabilidade dos materiais, que não tem relação direta com os valores de CBR, e características da mistura asfáltica.

Outra linha de estudo foi realizar o dimensionamento do pavimento com o SisPavBR. Assim, ao invés de fixar as espessuras das camadas obtidas de acordo com o número N e o CBR_{SL} (Método DNIT) e variar o Módulo de Resiliência dos materiais, como feito anteriormente, manteve-se constante o Módulo de Resiliência e dimensionaram-se as espessuras. Para cada um dos cenários avaliados foram escolhidos valores diferentes para o Módulo de Resiliência dos materiais, de acordo com as combinações mais favoráveis para cada caso.

Para as camadas não aderidas os valores adotados foram os seguintes: 8000 MPa para a capa (revestimento); 4193 MPa para o *binder*, quando necessário (valor padrão do SisPavBR para concreto asfáltico); 1000 MPa para a base (seria por exemplo um solo melhorado com cimento); 500 MPa para sub-base (um solo granular laterítico); e 300 MPa para o subleito (um solo laterítico fino na umidade ótima). As espessuras encontradas são mostradas na Tabela 4.7.

Para as camadas aderidas os valores adotados foram: 2000 MPa para o revestimento; 1000 MPa para a base; 300 MPa para a sub-base; e 50 MPa para o subleito. As espessuras encontradas são mostradas na Tabela 4.8.

Primeiro serão comentados os resultados para o cenário onde as camadas são consideradas não aderidas e depois para as camadas aderidas.

Tabela 4.8: Dimensionamento da estrutura do pavimento realizada com o programa SisPavBR – Camadas não aderidas.

Módulo de Resiliência (MPa)						
	Capa	Binder	Base	Sub-base	Subleito	
	8000	4193	1000	500	300	
Espessuras (cm)						Vida Útil (anos)
N	Capa	Binder	Base	Sub-base	Total	
10^6	5	-	15	18	38	10
10^7	18,5	-	20	25	63,5	10
5×10^7	12,5	20,3	30	30	92,8	10
10^8	12,5	25,9	40	40	118,4	10
10^9	20	43,5	50	70	183,5	10

Para $N = 10^6$, foram mantidas fixas as espessuras da capa em 5 cm, base de 15 cm e o programa calculou a espessura necessária de sub-base para uma Vida de Projeto de 10 anos, cujo valor foi 18 cm. Se comparado com o dimensionamento feito pelo método empírico do DNIT, vê-se que seria possível dimensionar o pavimento, para os materiais escolhidos, com espessuras menores de base e sub-base. A base poderia ser reduzida em 1 cm e a sub-base em 56 cm no caso de CBR_{SL} igual a 2 e 4 cm no caso do $CBR_{SL} = 10$.

Para $N = 10^7$, foram testados vários valores até a configuração final, onde se mantiveram fixos os valores da base em 20 cm, sub-base em 25 cm e o programa calculou a espessura do revestimento para uma Vida de Projeto de 10 anos, obtendo o valor de 18,5 cm. Comparando com os resultados pelo método do DNIT, a camada de revestimento teria 11 cm a mais, a espessura da base seria 5 cm mais alta e a sub-base, caso o CBR_{SL} fosse 2, teria 57 cm a menos e 2 cm a mais caso o $CBR_{SL} = 10$.

Para $N = 5 \times 10^7$, também foram testados diversos valores, levando à configuração final mostrada na Tabela 4.7. Para que se conseguisse um dimensionamento para uma Vida de Projeto de 10 anos foi necessário acrescentar uma segunda camada de revestimento, *binder*, com Módulo de Resiliência adotado igual ao padrão do SisPavBR para concreto asfáltico, de 4193 MPa. Os valores mantidos fixos no dimensionamento foram: espessura da capa em 12,5 cm e espessura da base e sub-base com 30 cm. Assim, a espessura do *binder* foi dimensionada em 20,3 cm. Comparando-se com os valores obtidos pelo método do DNIT a camada total do

revestimento seria 22,8 cm mais alta, a base 15 cm maior e sub-base, caso o CBR_{SL} fosse 2%, teria 56 cm a menos e 7 cm a mais caso o $CBR_{SL} = 10$.

