

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

THIAGO JOSÉ DE OLIVEIRA FREITAS

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS: MÉTODO DO DNIT E MÉTODO MECANÍSTICO-
EMPÍRICO DO SOFTWARE SisPavBR**

São Luís

2016

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

THIAGO JOSÉ DE OLIVEIRA FREITAS

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS: MÉTODO DO DNIT E MÉTODO MECANÍSTICO-
EMPÍRICO DO SOFTWARE SisPavBR**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão em cumprimento às exigências para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho

São Luís
2016

Freitas, Thiago José de Oliveira.

Análise comparativa entre métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis: método do DNIT e método mecanístico-empírico do software SisPavBR / Thiago José de Oliveira Freitas. – São Luís, 2016.

112 f

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2016.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho.

1.Pavimento flexível. 2.SisPavBR. 3.Método DNIT. I.Título

CDU: 625.85:004.413

THIAGO JOSÉ DE OLIVEIRA FREITAS

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS: MÉTODO DO DNIT E MÉTODO MECANÍSTICO-
EMPÍRICO DO SOFTWARE SisPavBR**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão em cumprimento às exigências para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho aprovado. São Luís - MA, 12 de julho de 2016.

Prof.^a Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho
(Orientadora)

Prof. Dr. Walter Canales Sant'Ana
Primeiro membro da banca

Prof.^o MSc. Waldimar Ferreira de Azevêdo
Segundo membro da banca

AGRADECIMENTOS

Diante de uma etapa tão importante como esta que se conclui, gostaria de deixar meus agradecimentos àqueles que foram indispensáveis para essa jornada tão longa.

Primeiramente, agradeço a Deus, pois acredito que sem Ele não teria condições de estar num curso com tanta importância e ainda mais, realizar um trabalho tão elaborado como este. A ele toda honra e toda glória.

Aos meus pais, que me deram a educação suficiente para alcançar grandes objetivos e que me ensinaram a ter um caráter honesto.

À minha irmã, pela sua paciência durante todo o curso e ainda mais durante essa etapa de monografia.

Aos meus avós, pelo carinho e acolhimento que foram importantes durante toda essa trajetória.

À minha namorada Lídia, por toda a paciência e pelo seu amor, sempre me ajudando durante o tempo dedicado a este trabalho.

Ao meu chefe Wanderley, pela sua compreensão e tolerância todas as vezes que precisei estar em aula na faculdade.

À minha orientadora, pelos conhecimentos passados durante o curso, fundamentais para eu ter chegado até aqui, e pela orientação neste trabalho, que foi indispensável para o êxito obtido no mesmo.

E por fim, aos meus amigos de classe e da vida, que sempre estiveram presentes nos momentos de alegria e, principalmente, de dificuldade.

“Não que possamos reivindicar qualquer coisa com base em nossos próprios méritos, mas a nossa capacidade vem de Deus”.

II Co. 3:5

RESUMO

Este trabalho traz uma comparação entre os dois principais métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, o método empírico do DNIT e o método mecanístico-empírico. São apresentadas as origens do método empírico, explicando como e em que circunstâncias surgiu a metodologia CBR. Desse ponto, é elaborada uma cronologia do desenvolvimento do método do DNIT desde a década de 1960 até 2006 (última atualização), destacando suas principais características. É tratado também, acerca dos principais materiais existentes para a execução de pavimentos no Brasil. E por fim, é detalhado o método mecanístico-empírico, explicando seus atributos e aplicando-o através do software SisPavBR em estruturas dimensionadas pelo método empírico a fim de constatar as diferenças entre os métodos. Dessa forma, pretende-se contribuir com o processo de mudança no método de dimensionamento de pavimentos flexíveis, que atualmente, em nosso país, se baseia no método empírico.

Palavras-chave: Pavimento flexível. SisPavBR. Método DNIT.

ABSTRACT

This paper presents a comparison between the two official design methods of flexible pavements, the DNIT empirical method and the Mechanistic-empirical method. It shows the origins of the empirical method, explaining how and under which circumstances the CBR methodology arises. From this point, it builds a chronology of the development of DNIT method from the 1960s until 2006 (last update), highlighting its key features; Also describes the most common pavement materials used in Brazil. Finally, elaborates the mechanistic-empirical method, explaining its attributes and applying it through the software SisPavBR in structures designed by the empirical method in order to determine the differences between the methods. Thus, it is intended to contribute with the process of change of the design method of flexible pavements that, currently in our country, is based on the empirical method.

Keywords: Flexible Pavement. SisPavBR. DNIT Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1:	Engenheiro O. J. Porter acompanhado de outros grandes engenheiros pesquisadores da época em Conferência realizada em Stockton, Califórnia.....	21
Figura 4.2:	Layout dos Loops 5 e 6 da AASHO Road Test.....	23
Figura 4.3:	Curvas originais CBR apresentadas por Porter.....	24
Figura 4.4:	Avião protótipo XB-19 em CloverField.....	25
Figura 4.5:	Bombardeiro B-17 na Segunda Guerra Mundial.....	27
Figura 4.6:	Bombardeiro B-24 Liberator no galpão.....	27
Figura 4.7:	Curva utilizada por Middlebrooks e Bertram para extrapolação das curvas originais.....	28
Figura 4.8:	Primeiras curvas extrapoladas para dimensionamento de pavimentos pela metodologia CBR (60 psi)	29
Figura 4.9:	Ábaco original da metodologia CBR para dimensionamento de pavimentos rodoviários.....	31
Figura 5.1:	Ábaco original em função do IS, carga máx. de 4t e do tipo de tráfego.....	34
Figura 5.2:	Curvas de equivalência de operações dos eixos tandem duplo e simples.....	38
Figura 5.3:	Ábaco de dimensionamento do método DNER de 1966.....	40
Figura 5.4:	Fatores de equivalência de operação.....	48
Figura 5.5:	Determinação das espessuras do pavimento.....	50
Figura 5.6:	Dimensionamento do pavimento.....	51
Figura 6.1:	Execução de revestimento asfáltico.....	53
Figura 6.2:	Etapas de tratamento superficial.....	54
Figura 6.3:	Execução de camada de macadame betuminoso.....	54
Figura 6.4:	Lançamento e compactação de CBUQ.....	55
Figura 6.5:	Brita graduada simples.....	57

Figura 6.6:	Macadame hidráulico.....	58
Figura 6.7:	Macadame seco.....	58
Figura 6.8:	Solo Brita.....	59
Figura 6.9:	Resiliência dos solos granulares.....	60
Figura 6.10:	Classificação MCT.....	61
Figura 6.11:	Solo arenoso fino laterítico.....	61
Figura 6.12:	Camada de solo-cimento abaixo de revestimento.....	63
Figura 6.13:	Mistura de solo com cal na pista.....	64
Figura 6.14:	Brita Graduada tratada com cimento.....	65
Figura 7.1:	Fluxograma para dimensionamento mecânico.....	70
Figura 7.2:	Primeiro equipamento triaxial de carga repetida do Brasil.....	71
Figura 7.3:	Fluxograma do método de análise e dimensionamento de pavimentos flexíveis - SisPav.....	73
Figura 7.4:	Interface do programa de Análise Elástica de Múltiplas Camadas – AEMC.....	74
Figura 7.5:	Interface do SisPavBR v2.0.8.2.....	75
Figura 7.6:	Opções do Menu [Projeto].....	75
Figura 7.7:	Opções do Menu [Editar].....	75
Figura 7.8:	Opções do Menu [Resultados].....	76
Figura 7.9:	Opções do Menu [Sobre].....	76
Figura 7.10:	Opções do botão [Alterar Estrutura].....	78
Figura 7.11:	Propriedades da camada padrão 2.....	79
Figura 7.12:	Aba [Modelagem] para estrutura padrão.....	80
Figura 7.13:	Opções de modelagem para a camada 1 da estrutura padrão.....	82
Figura 7.14:	Opções de modelagem para a camada 2 da estrutura padrão.....	84
Figura 7.16:	Sistema de coordenadas utilizado no programa SisPavBR.....	87

Figura 7.17:	Aba [Clima].....	88
Figura 7.18:	Caixa de Mensagem mostrada no acesso à aba [Resultados].....	89
Figura 7.19:	Tela [Estruturas] com informações finais de análise de Vida de Projeto.....	90
Figura 7.20:	Tela [Estruturas] com informações finais de Dimensionamento.....	91
Figura 7.21:	Tela [Resultados] com os danos acumulados por camada.....	92
Figura 8.1:	Estrutura - Estrada do Abacaxi – Método DNIT.....	100
Figura 8.2:	Análise da Vida de Projeto – Estrada do Abacaxi.....	100
Figura 8.3:	Estrutura – Interseção Forquilha – Método DNIT.....	101
Figura 8.4:	Análise da Vida de Projeto – Interseção Forquilha.....	102
Figura 8.5:	Estrutura de pavimento para duplicação BR 163.....	103
Figura 8.6:	Análise da Vida de Projeto para estrutura inicial – Duplicação da pista BR 163.....	104
Figura 8.7:	Análise da Vida de Projeto para estrutura modificada – Duplicação da pista BR 163.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1:	Principais procedimentos de dimensionamento das rodovias pelo mundo até 1949.....	22
Tabela 5.1:	Relação entre o Índice de Grupo e o Índice de Suporte.....	33
Tabela 5.2:	Valores mínimos de IS e CBR em função do tipo e das cargas máximas.....	33
Tabela 5.3:	Espessura mínima em polegadas do revestimento.....	34
Tabela 5.4:	Faixas granulométricas para enquadrar os materiais de base.....	36
Tabela 5.5:	Correlação entre as alturas médias anuais e o Fator climático.....	37
Tabela 5.6:	Coefficientes estruturais dos materiais utilizados nas camadas de pavimento.....	39
Tabela 5.7:	Espessura do revestimento em função do número N.....	39
Tabela 5.8:	Valores de FC para eixo tandem triplo.....	42
Tabela 5.9:	Coefficientes estruturais dos materiais utilizados nas camadas de pavimento.....	43
Tabela 5.10:	Espessura mínima em função do número N.....	44
Tabela 5.11:	Faixas granulométricas para base granular.....	46
Tabela 5.12:	Coefficientes de equivalência estrutural.....	49
Tabela 5.13:	Espessura mínima de revestimentos betuminosos.....	49
Tabela 6.1:	Valores usuais de Módulo de Resiliência.....	67
Tabela 7.1:	Configurações dos eixos do programa SisPavBR.....	86
Tabela 8.1:	Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=10^6$	93
Tabela 8.2:	Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=10^7$	94
Tabela 8.3:	Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=5 \cdot 10^7$	94
Tabela 8.4:	Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=5 \cdot 10^8$	94
Tabela 8.5:	Resultados de Vida de Projeto obtidos no SisPavBR.....	96
Tabela 8.6:	Resultados de Dimensionamento obtidos no SisPavBR.....	98

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
2	OBJETIVOS	17
2.1.	Objetivo geral	17
2.2.	Objetivos específicos	17
3	JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	18
4	HISTÓRICO DA METODOLOGIA CBR	20
4.1.	A metodologia do ensaio CBR	23
4.1.1.	O desenvolvimento do método pelo USACE	25
4.1.2.	Aplicação da metodologia para os pavimentos rodoviários	30
5	O MÉTODO EMPÍRICO DO DNIT	32
5.1.	O método DNIT nos anos 60	32
5.2.	O método DNIT em 1981	41
5.3.	Roteiro atual de dimensionamento.....	44
6	MATERIAIS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	52
6.1.	Misturas asfálticas	52
6.2.	Materiais granulares	56
6.3.	Solos lateríticos	60
6.4.	Materiais estabilizados	62
6.5.	Solos finos, siltosos ou argilosos	66
7	O SOFTWARE SisPavBR	68
7.1.	O dimensionamento Mecânico-Empírico.....	68
7.2.	Funcionamento do software SisPavBR v2.0.8.2	72
7.2.1.	Primeiros passos no SisPavBR	74
7.2.2.	Aba [Estrutura]	76
7.2.3.	Aba [Modelagem]	79

7.2.4.Aba [Carregamento].....	84
7.2.5.Aba [Clima].....	87
7.2.6.Aba [Resultados].....	89
8 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS PELO MÉTODO DO DNIT E PROGRAMA	
SisPavBR	93
8.1. Método DNIT	93
8.2. Análise dos resultados no SisPavBR.....	96
8.2.1.Análise dos projetos de Pavimentação da “Estrada do Abacaxi” em Turiaçu - MA, Interseção da Forquilha em São Luís - MA e BR 163 no Estado do Paraná	99
9 CONCLUSÃO	105
REFERÊNCIAS	107
APÊNDICE A – Modelo de Relatório gerado pelo SisPavBR v2.0.8.2	109

1 INTRODUÇÃO

As técnicas de pavimentação têm sofrido grandes transformações ao longo do tempo. Isso se deve, principalmente, às observações dos defeitos apresentados pelos pavimentos durante sua vida de projeto. As camadas que compõem os mesmos são dimensionadas através de metodologias que foram alteradas aos poucos, e a seleção dos materiais adequados também foi acontecendo gradativamente até se chegar na configuração mais satisfatória para as diferentes condições de campo.