A espessura total de revestimento (capa + *binder*) encontrada no dimensionamento com o SisPavBR para o número $N = 5 \times 10^7$ é muito alta, não sendo usual e inviável economicamente. As espessuras do revestimento dimensionadas para $N = 10^8$ e $N = 10^9$ também foram muito elevadas, conforme mostrado na **Tabela 4.7**.

Tabela 4.9: Dimensionamento da estrutura do pavimento realizada com o programa SisPavBR – Camadas aderidas.

Módulo de Resiliência (MPa)					
	Capa	Base	Sub-base	Subleito	
	2000	1000	300	50	
Espessuras (cm)					Vida Útil (anos)
N	Capa	Base	Sub-base	Total	
10^6	5	15	-	17	VPE
10^7	5	15	-	17	VPE
5×10^7	5	15	-	20	VPE
10^8	5	15	-	20	VPE
10^9	5	15	-	20	27,4

VPE – Vida de projeto provavelmente elevada

Para o dimensionamento considerando-se as camadas aderidas, para começar com uma estrutura inicial, para $N=10^6$ e $N=10^7$, foram adotadas as espessuras obtidas pelo método do DNIT para $CBR_{SL}=10$ e, a partir daí, reduzindo-se as camadas para chegar a uma vida útil de 10 anos. As camadas foram reduzidas até que se atingiu um mínimo estabelecido, com o revestimento em concreto asfáltico de 5 cm e a base granular com 15 cm. Mesmo com a estrutura mais esbelta, o programa SisPavBR avaliou que a vida de projeto da estrutura era provavelmente elevada, o que significa dizer que duraria provavelmente mais de 50 anos.

O mesmo procedimento foi adotado para $N=5 \times 10^7$, $N=10^8$ e $N=10^9$, sendo que a intenção inicial era aumentar as espessuras das camadas até atingir a vida de projeto de 10 anos, já que para nenhuma das combinações avaliadas com as espessuras obtidas pelo método do DNIT essa vida de projeto foi atingida. Porém, percebeu-se que quanto mais espessas as camadas, especialmente o revestimento, maior o dano crítico por fadiga na sua base. Dessa forma decidiu-se por fazer o contrário e diminuir as

espessuras, chegando ao mínimo valor estabelecido (revestimento em concreto asfáltico de 5 cm e base granular de 15 cm). Da mesma forma que para $N=10^6$ e $N=10^7$, o programa SisPavBR avaliou a vida de projeto como provavelmente elevada.

Quando comparados os dois cenários, camadas aderidas e não aderidas, verifica-se um comportamento oposto: para as camadas não aderidas, quanto maior a espessura das camadas maior a vida de projeto, e, para as camadas não aderidas quanto mais esbelta a estrutura maior a vida de projeto.

Devido às diferenças encontradas entre os dois cenários, buscou-se variar as características dos materiais para tentar chegar a novas observações.

Essas novas tentativas consistem em comparar os resultados do dimensionamento e verificação da vida de projeto obtidos com o SisPavBR a resultados obtidos por outros programas computacionais que também seguem o método mecanístico-empírico. Tais resultados foram fruto dos estudos comparativos vistos no Capítulo 2, item 2.5.

4.2. Comparação dos resultados obtidos por BENEVIDES (2000) utilizando o programa FEPAVE2 com o SisPavBR

O estudo de BENEVIDES (2000), como visto, foi o de comparar o dimensionamento de pavimentos em 3 trechos de rodovias no Ceará, realizado pelo método empírico do DNIT, com o dimensionamento feito pelo programa FEPAVE2, método mecanístico-empírico. Foram realizados ensaios de laboratório com os materiais a serem utilizados para a pavimentação para a obtenção dos dados de entrada necessários para rodar o programa.

A intenção aqui foi, então, pegar os mesmos parâmetros e dados de entrada usados por BENEVIDES (2000) no programa FEPAVE2 e usar esses valores no SisPavBR para comparar os resultados.

Diferente do que foi feito até agora, onde todos os materiais apresentavam comportamento elástico linear, aqui apenas o revestimento apresenta este comportamento, todos os outros (base, sub-base e subleito) serão avaliados segundo comportamento elástico não-linear, característica dos materiais granulares e solos coesivos.

Cabe observar aqui que quando se adiciona outra camada de revestimento asfáltico, para o cenário em que as camadas não estão aderidas, o SisPavBR considera automaticamente como aderidas as duas camadas de revestimento. E o contrário acontece para o cenário em que as camadas são aderidas. Não é possível mudar esse comportamento na forma como o programa está compilado neste momento.

Os primeiros resultados avaliados foram com dados obtidos do trecho Fortaleza-Pacajús. Esses dados foram inseridos no programa SisPavBR e avaliados segundo uma Vida de Projeto de 10 anos. O mesmo foi feito para os outros dois trechos Messejana-Aquiraz e Pajuçara-Pacatuba. Os resultados são apresentados nas Tabelas 4.10 a 4.12 a seguir.

Tabela 4.10: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR, utilizando dados do trecho Fortaleza-Pacajús.

Espessuras (cm)							
		Capa	Binder	Base	Sub-base	Total	
N=3,84x10⁷		5	5	15	20	45	
M_R (MPa)			k₁; k₂			Vida Útil (anos)	
Nº	Capa	Binder	Base	Sub-base	Subleito	Não aderido	Aderido
1	3100	3262	1685; 0,5528	619; 0,0049	743; 0,3498	VPB	VPB

VPB – Vida de projeto provavelmente muito baixa

Tabela 4.11: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR, utilizando dados do trecho Messejana-Aquiraz.

Espessuras (cm)							
		Capa	Binder	Base	Sub-base	Total	
N=7,83x10⁶		4	4,5	19	20	47,5	
M_R (MPa)			k₁; k₂			Vida Útil (anos)	
Nº	Capa	Binder	Base	Sub-base	Subleito	Não aderido	Aderido
1	3511	2708	1848; 0,5364	1376; 0,3261	413; 0,1217	1,0	0,7
2	3511	2708	1848; 0,5365	1376; 0,3261	356*; -0,1675*	1,2	0,7

VPB – Vida de projeto provavelmente muito baixa

* Material do terreno natural

Tabela 4.12: Avaliação da vida de projeto da estrutura de um pavimento realizada com o programa SisPavBR, utilizando dados do trecho Pajuçara-Pacatuba.

Espessuras (cm)							
	Capa	Binder	Base	Sub-base	Total		
$N=3,74 \times 10^6$	5	-	16	20	41		
M_R (MPa)		$k_1; k_2$			Vida Útil (anos)		
Nº	Capa	Binder	Base	Sub-base	Subleito	Não aderido	Aderido
1	2566	-	1320; 0,4084	1057; 0,2996	1086; 0,3484	16	2,5
2	2566	-	1320; 0,4085	1057; 0,2996	237*; -0,2131*	18,5	2,4

* Material do terreno natural

Segundo as avaliações realizadas pelo SisPavBR, apenas o trecho Pajuçara-Pacatuba atende a uma vida de projeto de 10 anos, como mostram os resultados das Tabelas 4.10 a 4.12.

É necessário colocar que segundo as análises de BENEVIDES (2000), avaliando os resultados encontrados com o FEPAVE2 com confiabilidade de 95%, todos os dimensionamentos feitos através do método empírico do DNIT, para os trechos em estudo, estavam superdimensionados, ou seja, todos os critérios de avaliação foram atendidos.

Portanto, não houve concordância entre as análises feitas com o FEPAVE2 e o SisPavBR.

Foram feitos os mesmos exemplos com confiabilidade de 50% e as condições ficaram bem semelhantes, o que mostra que não é este fator que está impactando os resultados.

4.3. Comparação dos resultados obtidos por BEZERRA NETO *et al.* (2005) utilizando o programa FEPAVE2 com o SisPavBR

BEZERRA NETO *et al.* (2005) compararam o dimensionamento de pavimentos calculados a partir de 3 métodos diferentes: empírico do DNIT, de resiliência do DNER e mecanístico através do programa FEPAVE2. Materiais usuais na pavimentação de rodovias em Campo Grande, Mato Grosso do Sul, foram ensaiados em laboratório para a obtenção dos parâmetros necessários ao dimensionamento.