Segundo BERNUCCI et al. (2010), pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas com espessuras finitas, assentada sobre a superfície final de terraplenagem, de forma a resistir aos esforços provenientes do tráfego de veículos e do clima, e também, possibilitar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, como conforto, economia e segurança.

Tradicionalmente, classificam-se os pavimentos em dois tipos: flexíveis (revestimento asfáltico) e rígidos (revestimento de concreto de cimento Portland) (BERNUCCI et al., 2010).

Já os materiais utilizados na composição das camadas, foram por muito tempo escolhidos com base nas experiências de aplicação em outros locais, característica principal dos métodos empíricos. MOTTA (2003 apud FERREIRA, 2013) afirma que em função do desenvolvimento de novos métodos de laboratório apoiados em entendimento mais adequado do comportamento dos pavimentos, a prática empírica está sendo revista, inclusive no que diz respeito ao dimensionamento da estrutura do pavimento, levando em consideração os conceitos da Mecânica dos Pavimentos.

O dimensionamento de um pavimento define quais são as camadas necessárias para a situação apresentada e quais os materiais a serem aplicados em cada uma delas, de acordo com a disponibilidade no local. Esse processo visa assegurar que a repetição da passagem dos eixos dos veículos não irá causar o trincamento excessivo da camada de revestimento por fadiga dentro do período de vida do projeto e também, minimizar os efeitos de afundamentos da trilha de roda, defeitos comuns nos pavimentos (FRANCO, 2007).

Para BERNUCCI et al. (2010), a caracterização dos materiais de pavimentação é uma tarefa complexa, pois as propriedades deles dependem de diversos fatores, como: meio ambiente, magnitude, tempo de aplicação e, principalmente, frequência das cargas dos veículos e estado de tensões. Quem projeta não tem o conhecimento exato desses fatores e, na verdade, elabora o dimensionamento com os parâmetros médios, com um grau de risco adotado como aceitável (FRANCO, 2007).

Sabemos que, durante muito tempo, a prática da pavimentação foi orientada por métodos que não consideram as principais variáveis incidentes sobre um pavimento. Os métodos empíricos foram desenvolvidos a partir de observações em condições muito particulares que não permitem os mesmos serem generalizados de forma confiável. Segundo MOTTA (1991), era a experiência codificada de forma direta e simples. No Brasil, desde a década de 1960, passou a empregar-se um método empírico baseado em regras desenvolvidas nos EUA, especificamente, o método desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE), destinado a pavimentos de aeroportos.

Felizmente, os engenheiros de pavimentação têm buscado gradativamente um entendimento mais analítico do problema, tentando reduzir a parcela do empirismo que é inevitável na pavimentação. Neste enfoque, o pavimento passa a ser tratado como uma estrutura de engenharia e seu comportamento mecânico é avaliado de forma a não se alcançar a ruptura do mesmo ou a inutilidade dele, algo semelhante ao que acontece nas estruturas de concreto armado quando tratados os estados limites (FRANCO, 2007).

Essa abordagem analítica vai caracterizar o outro método que será analisado nesse trabalho, definido como teórico-experimental ou método mecanístico-empírico, estudado pela Mecânica dos Pavimentos. Essa disciplina estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Faz-se o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, geralmente com a utilização de programas de computação (MEDINA; MOTTA, 2015).

Portanto, a busca constante de se melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural tem gerado a necessidade da modelagem mecanística-empírica, citada anteriormente. Isso nos permite utilizar materiais, sobre cujo desempenho de campo ainda não se têm experiência suficiente e, considerar,

também, os efeitos das condições ambientais e de tráfego de uma forma diferente em relação ao abordado pelos Métodos Empíricos, ainda utilizados no país (FRANCO, 2007).

Para MOTTA (1991), a evolução do conhecimento da Mecânica dos Pavimentos conduz à convicção de que a utilização de ensaios dinâmicos na caracterização de solos, materiais granulares, misturas asfálticas e solo estabilizado, juntamente com a análise de tensões e deformações dos sistemas é o melhor caminho para o aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento de pavimentos.

Muitos países estão tentando desenvolver métodos de dimensionamento de pavimentos desde a década de 80, uns mais complexos e outros mais simples, tais como, o PAVIFLEX em Portugal; o CIRCLY na Austrália; o Guia de Projeto da AASHTO; o LEDFAA nos Estados Unidos (FRANCO, 2007).

Diante desses avanços na área computacional e seguindo o caminho de grandes pesquisadores na engenharia de pavimentação, este trabalho busca analisar um método mecanístico-empírico aplicado através do programa SisPavBR na versão 2.0.8.2, desenvolvido por Filipe Franco, em 2007, na COPPE/UFRJ e em atualização desde então. Essa aplicação será restrita ao dimensionamento das camadas de um pavimento sob determinadas condições de tráfego e materiais constituintes e assim, será feita uma comparação através do dimensionamento com o método empírico do DNIT. Serão utilizados, também, informações referentes a projetos reais desenvolvidos por alguns órgãos públicos de forma a analisá-los segundo o ponto de vista do SisPavBR.

O presente trabalho encontra-se dividido da seguinte maneira:

Os capítulos 1, 2 e 3 fazem introdução aos assuntos que serão trabalhados, apresentando os principais objetivos pretendidos com este trabalho e a motivação para o desenvolvimento do tema em questão.

O capítulo 4 trata acerca do surgimento da metodologia CBR, mostrando a evolução dos métodos que tinham esse ensaio como base, e das condições que levaram ao aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento de pavimentos.

No capítulo 5 será abordado, cronologicamente, o desenvolvimento do método do DNIT, antigo DNER. Destacamos suas origens e como está organizado o método atualmente.

O capítulo 6 mostra os principais tipos de materiais utilizados em pavimentação e algumas de suas propriedades resilientes.

No capítulo 7 abordamos a metodologia mecanístico-empírica e apresentamos as principais funcionalidades do programa SisPavBR.

O capítulo 8 apresenta algumas estruturas dimensionadas pelo método do DNIT e as análises de vida de projeto feitas no SisPavBR acerca dessas estruturas. Além disso, são projetadas estruturas mais adequadas no programa em comparação às estruturas dimensionadas pelo método empírico. Por fim, analisamos também algumas estruturas desenvolvidas por órgãos públicos por meio do programa.

No capítulo 9 encerra-se o trabalho com as principais considerações acerca dos métodos estudados e dos resultados obtidos das análises.

2 OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

Analisar o dimensionamento de pavimentos flexíveis através de duas óticas: uma mais conservadora e empírica e outra mais moderna e mecanicista.

2.2. Objetivos específicos

- Detalhar um roteiro de utilização do programa SisPavBR no dimensionamento de pavimentos flexíveis;
- Comparar os resultados obtidos pelo método empírico do DNIT com os resultados obtidos no programa SisPavBR;
- Aumentar a literatura técnico-científica na produção de novos métodos que otimizem o dimensionamento de pavimentos;
- Influenciar na diminuição do empirismo que predomina no método brasileiro de dimensionamento praticado pelo DNIT;

3 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

A rede rodoviária pavimentada brasileira, segundo o Plano Nacional de Viação (PVN) do DNIT, em 2013, era de 65 930 km federal (32,4 %); 110842 km estadual (54,4 %); e 26 826 km municipal (13,2 %). Levando em conta toda a rede (pavimentada e não pavimentada), tem-se uma extensão implantada de 1 691 522 km e a rede pavimentada de 203 598 km representa 12 % das estradas de rodagem do país. Vale ressaltar também que, em 2013, 61,1 % das cargas eram transportadas por rodovias (MEDINA; MOTTA, 2015).

O crescimento das metrópoles brasileiras acarreta demanda crescente de transporte de massa e investimentos em infraestrutura. A canalização do tráfego em “corredores” exige da engenharia de pavimentação atenção especial para as cargas estáticas e transientes nos revestimentos asfálticos (MEDINA; MOTTA, 2015).

Tomando, portanto, como base, o aumento considerável da frota de veículos e a falta de estrutura adequada que suporte essa demanda, percebemos que os pavimentos até então desenvolvidos em nosso país foram modelados sobre teorias que não contemplam os principais fatores que influenciam num sistema em camadas, cujas propriedades variam com o tempo e com as condições ambientais, e que tem, segundo FRANCO (2007), a deterioração acumulada com a passagem das cargas variáveis em intensidade, distribuição e velocidade.

Observa-se, porém, que a partir da década de 70, houve uma maior utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos que buscam compatibilizar as ações solicitantes do tráfego com a capacidade dos materiais por meio da análise estrutural de sistemas em camadas (BERNUCCI et al., 2010).

Mesmo diante desses esforços, ainda não foi possível desenvolver no País um método de dimensionamento adequado ao estado da arte atual, que permita padronizá-lo pelos órgãos regulamentadores nacionais, como o DNIT ou DER's, de modo a generalizar seu uso no Brasil (FRANCO, 2007).

O grande motivador para essa mudança em termos de dimensionamento dos pavimentos brasileiros é especificamente o caráter generalista do método empírico corrente, em função dos ensaios de CBR, onde várias situações são tratadas de forma

simplificada. Acrescenta-se, ainda, a falta de uma metodologia mecânica que seja simples e confiável (FERREIRA, 2013; FRANCO, 2007).

Em vista disso, busca-se através desse trabalho contribuir para que haja melhorias no sistema rodoviário brasileiro, através de mudanças nos métodos de dimensionamento aplicados atualmente pelos órgãos responsáveis.

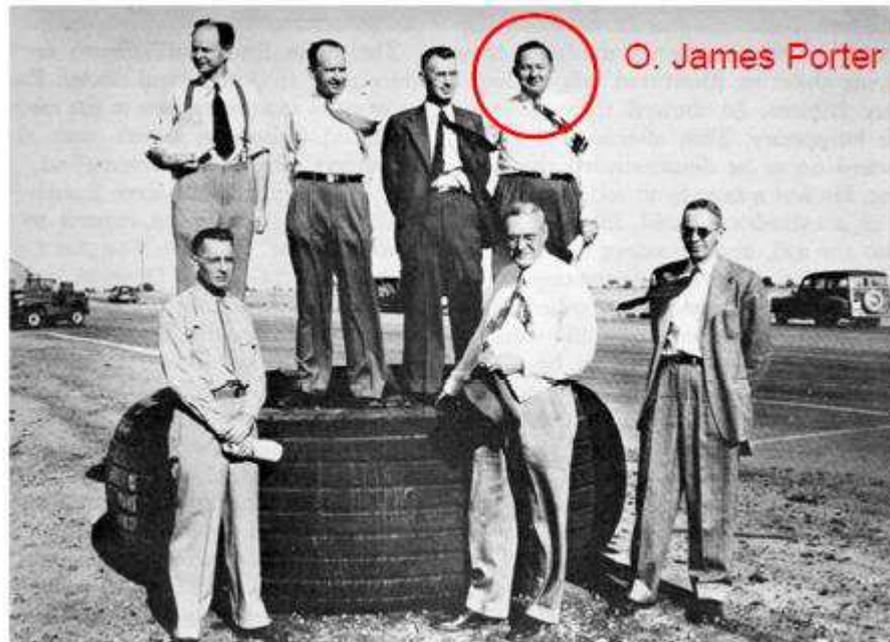
4 HISTÓRICO DA METODOLOGIA CBR

O cenário da engenharia de pavimentação até meados do fim do século XIX era de descobertas importantes, o que fez a comunidade científica avançar bastante no entendimento dos problemas, até então existentes. Em 1820, John Loudon Mac-Adam propôs um novo tipo de estrutura para os pavimentos com novas concepções, daí surgiu o termo macadame, técnica utilizada em bases. Em 1885, Joseph Boussinesq desenvolveu equações matemáticas que fornecem as tensões e deflexões em função de uma carga concentrada em qualquer ponto de um meio semi-infinito, composto por material homogêneo, elástico e isotrópico (MEDINA, 1997 *apud* COUTINHO, 2011). Em 1900, Albert M. Atterberg dedicou os últimos 16 anos da sua vida ao estudo dos limites de consistência dos solos, conhecidos hoje como Limites de Atterberg (COUTINHO, 2011).

Felizmente, não foi diferente no século seguinte, onde mais pesquisas relevantes foram feitas, entre elas a que proporcionou o primeiro método de dimensionamento de pavimentos flexíveis. No ano de 1929, o engenheiro O. J. Porter (figura 4.1) apresentou a primeira curva de dimensionamento de pavimentos flexíveis que fornecia a espessura necessária do pavimento em função do CBR (California Bearing Ratio) do subleito (COUTINHO, 2011).

Na década de 40, o *Corpo de Engenheiros do Exército Americano* (USACE) promoveu o desenvolvimento da metodologia do ensaio CBR de Porter. A intenção dos engenheiros era desenvolver um método de dimensionamento baseado no novo ensaio. Eles se utilizaram, além dos dados já coletados por Porter, das equações de Boussinesq e dos resultados de ensaios em pavimentos que eram submetidos a tráfegos acelerados (COUTINHO, 2011). Vale ressaltar que a década de 1940 foi importante em termos de avanços de pavimentação, frutos da tecnologia desenvolvida durante a Segunda Guerra Mundial (BERNUCCI et al., 2010).

Figura 4.1: Engenheiro O. J. Porter acompanhado de outros grandes engenheiros pesquisadores da época em Conferência realizada em Stockton, Califórnia.



CBR Conference at Stockton Test Track, California. Front row (left to right): Colonel Henry C. Wolfe, Harald M. Westergaard, Philip C. Rutledge. Back row (left to right): Arthur Casagrande, Thomas A. Middlebrooks, James L. Lund, O. James Porter

Fonte: (http://gsl.erd.c.usace.army.mil/gl-history/images/gl_img_25r.jpg, acesso em 30/03/2016)

Segundo GRAY (1949 *apud* INTERACTIVE, 2008), os principais métodos de dimensionamento disponíveis até 1949 eram os mostrados pela tabela 4.1. Ainda segundo Gray, todas as relações mostradas são relações empíricas, a maioria influenciada pela teoria de Boussinesq de distribuição de carga.

Entre as décadas de 1950 e 1960 foi montado no Estado de Illinois o maior experimento rodoviário do mundo, à época, que ficou conhecido como “AASHO Road Test” (figura 4.2). Ele foi desenvolvido pela *American Association of State Highway Officials* (AASHO) para definir uma metodologia de dimensionamento de pavimentos rodoviários. A grande motivação para esse experimento foi a intenção de pavimentar as rodovias que ligavam as cidades de médio e grande porte nos Estados Unidos (COUTINHO, 2011).

Na sequência dos anos, em 1962, ocorreu a conferência “*The International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*”, na Universidade de Michigan que é considerada o ponto de partida do desenvolvimento das metodologias

mecanísticas de dimensionamento como se conhece atualmente (MONISMITH, 2004 *apud* COUTINHO, 2011).

Tabela 4.1 - Principais procedimentos de dimensionamento das rodovias pelo mundo até 1949.

Pais / Estado	Fundamentos p/ cálculo do pavimento	Ensaios	Tráfego
Austrália	Características dos solos	Graduação, LL, LP e LP	Carga por roda Normal : 9000 lb Pesado: 13500 lb
EUA / Califórnia	Curvas de dimensionamento	CBR	Carga por roda
Canadá	$t = 65 \cdot \log (P/S)$	Ensaio de carga sobre placa	Carga por roda
EUA / Colorado	Curvas de dimensionamento	CBR, graduação, LL e LP	Volume
EUA / Kansas	1*	Triaxial, módulo de deformação	Volume e carga por roda
EUA / Michigan	Dados do solo	-	Volume
EUA / Minnesota	Curvas de dimensionamento	CBR	-
EUA / Novo México	$t = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{P}{S}} \cdot 0,27 \cdot \sqrt{A}$	CBR	Carga por roda
EUA / Carolina do Norte	$t = 1,2 \cdot a \cdot \sqrt{\frac{P}{S} - 1}$	Ensaio de carga sobre placa	Carga por roda
EUA / Dakota do Norte	$t = \frac{65,7}{B^{0,388}}$	Ensaio de penetração do Cone	Carga por Roda
EUA / Wyoming	Curvas de Dimensionamento	CBR	Volume e Carga por Roda

Fonte: Gray, 1949 *apud* Coutinho (2011)

$$1 \rightarrow t = \left[\sqrt{\left(\frac{3P}{2\pi C_s} \right)^2 - a^2} \right] \cdot \left[\sqrt{\frac{C}{C_p}} \right]$$

t: espessura do pavimento

P: carga das rodas

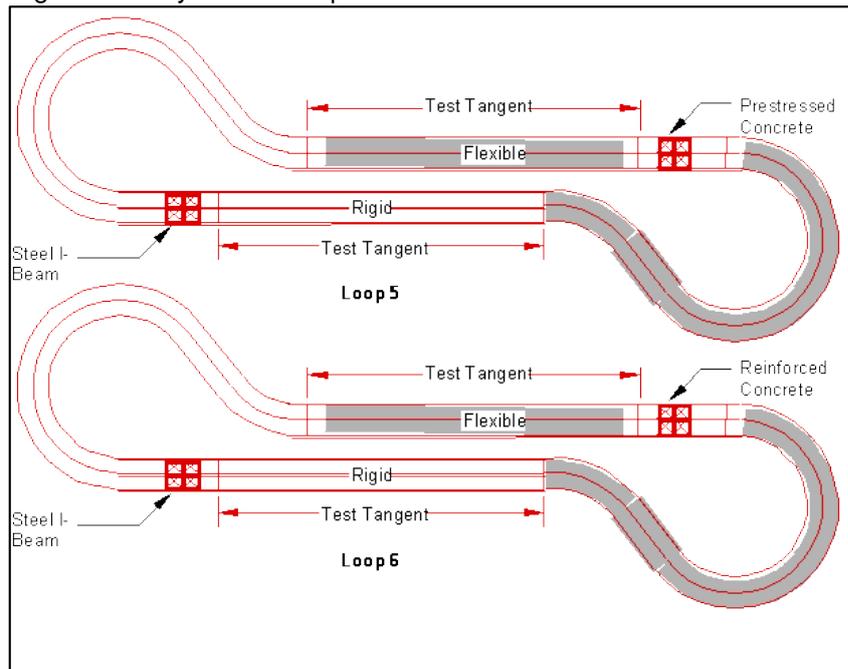
C_{sub} : módulo de deformação do subleito

C_p : módulo de deformação do pavimento

A: área de contato da carga

p: pressão

Figura 4.2: Layout dos Loops 5 e 6 da AASHO Road Test.



Fonte: (<http://www.pavementinteractive.org/article/aasho-road-test/>, acesso em 30/03/2016)

Já no Brasil, o ensaio de CBR chegou somente na década de 50 juntamente com o ensaio Marshall. Apesar disso, e diante de aplicações do novo ensaio para os solos brasileiros, em 1961, o DNER oficializou um método desenvolvido pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza, método este inspirado nos trabalhos dos engenheiros do USACE, que adaptaram o método CBR para pavimentos rodoviários (MOTTA, 1991; MEDINA, MOTTA, 2015).

4.1. A metodologia do ensaio CBR

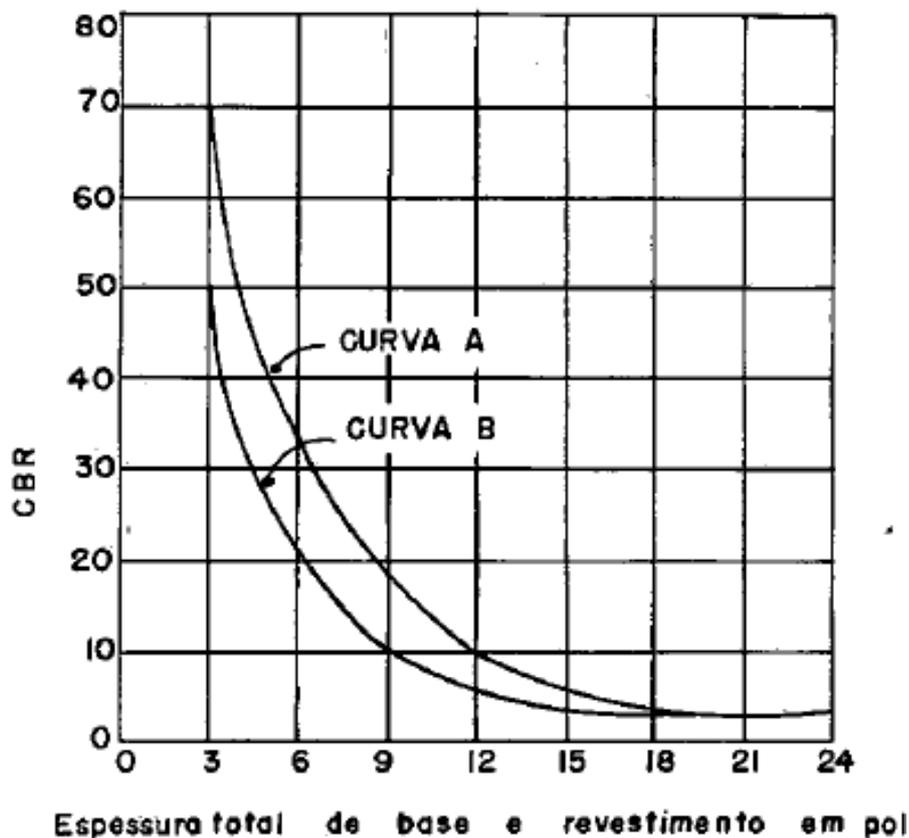
Segundo MOTTA (1991), o CBR é um marco na história da engenharia de pavimentação mundial. Embora empírico, teve uma ampla divulgação pelo mundo por ser simples e requerer um equipamento portátil no campo e, além disso, foi incentivador de vários outros métodos também empíricos. O ensaio CBR foi proposto em 1929 por Porter e foi desenvolvido através da observação das condições das rodovias na Califórnia.

Com o tempo, os pavimentos analisados apresentaram sinais de ruptura e procurou-se saber quais os motivos haviam levado àquele estado. Constataram que as principais causas da ruptura foram 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. Desse problema a ser solucionado, surgiu o ensaio CBR (COUTINHO, 2011).

O ensaio supria as dificuldades encontradas nos ensaios de campo e era simples e rápido. Foram executadas correlações da situação estrutural do pavimento com as variáveis que influenciavam na vida útil do mesmo. Essas correlações levaram a obtenção de duas curvas (figura 4.3) que foram as primeiras utilizadas para o dimensionamento de pavimentos (COUTINHO, 2011).

Figura 4.3: Curvas originais CBR apresentadas por Porter.



Fonte: Carim, 1973 *apud* Coutinho (2011)

A curva A representava a espessura necessária de cobertura do subleito para um pavimento com tráfego médio na época. Já a curva B representava a espessura mínima para os tráfegos leves da época na Califórnia (COUTINHO, 2011).

4.1.1. O desenvolvimento do método pelo USACE

Segundo COUTINHO (2011), com a proximidade da Segunda Guerra Mundial, em 1939, os engenheiros do Exército Americano se depararam com uma grande preocupação: as pistas dos aeródromos, até então construídos, certamente não suportariam as cargas dos aviões bombardeiros mais pesados. Pensando nisso, foi assumido que apenas os aviões bombardeiros sem a carga máxima, poderiam se utilizar das pistas de grama. A aplicação de métodos de rodovias nas pistas aeroviárias só aumentava a insegurança dos engenheiros em relação às consequências, apesar de até então não terem constatado problemas com as cargas de até 12.500 lb/roda.

Em 1940, foram realizados ensaios com um protótipo chamado XB-19 (figura 4.4), um bombardeiro de longo alcance com uma carga total de 16.000 lb. O resultado foi a ruptura da pista de Cloverfield, na Califórnia. Logo, os engenheiros do USACE precisaram se mobilizar para encontrar uma solução que permitisse o uso de aviões mais pesados (COUTINHO, 2011).

Figura 4.4: Avião protótipo XB-19 em CloverField.