O estudo que será feito aqui consiste em usar no programa SisPavBR as espessuras obtidas no dimensionamento realizado com o programa FEPAVE2 e os mesmos parâmetros de entrada e avaliar a vida de projeto, assim como foi feito no item anterior com o estudo de BENEVIDES (2000).

A intenção aqui foi, então, pegar os mesmos parâmetros e dados de entrada usados por BEZERRA Neto *et al.* (2005) no programa FEPAVE2 e usar esses valores no SisPavBR para comparar os resultados.

Foram feitas combinações com 3 variações de tráfego e 4 tipos de estruturas de pavimento, num total de 12 para cada cenário (camadas aderidas e não aderidas). O tráfego analisado foi $N=10^6$, $N=10^7$ e $N=10^8$, considerados por BEZERRA NETO *et al.* (2005) como tráfego médio, pesado e muito pesado. Os tipos de estrutura são:

- Tipo 1: Subleito argiloso e base de SAFL;
- Tipo 2: Subleito argiloso e base argiloso-brita;
- Tipo 3: Subleito arenoso e base de SAFL; e
- Tipo 4: Subleito arenoso e base arenoso-brita.

Os parâmetros utilizados como dados de entrada no programa SisPavBR para verificação da vida de projeto foram obtidos dos modelos mostrados na Tabela 2.19 e são mostrados na Tabela 4.13. Os resultados obtidos estão mostrados na Tabela 4.14:

Tabela 4.13: Parâmetros de entrada usados no SisPavBR.

Material	k_1	k_2	k_3	v
Solo Argiloso	106	0,07	0,44	0,40
Solo Arenoso	829	0,38	0,11	0,35
Solo Areno-argiloso	548	0,14	0,24	0,35
Solo Argiloso-brita (30/70)	603	0,25	0,32	0,35
Solo Arenoso-brita (50/50)	1884	0,43	0,06	0,35
Módulo de Resiliência (MPa)				v
CBUQ		4100		0,30
Tratamento Superficial		200		0,30

Tabela 4.14: Verificação da vida de projeto através do SisPavBR.

N°	N	Espessuras (cm)		Camadas	Vida Útil	
		R	B		Não aderido	Aderido
1	10 ⁶	2	16	Tipo 1	VPB	0,6
2		2	16	Tipo 2	VPB	VPB
3		2	23	Tipo 3	VPB	VPE
4		2	23	Tipo 4	VPE	VPE
5	10 ⁷	3	15	Tipo 1	VPB	VPB
6		3	15	Tipo 2	VPB	VPB
7		6	15	Tipo 3	VPB	VPB
8		6	15	Tipo 4	VPB	0,5
9	10 ⁸	9	15	Tipo 1	VPB	VPB
10		10	15	Tipo 2	VPB	VPB
11		14	15	Tipo 3	VPB	VPB
12		13	15	Tipo 4	VPB	VPB

VPB - Vida de projeto provavelmente muito baixa

VPE - Vida de projeto provavelmente elevada

Para os resultados encontrados apenas 2 combinações avaliadas pelo programa SisPavBR resultaram em vida útil aceitável.

Cabe ressaltar que para que para tratamento superficial, o SisPavBR não utiliza nenhum modelo de fadiga do revestimento, apenas para concreto asfáltico, e portanto o critério de ruptura do pavimento se dá por causa da tensão máxima admissível no topo do subleito. Isso significa que para a maioria das combinações nenhum dos critérios de ruptura foi atendido.

Devido a diferença nas avaliações feitas com o programa SisPavBR e o FEPAVE2, e mesmo com pavimentos dimensionados pelo método empírico do DNIT, o último estudo consiste em comparar essa nova versão do SisPavBR (v.2.0.6.0) com os resultados encontrados por COUTINHO (2001) com a primeira versão do programa.

4.4. Comparação dos resultados obtidos por COUTINHO (2011) utilizando o programa SisPav com o SisPavBR

O último estudo realizado teve como motivação os resultados das comparações anteriores, já que segundo as análises realizadas com o programa SisPavBR, as

estruturas de pavimento consideradas não atenderam ao critério de ruptura proposto no modelo de fadiga do programa, Equação 4.1.

Assim decidiu-se por fazer a comparação com o estudo de COUTINHO (2011), que utiliza para suas análises o mesmo programa deste trabalho, só que em uma versão mais antiga.