Fonte: (<http://ivymike2.blogspot.com.br/2008/08/xb-19-o-gigante-da-douglas.html>, acesso em 01/04/2016)

Para dar início a um novo método de dimensionamento, eles precisavam primeiro decidir qual o tipo de revestimento do pavimento a ser utilizado. Foi pensado em revestimento de concreto, mas foi descartada a ideia pelas dificuldades: executiva, obtenção dos materiais e o alto custo. Logo, resolveram adotar revestimentos asfálticos (COUTINHO, 2011).

Quando o EUA efetivamente entrou na Guerra, exatamente em 1942, os engenheiros ainda não tinham um método definido para os pavimentos dos aeródromos. Diante disso, eles resolveram abandonar a ideia de formular um novo método e procuraram aprimorar um dos já existentes. Foi escolhido, então, o método da Divisão de Estradas da Califórnia formulado por O.J. Porter, ou seja, escolheram o método CBR (COUTINHO, 2011).

Segundo AHLVIN (1991 *apud* COUTINHO, 2011), a escolha do método CBR pelo USACE foi motivado por alguns dos seguintes fatores:

- a) Ele já havia sido correlacionado com o comportamento das rodovias construídas entre 1929 e 1942;
- b) Podia ser adaptado para construções de aeródromos conforme a urgência da época;
- c) A resistência do subleito poderia ser avaliada com equipamentos simples;
- d) O método CBR estava dentro de certa racionalidade científica.

Escolhido o método, os engenheiros precisavam entender ainda, por quais motivos o mesmo tipo de pavimento suportava cargas da ordem de 9.000 lb nas rodovias e nos aeródromos suportava cargas de até 12.500 lb (COUTINHO, 2011).

Sabendo que as curvas de CBR originais foram desenvolvidas exatamente para esses limites de carga, os engenheiros do USACE concluíram que o tráfego aeroviário era bem mais “desordenado” do que o tráfego rodoviário. Isto é, as rodas dos aviões entravam em contato com o revestimento de forma mais distribuída do que as rodas dos caminhões. Este foi, portanto, um dos principais fatores que levaram os engenheiros a assumir que as curvas A e B (figura 4.3) representavam para o meio aeroviário as faixas de carga por roda de 12.000 lb e 7.000 lb, respectivamente. Assim, o próximo passo seria extrapolar as curvas para faixas maiores que essas, relacionadas a bombardeiros mais pesados como o B-17 (Figura 4.5) e B-24 (Figura 4.6) (COUTINHO, 2011).

Figura 4.5: Bombardeiro B-17 na Segunda Guerra Mundial.



Fonte: (<http://northstargallery.com/aircraft/b17/historicalphoto/06.htm>, acesso em 02/04/2016)

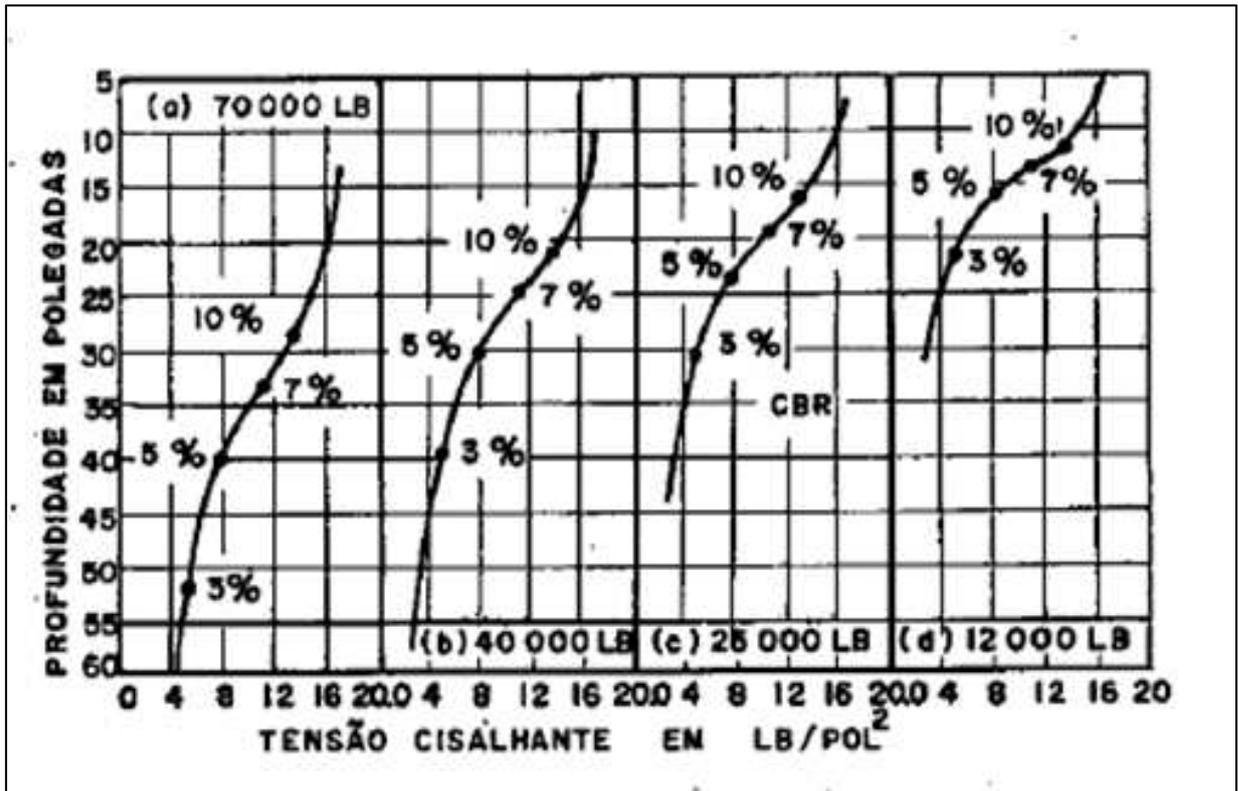
Figura 4.6: Bombardeiro B-24 Liberator no galpão.



Fonte: (<http://www.taringa.net/posts/imagenes/15825706/Aviones-de-la-Segunda-Guerra-Mundial-B-24-Liberator.html>, acesso em 02/04/2016)

Com esse intuito, os engenheiros Middlebrooks e Bertram, do USACE, se utilizaram de uma integração da solução de Boussinesq de 1885 (uma carga pontual se transforma por integração em uma carga uniformemente distribuída de forma circular) e realizaram as extrapolações das curvas. As novas curvas (figura 4.7) representavam cargas de 25.000 lb, 40.000 lb e 70.000 lb/roda (MIDDLEBROOKS; BERTRAM, 1950 *apud* COUTINHO, 2011).

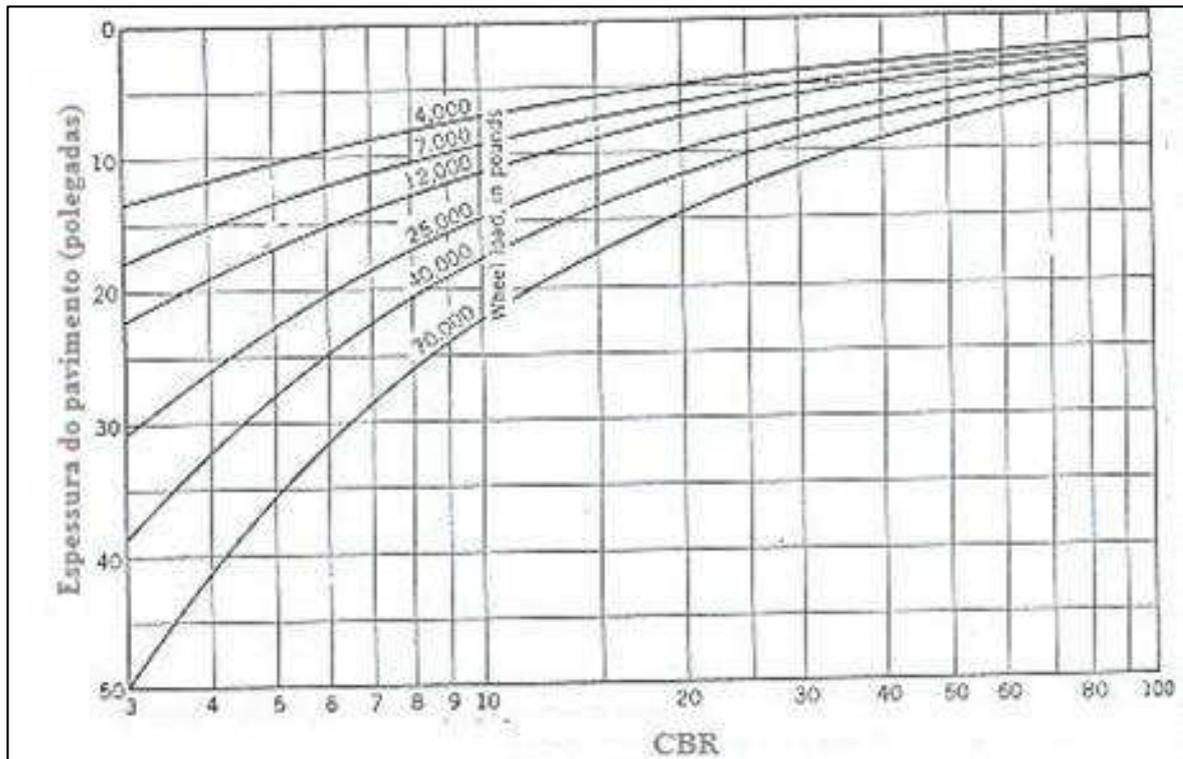
Figura 4.7: Curva utilizada por Middlebrooks e Bertram para extrapolação das curvas originais.



Fonte: Carim, 1973 *apud* Coutinho (2011)

Em 1942, os engenheiros James Porter e Arthur Casagrande apresentaram, num Encontro de Geotécnicos em Washington, metodologias diferentes para a extrapolação das curvas de dimensionamento de pavimentos em relação às curvas de Middlebrooks e Bertram. Porter fez extrapolações baseadas nas deflexões do pavimento para diversas cargas e Casagrande utilizou o tamanho relativo das áreas carregadas para as diversas cargas. Mesmo com metodologias diferentes, os três modelos apresentaram bastante semelhança nos resultados. As curvas extrapoladas (figura 4.8) foram executadas para cargas variando de 4.000 lb até 70.000 lb de cargas por eixo com rodas simples (MIDDLEBROOKS; BERTRAM, 1950 *apud* COUTINHO, 2011).

Figura 4.8: Primeiras curvas extrapoladas para dimensionamento de pavimentos pela metodologia CBR (60 psi).



Fonte: Middlebrooks e Bertram, 1950 *apud* Coutinho (2011)

Com a metodologia de dimensionamento já encaminhada, vários outros ensaios foram realizados a fim de aprimorar as curvas já obtidas pelos engenheiros do USACE. Foram feitos testes em vários aeroportos como os do Texas, Virginia e Mississippi. Segundo COUTINHO (2011), os materiais utilizados nos experimentos para os revestimentos foram o concreto asfáltico, areia asfalto, superfície tratada com “prime” e solo-cimento. Para as bases, foram utilizadas pedras britadas e materiais arenosos e, para o reforço do subleito, materiais arenosos. Foram utilizados aviões de 12.500 lb até 50.000 lb por eixo de rodas simples.

A partir de 1949, os engenheiros do USACE passaram a buscar um modo de transformar as curvas empíricas em uma única equação, visando melhor compreensão da influência das variáveis sobre o comportamento do pavimento. Mais tarde, em 1956, Turnbull, Ahlvin e Foster apresentaram uma reformulação de fórmulas já existentes que permitiam extrapolar as curvas de dimensionamento independente de testes em campo (COUTINHO, 2011).

Em 1958, segundo YODER E WICKZAK (1975 *apud* COUTINHO, 2011), o USACE publicou um manual com curvas de dimensionamento de pavimentos

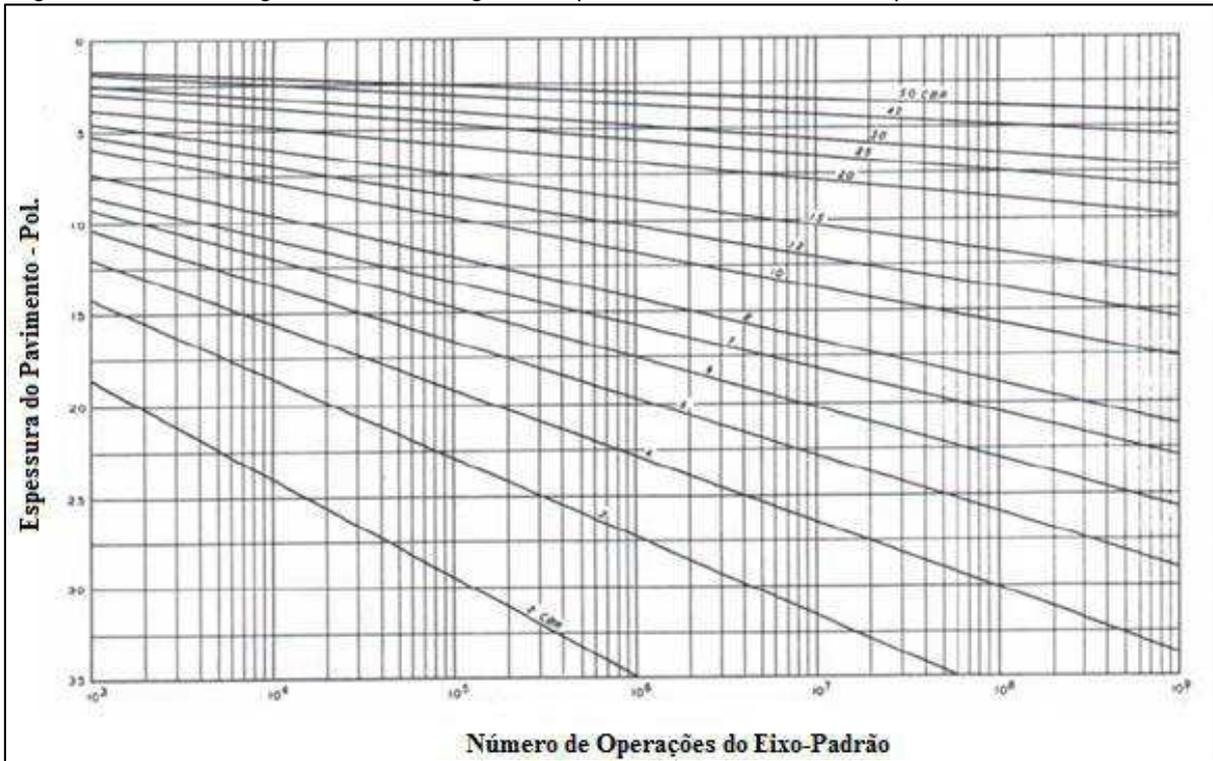
baseadas nas cargas das rodas, nas pressões dos pneus, nas configurações de trens de pouso e nos níveis de tráfegos. A partir disso, procuraram agrupar os pavimentos aeroviários em três tipos: para carga leve (25.000 lb), média (100.000 lb) e pesada (256.000 lb). O CBR mínimo da base era de 80% e a espessura mínima de 6 polegadas (pouco mais de 15 cm) para qualquer um dos tráfegos. O revestimento deveria ter no mínimo 3 polegadas.

4.1.2. Aplicação da metodologia para os pavimentos rodoviários

O engenheiro Turnbull passou a aplicar os princípios básicos do método CBR do dimensionamento de pavimentos aeroviários para dimensionar pavimentos rodoviários. Era preciso levar em conta todos os tipos de composição de eixos e cargas e não somente a carga máxima, como de costume no meio aeroviário. A solução encontrada foi a criação de um método que transformava as diversas composições dos eixos em um tipo apenas de composição, ou seja, em um eixo padrão. Este eixo foi definido como um eixo simples de 18.000 lb (8,2 t) com rodas duplas. Como se sabe hoje, consideramos que o eixo gera uma tensão de 0,56 Mpa no pavimento numa área circular de 10,8 cm de raio (COUTINHO, 2011).

Dessa forma, foram desenvolvidas curvas para o dimensionamento dos pavimentos rodoviários (figura 4.9) baseadas no CBR dos materiais, na quantidade dos eixos-padrões (N) e no Fator de Equivalência de Operações (FEO), sendo este último definido a partir do conceito de cobertura usado em aeroportos (COUTINHO, 2011).

Figura 4.9: Ábaco original da metodologia CBR para dimensionamento de pavimentos rodoviários.



Fonte: Turnbull *et al.*, 1962 *apud* Coutinho (2011)

5 O MÉTODO EMPÍRICO DO DNIT

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) é o principal órgão nacional que gerencia a execução de pavimentação nas rodovias brasileiras. Foi criado em 1937 pelo presidente Getúlio Vargas com o nome de Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER).

Segundo SANTANA (1989 *apud* COUTINHO, 2011), o início da execução de pavimentos asfálticos no Brasil se deu na década de 1950. A vinda do engenheiro americano William Haynes Mills, que foi contratado para orientar e supervisionar a pavimentação da antiga BR-5, trecho Vitória/Cachoeira do Itapemirim-ES, em 1952, abriu as perspectivas para a modernização da técnica de pavimentação no nosso país (BERNUCCI et al., 2010).

Utilizando-se da metodologia CBR, do conceito de índice de grupo (IG) e de alguns outros conceitos do engenheiro William H. Mills, o engenheiro brasileiro Murillo Lopes de Souza propôs um novo método de dimensionamento de pavimentos que foi oficializado em 1961 e sofreu algumas modificações nos anos seguintes, como veremos nos próximos tópicos, até o método como conhecemos atualmente (COUTINHO, 2011).

5.1. O método DNIT nos anos 60

A metodologia proposta pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza em 1961 era baseada em função do Índice de Suporte, do número de tráfego diário e da sua carga máxima por roda e da influência ambiental (COUTINHO, 2011).

A capacidade de suporte do subleito, segundo SOUZA (1961 *apud* COUTINHO, 2011), é obtida pelo valor médio entre o CBR mais valor de suporte IS_{IG} dado pelo índice de grupo (IG), conforme a tabela 5.1. O valor de IS não pode ser maior que o valor do CBR. A expressão para o cálculo do IS é a seguinte:

$$IS = \frac{CBR + IS_{IG}}{2} \quad (5.1)$$

Tabela 5.1 - Relação entre o Índice de Grupo e o Índice de Suporte.

Índice de Grupo I.G.	Índice de Suporte I.S.
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

Fonte: Souza, 1961 *apud* Coutinho (2011)

Já o tráfego, era dividido em três categorias considerando 3 cargas máximas, a saber 4, 5 e 6 toneladas, conforme a realidade do país na época (COUTINHO, 2011):

- a) Tráfego Leve: número de veículos comerciais inferiores a 250 com no máximo 50 veículos com carga por roda igual ou abaixo da carga máxima estipulada.
- b) Tráfego Médio: número de veículos comerciais inferiores a 750 com no máximo 150 veículos com carga por roda igual ou abaixo da carga máxima estipulada.
- c) Tráfego Pesado: número de veículos comerciais acima de 750 com o número de 150 veículos com carga acima da carga máxima.

Os valores mínimos do IS e do CBR para a base (tabela 5.2) e as espessuras dos revestimentos betuminosos (tabela 5.3) variavam de acordo com o tipo de tráfego e a carga máxima.

Tabela 5.2 - Valores mínimos de IS e CBR para base em função do tipo e das cargas máximas.

Carga Máxima de Tráfego (t)	TIPO DE TRÁFEGO					
	Leve		Médio		Pesado	
	IS	CBR	IS	CBR	IS	CBR
4	30	40	30	40	35	50
5	30	40	35	50	40	60
6	35	50	40	60	45	70

Fonte: Souza, 1961 *apud* Coutinho (2011)

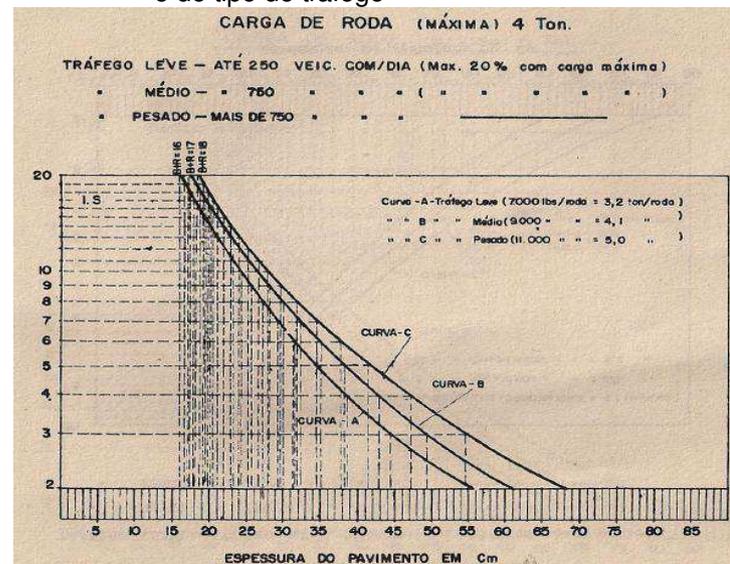
Tabela 5.3 - Espessura mínima em polegadas do revestimento.

Carga Máxima de Tráfego (t)	TIPO DE TRÁFEGO		
	Leve	Médio	Pesado
	Espessura mín. (pol)	Espessura mín. (pol)	Espessura mín. (pol)
4	1	1	2
5	1	2	3
6	2	3	3

Fonte: Souza, 1961 *apud* Coutinho (2011)

Para finalizar o dimensionamento, era preciso utilizar um dos três ábacos formulados por Souza para encontrar a espessura do pavimento.

Figura 5.1: Ábaco original em função do IS, carga máx. de 4t e do tipo de tráfego



Fonte: Souza, 1961 *apud* Coutinho (2011)

Em 1966, Souza implementou alguns novos conceitos que haviam surgido de testes realizados nos EUA. Do trabalho *“Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume”*, apresentado por W.J. Turnbull, Foster e Ahlvin, Souza retirou os gráficos para dimensionamento do pavimento e a determinação das equivalências de operação entre diferentes cargas por eixo e a carga por eixo padrão (SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011).

Outros dois importantes conceitos adotados para o método de 1966 foram os chamados coeficientes estruturais e os fatores climáticos regionais, conclusões de testes realizados nas pistas da AASHO. Os valores estabelecidos por Souza, no entanto, não foram os mesmos da pista experimental da AASHO, sendo alterados

para baixo a fim de se ter maior segurança no dimensionamento dos pavimentos brasileiros (MOTTA, 1991; SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011).

Resumindo, pode-se afirmar que a metodologia do DNER de 1966 foi baseada na capacidade de suporte do subleito, na classificação dos materiais granulares, na análise do tráfego, nos coeficientes estruturais e na espessura mínima do revestimento.

- **Capacidade de Suporte do Subleito**

O primeiro parâmetro no processo de dimensionamento era o índice de suporte do subleito. O procedimento de cálculo não foi alterado em relação ao método de 1961, mostrado anteriormente pela equação 5.1 e tabela 5.1.

- **Materiais empregados nos pavimentos**

Os critérios utilizados para a análise dos materiais eram: limite de liquidez, índice de plasticidade, equivalente de areia, expansão e CBR ou IS (SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011).

O CBR ou IS dos materiais da camada de reforço do subleito deve ser inferior a 20% e superior ao do próprio subleito. Os materiais da camada de sub-base devem possuir IS ou CBR igual ou superior a 20%. Já os materiais da base devem apresentar as seguintes características (SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011):

- a) Expansão inferior ou igual 0,5 %.
- b) Limite de liquidez inferior ou igual a 25%.
- c) Índice de plasticidade inferior ou igual a 6%.
- d) Equivalente de areia superior ou igual a 20%.
- e) CBR superior ou igual a 60%.
- f) Caso o limite de liquidez seja superior a 25% ou o índice de plasticidade seja superior a 6%, o material poderá ser usado na base se possuir um equivalente de areia acima de 30%.
- g) Materiais com o CBR superior a 40% e inferior a 60% poderão ser usados na base desde que N seja igual ou inferior a 10^6 e que haja carência de materiais para a execução da base.

- h) Os materiais de base devem, ainda, ser enquadrados em uma das faixas granulométricas mostradas na Tabela 5.4.
- i) Também é recomendado se trabalhar com certas faixas granulométricas em função do número N, quais sejam:

- Número N superior a 10^8 → faixas A e C
- Número N entre 10^6 a 10^7 → faixas A, B, C e D
- Número N inferior a 10^6 → faixas A, B, C, D, E e F

Tabela 5.4 - Faixas granulométricas para enquadrar os materiais de base.