Foram realizadas apenas 4 análises para cada cenário avaliado, considerando camadas aderidas e não aderidas, duas para cada tipo de pavimento escolhido, que foram: pavimento TIPO-A e TIPO-A-2, cujas estruturas e parâmetros são descritos nas Tabelas 4.15 e 4.16.

Diferentemente das outras comparações, o índice de confiabilidade utilizado agora foi de 50% e a variação lateral do tráfego 0, assim como considerado por COUTINHO, 2011. As análises foram realizadas para $N=5,8 \times 10^7$.

Para o pavimento TIPO-A foram consideradas duas situações: na primeira, utiliza-se o modelo fadiga da COPPE apenas para a capa (CBUQ), deixando a camada de ligação sem considerar os danos por fadiga. Nesse caso a vida de projeto é elevada para camadas não aderidas, com dano crítico no pavimento de apenas 12,67%, um pouco mais alto apenas que o obtido por COUTINHO (2011), e a ruptura se daria por tensão máxima na camada do subleito. Isso significa que o pavimento atende aos outros critérios estabelecidos. Para camadas aderidas, o dano crítico no pavimento é de 2581,17% e a ruptura se daria por fadiga na base do revestimento. Mas esta situação não é válida porque a primeira camada não é a mais crítica.

Tabela 4.15: Estrutura e parâmetros utilizados na comparação com COUTINHO (2011) para pavimento TIPO-A.

TIPO-A					
Camada	Material	Espessura (cm)	MR (MPa)	k1	k2
Capa	CBUQ	6	10720	-	-
Camada de ligação	PMQ	8	6755	-	-
Base	BGTC	15	-	2049	0,308
Sub-base	Cascalho	15	-	1527	0,508
Subleito	Argila	-	-	77	0,352

Tabela 4.16: Estrutura e parâmetros utilizados na comparação com COUTINHO (2011) para pavimento TIPO-A-2.

TIPO-A-2					
Camada	Material	Espessura (cm)	MR (MPa)	k1	k2
Revestimento	CBUQ + PMQ	14	8454	-	-
Base	BGTC	15	-	2049	0,308
Sub-base	Cascalho	15	-	1527	0,508
Subleito	Argila	-	-	77	0,352

Na segunda situação, as duas camadas seguem o modelo de fadiga da COPPE. Nesse caso a vida de projeto é baixa com dano crítico no pavimento de 9357,69% e ruptura por fadiga na base da segunda camada de revestimento para camadas não aderidas e 2521,65% para as camadas aderidas.

Para o pavimento TIPO-A-2 também foram consideradas duas situações: na primeira se utiliza o modelo de fadiga da COPPE para o revestimento (CBUQ + PMQ). Nesse caso o dano crítico no pavimento é de 5648,77% para camadas não aderidas, mais baixo que o encontrado por COUTINHO (2011), e a ruptura se daria por fadiga na base do revestimento. A vida de projeto é considerada baixa. Para camadas aderidas o dano crítico no pavimento é de 1314,08% com vida de projeto de 0,8 anos.

Na segunda situação, não se considera fadiga na base do revestimento. Nesse caso o dano crítico na camada do pavimento é de apenas 0,67% para camadas não aderidas e 0% para camadas aderidas e a ruptura se daria por tensão máxima admissível na superfície do subleito. O pavimento também atende aos outros critérios de projeto.

O modelo de fadiga utilizado na comparação com o estudo de COUTINHO (2011) foi o embutido no programa SisPavBR, já que não é possível, da forma como o programa está compilado no momento, alterar o modelo de fadiga dos materiais.

Capítulo 5

Conclusões

As conclusões às quais o autor chegou referem-se não somente aos dimensionamentos, análises e comparações realizadas, como também ao estudo da revisão bibliográfica e às considerações feitas pelos autores estudados a respeito dos métodos empírico do DNIT e mecanístico-empírico.

O método empírico do DNIT apresenta claras limitações, como já foi observado. Por se basear inteiramente em um ensaio que não representa de forma adequada as solicitações às quais está sujeita a estrutura de um pavimento, pode por vezes levar a configurações de camadas não adequadas, levando o pavimento à ruptura precoce, ou às vezes a pavimentos superdimensionados.