Tipos	I				II	
	A	B	C	D	E	F
2"	100	100	-	-	-	-
1"	-	75-90	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
Nº 200	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

Fonte: Souza, 1966 *apud* Coutinho (2011)

• Análise de tráfego

O tráfego é dimensionado em função do número equivalente de operações do eixo padrão. O número N depende de 4 variáveis, como mostrado na equação abaixo:

$$N = 365 \cdot P \cdot V_{MD} \cdot FC \cdot FE \cdot FR \quad (5.2)$$

Onde:

- N: Número de operações do eixo padrão;
P: Período de projeto (vida útil);
 V_{MD} : Volume de Tráfego médio diário;
FE: Fator de eixo;
FC: Fator de carga;
FR: Fator climático regional.

As variáveis V_{MD} e FC são exatamente as mesmas que foram estabelecidas pelo método CBR do USACE adaptado para rodovias por Turnbull, citado na página 30. Souza ainda se utiliza do mesmo gráfico formulado por Turnbull para eixo simples e eixo duplo (figura 5.2). Já o fator de eixo (FE) foi criado por Souza para determinar de forma percentual e ponderada os tipos de eixos que trafegam na rodovia (SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011).

$$FE = \sum (N_E \cdot \%N_E) \quad (5.3)$$

Onde:

N_E : Número de eixos dos veículos;

$\%N_E$: Porcentagem de determinado tipo de veículo em relação ao total.

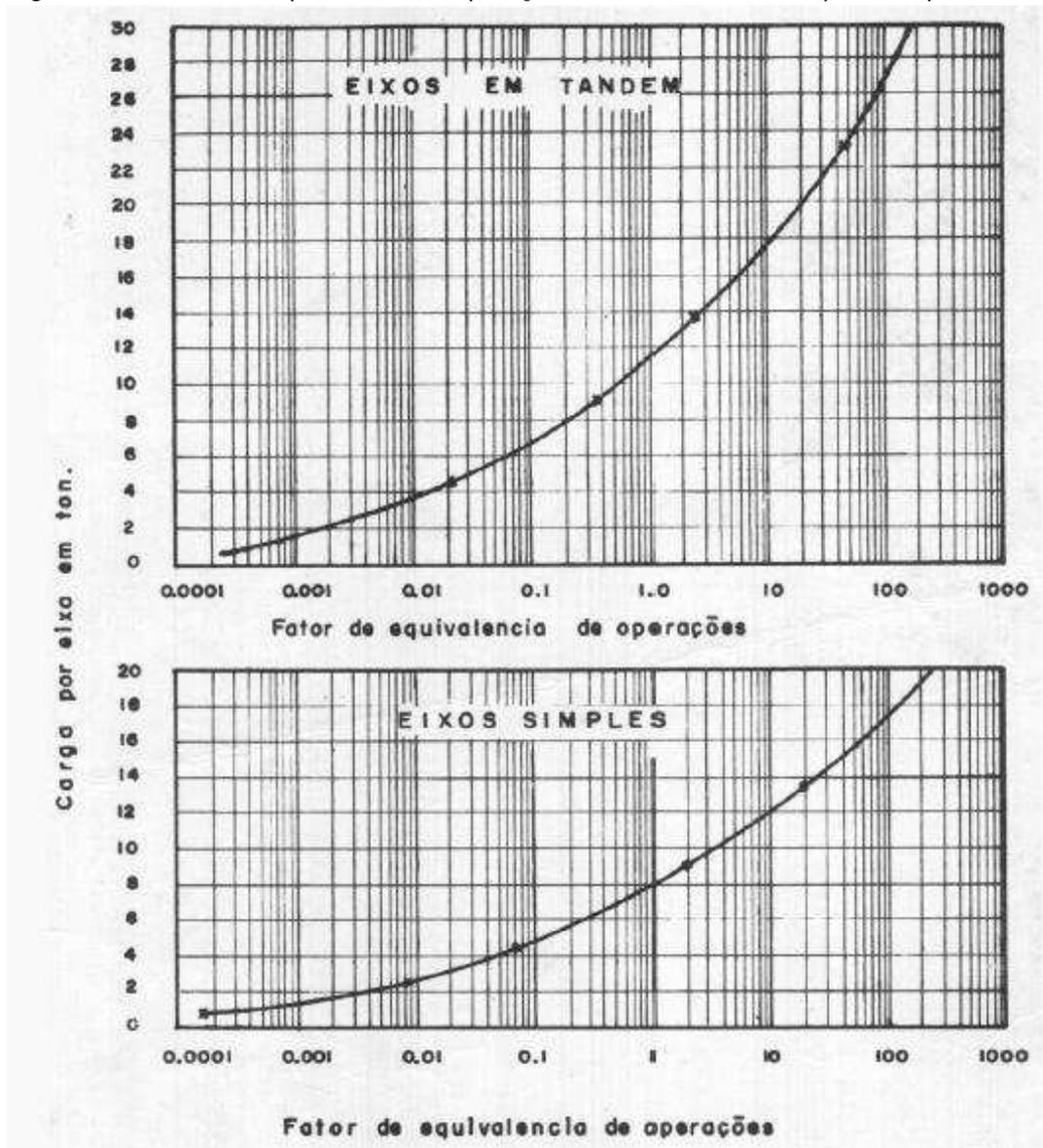
Por fim, o fator climático regional (FR) foi baseado nos testes da AASHO. Ele foi usado para levar em conta as variações de umidade dos materiais do pavimento e o seu valor pondera o número N. Na época foram adotados os seguintes valores segundo a altura média anual de chuva (SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011):

Tabela 5.5 - Correlação entre as alturas médias anuais e o Fator climático.

Altura média anual de chuva. (mm)	Fator climático regional (F.R.)
Até 800	0,7
De 800 a 1500	1,4
Mais de 1500	1,8

Fonte: Souza, 1966 *apud* Coutinho (2011)

Figura 5.2: Curvas de equivalência de operações dos eixos tandem duplo e simples.



Fonte: Souza, 1966 *apud* Coutinho (2011)

- **Coefficientes Estruturais**

O conceito de coeficiente de equivalência estrutural (K) veio da metodologia da AASHO de número estrutural (SN). Esse coeficiente traduz a capacidade que cada material possui de resistir tensões e distribuí-las ao longo de sua espessura. Como já dito, os valores adotados por Souza foram diferentes dos originais. Além disso, ele tomou como referência os materiais de base granular, adotando para estes um coeficiente igual a 1,00, conforme se vê na tabela original dos coeficientes (tabela 5.6) para o método brasileiro (SOUZA, 1966 *apud* COUTINHO, 2011).

Tabela 5.6 - Coeficientes estruturais dos materiais utilizados nas camadas de pavimento.

Componentes do pavimento	Coefficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento prêmisturado a quente de graduação densa	1,70
Base ou revestimento prêmisturado a frio de graduação densa	1,40
Base ou revestimento por penetração	1,20
Base granular	1,00
Sub-base granular	0,77
Reforço do sub-leito	0,71
Selo-cimento com resistência à compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm ²	1,70
Idem com resistência à compressão a 7 dias entre 45 kg/cm ² e 35 kg/cm ²	1,40
Idem com resistência à compressão a 7 dias inferior a 38 kg/cm ²	1,00

Fonte: Souza, 1966 *apud* Coutinho (2011)

- **Espessura do Revestimento Betuminoso**

Segundo SOUZA (1966, *apud* COUTINHO, 2011), valem os seguintes valores mínimos de revestimento em função do tráfego:

Tabela 5.7 - Espessura do revestimento em função do número N.

N	R mínimo (cm)
Até 10 ⁶	5,0
De 10 ⁶ a 10 ⁷	7,5
Mais de 10 ⁷	10,0

Fonte: Souza, 1966 *apud* Coutinho (2011)

Para o caso de se adotar outro tipo de revestimento diferente do CBUQ, SOUZA (1966, *apud* COUTINHO, 2011) estabeleceu a seguinte fórmula de ponderação:

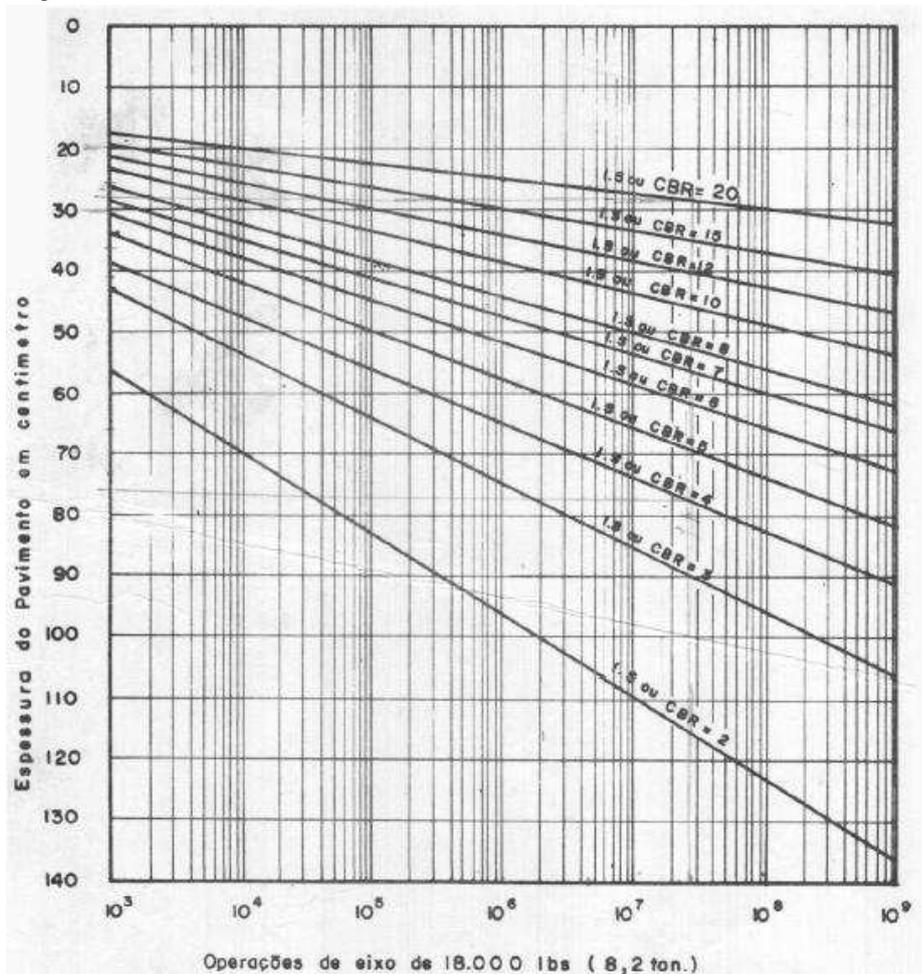
$$Esp_{min} = R_{min} \cdot \frac{2,0}{K_{mat}} \quad (5.4)$$

Onde:

- $E_{\text{mín}}$: Espessura mínima de um revestimento betuminoso
 $R_{\text{mín}}$: Espessura mínima de revestimento tipo CBUQ
 K_{mat} : Coeficiente estrutural do material betuminoso

Diante das variáveis mostradas anteriormente, o dimensionamento poderia ser realizado com um novo ábaco desenvolvido por Souza e que contém algumas diferenças em relação ao ábaco de Turnbull. Segundo COUTINHO (2011), não se tem a linha correspondente a CBR igual 50, 40, 30 e 25 e as espessuras são em termos de camada granular com valor do coeficiente estrutural igual a 1,00. MOTTA (1991) destaca que na comparação com os gráficos desenvolvidos por Turnbull, Foster e Ahlvin, Souza majorou as espessuras recomendadas em aproximadamente 20% para os CBR e N mais baixos e de até 100% para o CBR=20, sendo este valor o máximo enquanto nas curvas originais de Turnbull o máximo era um CBR igual a 50.

Figura 5.3: Ábaco de dimensionamento do método DNER de 1966.



Fonte: Souza, 1966 *apud* Coutinho (2011)

Souza se utiliza ainda de um sistema de inequações que possibilitam o cálculo das espessuras das camadas que constituem o pavimento, acrescentando no processo de cálculo os coeficientes estruturais (K). Pelo fato de ter mais incógnitas que equações, Souza admitiu que poderíamos encontrar a espessura do revestimento em função do tráfego, expresso pelo número N (tabela 5.7) e as espessuras totais (H_m , H_{20} e H_n) das camadas usando o ábaco da figura 5.3 (COUTINHO, 2011).

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \quad (5.5)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_n \quad (5.6)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S + h_n \cdot K_{ref} \geq H_m \quad (5.7)$$

Onde:

- R , B , h_{20} , h_n : Espessuras do revestimento, base, sub-base e camada n , respectivamente;
- K_R , K_B , K_S , K_{ref} : Coeficiente estrutural do revestimento, base, sub-base e da camada n , respectivamente;
- H_{20} : Espessura do pavimento do topo do revestimento até o topo da sub-base;
- H_n : Espessura do pavimento do topo do revestimento até o topo da camada n ;
- H_m : Espessura do pavimento do topo do revestimento até o topo da camada do subleito.

5.2. O método DNIT em 1981

Após 15 anos, em 1981, o DNER publicou um novo manual de dimensionamento de pavimentos flexíveis. Nele, o DNER realizou algumas alterações em relação ao anterior (1966), como se segue:

- **Materiais empregados nos pavimentos**

Segundo COUTINHO (2011), pequenas alterações foram feitas nos critérios de classificação dos materiais:

- a) O material do subleito ou utilizado no reforço do subleito deve apresentar uma expansão menor ou igual a 2%.
- b) O material utilizado na sub-base deve apresentar uma expansão menor ou igual a 1% e o IG igual a 0.
- c) O material para base deve apresentar um CBR maior ou igual a 80% para o número N maior que 10^6 .
- d) Para o número N menor ou igual a 10^6 , o material deve apresentar um CBR maior ou igual a 60%.
- e) Só é necessário o ensaio de equivalente de areia caso o material possua um índice de plasticidade maior que 6% e o limite de liquidez maior que 25%.
- f) A faixa granulométrica B sofreu alteração no seu limite na peneira de Nº 200 de 5 a 20 para 5 a 15.
- g) A faixa granulométrica D sofreu alteração no seu limite na peneira de Nº 200 de 10 a 25 para 5 a 20.

- **Análise de tráfego**

Em relação ao método de 1966, a alteração foi a implementação de novos valores de FEO, chamado por Souza de FC. Foi introduzido uma tabela contendo valores para os eixos tandem triplo. Segundo COUTINHO (2011), Souza levou em conta também as cargas legais brasileiras, já estabelecidas na época: eixo simples de roda dupla 10t, eixo duplo 17 t e o triplo 25,5t.

Tabela 5.8 - Valores de FC para eixo tandem triplo.

CARGA/EIXO (t)	FATOR DE EQUIVALÊNCIA
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

Fonte: Souza (1981)

- **Coeficientes Estruturais**

Em relação aos coeficientes estruturais (K), foi mantido o valor unitário para as camadas granulares. As faixas que consideram a resistência a compressão a 7 dias foram alteradas e o solo-cal passou a apresentar um coeficiente igual a 1,20.

Tabela 5.9 - Coeficientes estruturais dos materiais utilizados nas camadas de pavimento.

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 a compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm ² .	1,70
Idem, com resistência a compressão a 7 dias entre 45 e 28 kg/cm ² .	1,40
Idem, com resistência a compressão a 7 dias entre 28 e 21 kg/cm ² .	1,20
Bases de Solo – Cal	1,20

Fonte: Souza (1981)

- **Espessura do Revestimento Betuminoso**

Como vimos, no método de 1966 era aceitável adotar outros materiais para o revestimento asfáltico desde que ponderado pela equação 5.4. Neste método, para valores de N abaixo de 10⁶, pode ser usado o tratamento superficial betuminoso. Para valores entre 10⁶ e abaixo de 5.10⁶ pode-se utilizar outro tipo de revestimento, fixando seu valor em 5 cm de espessura. Acima desses valores, têm-se diferentes espessuras para o material CBUQ já conhecido (COUTINHO, 2011).

Tabela 5.10 - Espessura mínima em função do número N.

N	Espessura mínima de revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	Tramentos superficiais betuminosos.
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura.
$5 \times 10^6 \leq N < 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura.
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura.
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura.

Fonte: Souza (1981)

Após mais alguns anos, segundo COUTINHO (2011), em 1996, houveram algumas pequenas alterações no método, a saber:

- A faixa granulométrica D voltou a ficar igual à faixa granulométrica de 1966.
- O material para o reforço do subleito, que apresente CBR acima ou igual a 2%, passou a ter a sua expansão limitada de 2% para 1% de expansão.
- Exclusão do fator de equivalência estrutural (K) do material solo cal.

5.3. Roteiro atual de dimensionamento

O método atual do DNIT corresponde à atualização de 2006, que contou com alterações pouco relevantes em relação à versão de 1996. Vamos aqui, porém, fornecer um resumo do roteiro de dimensionamento prescrito no Manual do DNIT (2006) e que servirá de base para os dimensionamentos que serão realizados neste trabalho.

- **Materiais empregados nos pavimentos**

A capacidade de suporte do subleito e dos materiais constituintes é feita pelo ensaio CBR, adotando o método de ensaio da DNER-ME 049/94. Além disso, os materiais empregados nas camadas devem atender as seguintes exigências (DNIT, 2006):

a) Subleito:

$e \leq 2\%$
$CBR \geq 2\%$

b) Reforço do Subleito:

$CBR_{Ref} \geq CBR_{SL}$
$e \leq 1\%$

c) Sub-base:

$CBR \geq 20\%$
$e \leq 1\%$
$IG = 0$

d) Base:

$CBR \geq 80\% \rightarrow N > 5 \cdot 10^6$
$CBR \geq 60\% \rightarrow N \leq 5 \cdot 10^6$
$e \leq 0,50\%$
$LL \leq 25\%$
$IP \leq 6\%$

Além destes parâmetros, o DNIT (2006) estabelece mais algumas ressalvas para os materiais de base, mostrados a seguir:

- Caso o Limite de Liquidez seja superior a 25% ou o Índice de Plasticidade for maior que 6%, o material pode ser empregado desde que possua Equivalente de Areia maior que 30%.
- Os materiais granulares devem se enquadrar em uma das faixas granulométricas contidas na tabela 5.11, sendo que o material passante na peneira nº 200 deve ser inferior a 2/3 do material que passa na peneira nº 40.
- O ensaio de abrasão Los Angeles deve fornecer um valor igual ou inferior a 50.

Tabela 5.11 - Faixas granulométricas para base granular.

Tipos	Para N > 5 x 10 ⁶			Para N < 5 x 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

Fonte: DNIT (2006)

- **Análise de Tráfego**

O pavimento é dimensionado pelo número equivalente (N) de operações de um eixo padrão, durante o período de projeto escolhido. Para o cálculo do número N, temos que encontrar alguns parâmetros, como (DNIT, 2006):

a) Volume médio de tráfego:

Com crescimento linear

$$V_m = V_1 \left[\frac{2 + \frac{(P-1) \cdot t}{100}}{2} \right] \quad (5.8)$$

Onde:

V₁: Volume médio diário de tráfego no ano de abertura, em um sentido

t: Taxa de crescimento anual (%)

P: Período em anos

Dessa maneira, o volume total de tráfego será:

$$V_t = 365 \cdot P \cdot V_m \quad (5.9)$$

Com crescimento exponencial

O volume total, já calculado diretamente, será:

$$V_t = \frac{365 \cdot V_1 \cdot \left[\left(1 + \frac{t}{100} \right)^P - 1 \right]}{\frac{t}{100}} \quad (5.10)$$

b) Número equivalente (N)

Uma vez conhecido V_t , calculamos o número N através da seguinte expressão (DNIT, 2006):

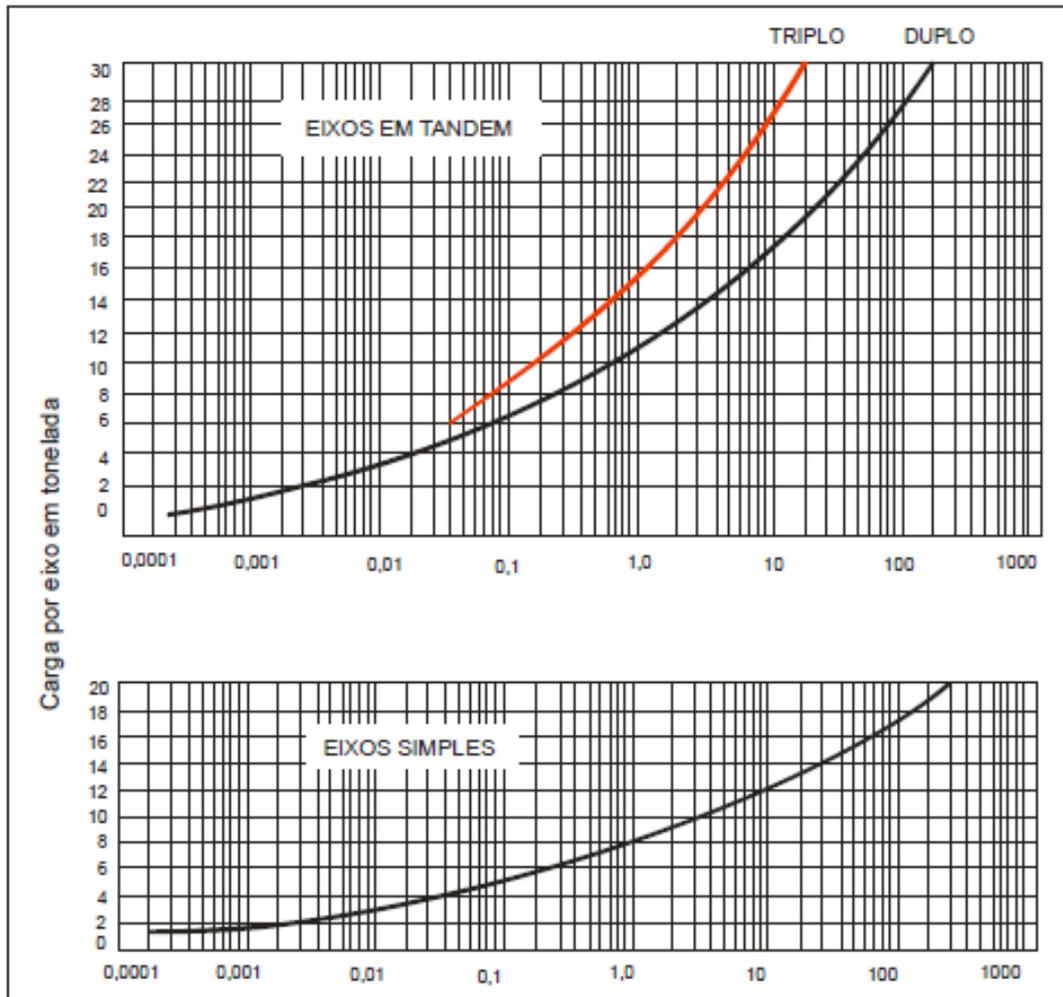
$$N = V_t \cdot FC \cdot FE \cdot FR = V_t \cdot FV \quad (5.11)$$

Onde:

- FE: Fator de eixos, número que, multiplicado pelo número de veículos, fornece 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, produto do fator de carga pelo fator de eixos; Transforma as cargas dos veículos diversos em uma quantidade de operações do eixo padrão que seja equivalente em termos de efeito destrutivo no pavimento;
- FR: Fator climático regional, número que leva em conta a precipitação pluviométrica anual; O valor final a adotar é uma média ponderada dos diferentes coeficientes sazonais; No Brasil, têm-se adotado $FR=1,0$.

Como vimos, cada carga (eixo simples, duplo ou triplo) tem um fator de equivalência de operações (FEO) que se refere ao dano provocado pelo eixo padrão (8,2 t) no pavimento. Essa conversão é feita através de relações empíricas já estabelecidas e que foram transformadas em ábacos, como o mostrado na figura 5.2. Souza implementou em 1981, uma tabela que leva em consideração os eixos tandem triplos (tabela 5.8), que também foi acrescentada nos ábacos, conforme vemos na figura 5.4.

Figura 5.4: Fatores de equivalência de operação.



Fonte: DNIT (2006)

- **Coeficientes Estruturais**

A tabela de coeficientes estruturais não foi alterada em relação ao método de 1996, no qual o coeficiente estrutural para solo cal foi retirado (tabela 5.12).

Segundo o Manual do DNIT (2006), pesquisas futuras podem justificar mudanças nesses valores. Além disso, alguns projetistas ainda se utilizam dos valores referentes à sub-base granular e reforço do subleito (0,77 e 0,71, respectivamente) da tabela 5.6 no projeto de pavimentos.

Tabela 5.12 - Coeficientes de equivalência estrutural.