Também, por considerar apenas a ruptura por cisalhamento do subleito, deixa de levar em consideração fatores de ruptura mais importantes como a fadiga do revestimento ou camadas cimentadas e a deformação permanente do revestimento e das outras camadas (afundamento de trilha de roda).

O método empírico do DNIT também não tira proveito dos materiais das camadas do pavimento que apresentam valores maiores do que os requeridos no método, como se pode fazer nos métodos mecanístico-empíricos. Os modelos mecanístico-empíricos de desempenho de pavimentos, apesar da parcela empírica ainda presente, o chamado fator campo-laboratório, tiram maior proveito dos materiais, podendo levar a configurações julgadas impróprias pelo método do DNIT. Um exemplo disso é o a utilização de solos tropicais lateríticos nas camadas dos pavimentos.

Além disso, o método mecanístico-empírico consegue representar de forma mais realística o que ocorre no campo, pelos ensaios com carga repetida que simulam a passagem dos eixos dos automóveis. Usando modelos matemáticos consegue descrever de forma mais precisa o desempenho funcional e estrutural de um pavimento, da mesma maneira que é feito com as estruturas de aço e concreto.

Quanto às análises comparativas realizadas com o programa SisPavBR, o que se pode afirmar é que para volumes de tráfego, acima de $N=10^6$, o modelo utilizado para determinar a fadiga do revestimento, embutido no programa, mostra que grande parte

das estruturas calculadas pelo método do CBR e analisadas neste estudo não atendem, para camadas não aderidas, se considerada uma vida de projeto de 10 anos. E para camadas aderidas, as estruturas não atendem para tráfego acima de $N=10^7$. Aparentemente, as estruturas analisadas atendem aos outros critérios de ruptura, como por exemplo, a tensão máxima admissível no subleito.

Isso mostra que quanto maior o número N maior o erro do dimensionamento pelo método empírico do DNIT, e também alerta para a necessidade de bases estabilizadas para altos volumes de tráfego.

Como foram comparados resultados do SisPav com o SisPavBR e os resultados também não foram semelhantes, é preciso rever o programa para observar onde podem estar acontecendo as diferenças no dimensionamento.

A principal conclusão a que se pode chegar tendo em vista os resultados obtidos nas análises com o SisPavBR é da grande influência nos resultados exercida pela condição de aderência entre as camadas, principalmente porque o conceito de aderido e não aderido embutido no programa está em função do módulo de resiliência dos materiais. Devido essa grande influência, este é um fato que precisa ser melhor investigado.

Referências Bibliográficas

- BENEVIDES, S.A.S. *Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento dos Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará*. Rio de Janeiro, 2000 XVI, 176 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia de Transportes, 2000) Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- BENEVIDES, S.A.S, MOTTA, L.M.G., SOARES, J.B. *Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos pelos Métodos Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em Rodovias do Ceará*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2000.
- 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.; PARREIRA, A.B.; MOTTA, L.M.G. *Estudo comparativo de três métodos de projeto de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil*. Trabalho 112. 36ª Reunião Anual de Pavimentação. Curitiba - BRASIL - 24 a 26 de agosto de 2005.
- Brasil. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de pavimentação*. 3.ed. – Rio de Janeiro, 2006. 274p. (IPR. Publ., 719).
- COUTINHO, J.C.P. 2011. *Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecânico - Empírico aplicada a um trecho*. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da UFOP.
- FONSECA, L.F.S. 2013. *Análise das Soluções de Pavimentação do Programa CREMA 2ª ETAPA do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Dissertação (mestrado) - UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil.
- FRANCO, F.A.C.P., 2007 *Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav*. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GUIMARÃES, A. C. R., 2009. *Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MEDINA, J., MOTTA, L.M.G. *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2005.
- MOTTA, L.M.G. *Noções de Mecânica dos Pavimentos*. Laboratório de Geotecnia - Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003

- MOTTA, L.M.G., 1991, *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas*. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SOUZA, M. L. *Método de projeto de pavimentos flexíveis DNER*. - 1966.
- SOUZA, M.L. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. 3 ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, IPR, 1981 (IPR Publ. 667).