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

Fonte: DNIT (2006)

- **Espessura do Revestimento Betuminoso**

As espessuras recomendadas pelo DNIT, já citadas na tabela 5.10, visam especialmente as bases de comportamento puramente granular (DNIT, 2006). A fim de seguir a sequência do roteiro de dimensionamento, segue abaixo a tabela presente no Manual do DNIT (2006):

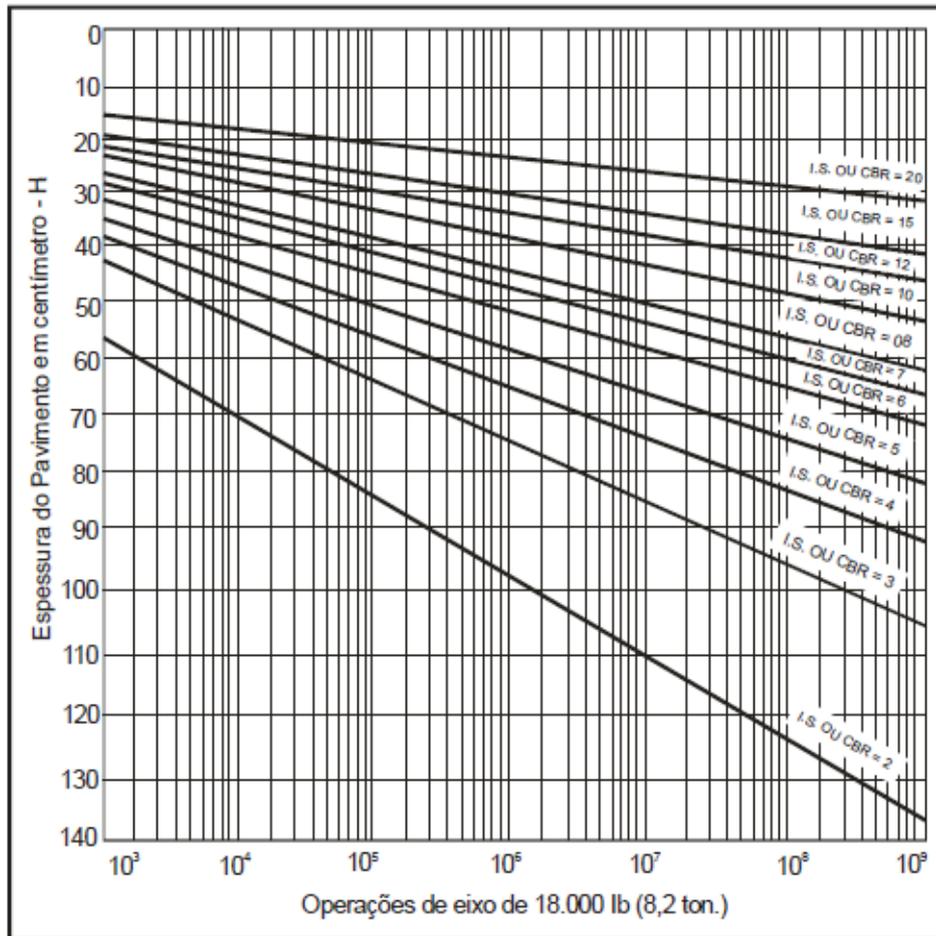
Tabela 5.13 - Espessura mínima de revestimentos betuminosos.

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

Fonte: DNIT (2006)

Com o valor do revestimento (R) encontrado, procedemos para o cálculo das espessuras totais do pavimento (H_m , H_{20} e H_n) através do ábaco criado por Souza no método de 1966, reproduzido novamente (figura 5.5) no Manual do DNIT (2006).

Figura 5.5: Determinação das espessuras do pavimento.



Fonte: DNIT (2006)

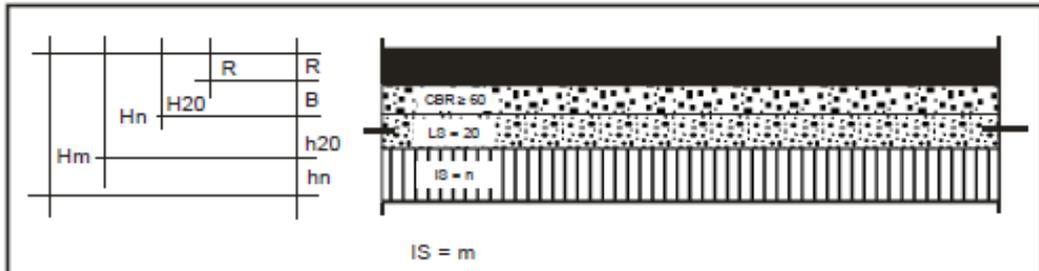
Entrando-se no eixo das abcissas com o valor de N, segue-se verticalmente até encontrar a reta representativa da capacidade de suporte (CBR), depois, seguindo horizontalmente, encontra-se, no eixo das ordenadas, a espessura do pavimento. Pode-se também encontrar os valores das espessuras totais através da equação presente no Manual, que leva em consideração os mesmos parâmetros do ábaco, o número N e o valor do CBR (DNIT, 2006).

Segundo o DNIT (2006), mesmo que o CBR da sub-base seja superior a 20, a espessura do pavimento necessário para protegê-la é determinada como se o valor fosse 20, motivo pelo qual sempre se usam os símbolos H_{20} e h_{20} para as espessuras total sobre a sub-base e espessura da sub-base, respectivamente.

Uma vez determinados esses parâmetros, procedemos para a resolução sucessiva das inequações (equações 5.5 a 5.7) criadas por Souza, para a

determinação das espessuras da base (B), sub-base (h_{20}) e reforço do subleito (h_n) para então montar a estrutura do pavimento como mostrado na figura 5.6:

Figura 5.6: Dimensionamento do pavimento.



Fonte: DNIT (2006)

6 MATERIAIS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Os materiais de pavimentação desempenham grande papel quando se trata do funcionamento adequado do pavimento a ser construído, e para tal, é preciso conhecer bem as propriedades desses materiais que serão aplicados na estrutura.

Os pavimentos flexíveis são compostos, basicamente, por camada superficial asfáltica (revestimento), apoiada sobre camadas de base, de sub-base e de reforço do subleito, constituídas por materiais granulares, solos ou misturas de solos, com ou sem adição de agentes cimentantes. Dependendo do volume de tráfego, da capacidade de suporte do subleito, da rigidez e espessura das camadas, e condições ambientais, uma ou mais camadas podem ser suprimidas (BERNUCCI et al., 2010).

Como se sabe, nos métodos empíricos os materiais são caracterizados por índices de qualidade associados indiretamente ao seu desempenho e condições de construção (MOTTA, 1991). Já os métodos mecanístico-empíricos, caracterizam os materiais de pavimentação de uma forma diferente dos métodos tradicionais (FRANCO, 2007).

Um dos parâmetros principais dos métodos mecanístico-empíricos é o módulo de resiliência (MR). Ele corresponde a um parâmetro extraído de ensaios dinâmicos num corpo de prova de material escolhido de acordo com a camada do pavimento a ser analisada. Desse parâmetro, são extraídos resultados importantes quanto à resistência dos materiais utilizados na pavimentação.

O comportamento mecânico dos materiais, base dos métodos mecanístico-empíricos, é bastante complexo e, por isso, iremos neste capítulo, resumir algumas características gerais dos principais tipos disponíveis como: misturas asfálticas, materiais granulares, solos lateríticos, materiais estabilizados quimicamente (solo-cal, solo-cimento, etc.) e solos finos.

6.1. Misturas asfálticas

O revestimento asfáltico é a camada que está em contato direto com as rodas dos veículos e recebe ação direta dos diversos fatores que influenciam na vida útil do

pavimento. Suas principais funções, segundo FRANCO (2007), são: criar uma superfície plana e segura para o rolamento das rodas dos veículos; permitir um rápido escoamento das águas provenientes de chuvas; e impedir que a água penetre no interior da estrutura do pavimento. Além disso, o revestimento deve possuir resistência suficiente para suportar as repetidas cargas, provenientes do tráfego, sem que ocorram elevadas deformações elásticas e plásticas. A figura 6.1 mostra a execução de um revestimento asfáltico.

Figura 6.1: Execução de revestimento asfáltico.



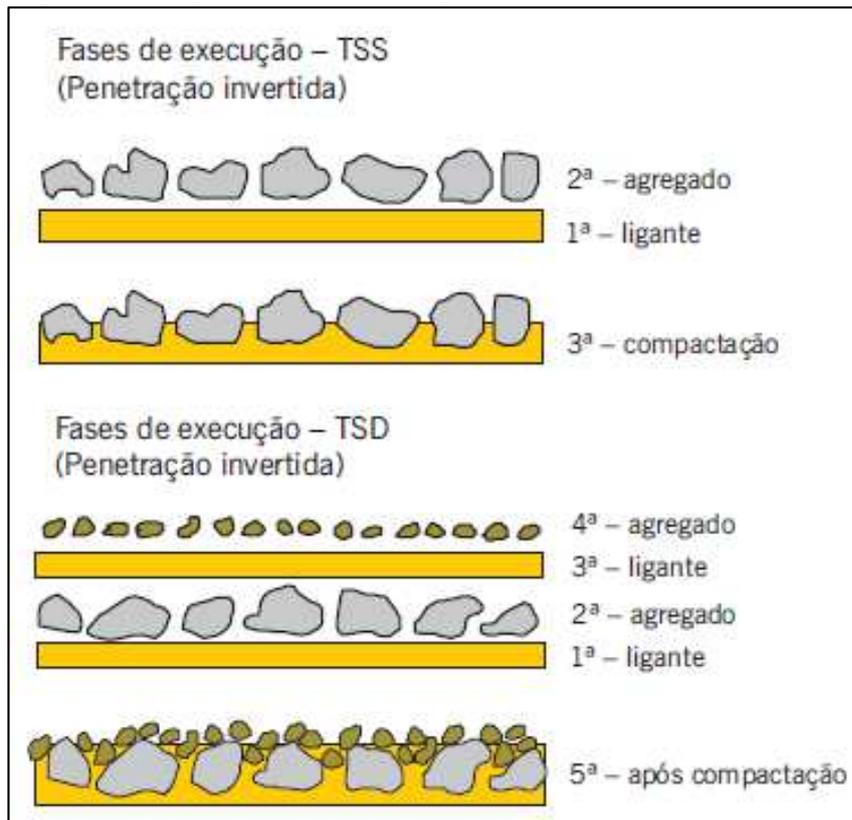
Fonte: Bernucci et al. (2010)

As misturas asfálticas são normalmente utilizadas em camadas de revestimento, mas, também podem ser usadas como camadas estruturais de base de pavimentos (FRANCO, 2007). Existem muitos tipos de misturas asfálticas, cada uma com requisitos próprios de dosagem e com certa finalidade, sempre associada a espessuras calculadas de acordo com o volume de tráfego, levando em conta também os fatores econômicos (BERNUCCI et al., 2010).

Os tipos mais conhecidos, segundo FRANCO (2007), são:

- a) Tratamentos superficiais: usado apenas como camada de revestimento. Consiste na aplicação de ligantes asfálticos (normalmente emulsão asfáltica ou cimento asfáltico de petróleo) e agregados sem mistura prévia, na pista, com posterior compactação. É de baixo custo e fácil aplicação no campo. Podem ser aplicados em uma, duas ou três camadas (TSS, TSD ou TST) e a espessura não passa de 2,5 cm (figura 6.2).

Figura 6.2: Etapas de tratamento superficial.



Fonte: Nascimento, 2004 *apud* Bernucci et al. (2010)

- b) Macadame betuminoso: criado por John Loudon Mac-Adam em 1820 e usado no passado em camadas de base. Consiste na consolidação e compactação dos agregados, seguida da aplicação do ligante asfáltico (geralmente duas aplicações alternadas). O ligante tem a função de penetrar e preencher os vazios dos agregados (figura 6.3).

Figura 6.3: Execução de camada de macadame betuminoso.



Fonte: (<http://pt.slideshare.net/pauladdp/macadame-betuminoso>, acesso em 05/05/2016)

- c) **Concreto Asfáltico:** é o tipo de revestimento mais utilizado no Brasil, também usado para compor a camada de ligação (binder). É uma mistura asfáltica muito resistente, fabricada em usina apropriada e misturada à quente com agregados. O lançamento é feito com vibro-acabadoras e a compactação com rolos lisos e de pneus em campo.

Figura 6.4: Lançamento e compactação de CBUQ.



Fonte: (http://www.3bec.eb.mil.br/goiana_diario-outubro.html, acesso em 05/05/2016)

Temos também outros tipos muito utilizados como os pré-misturados a frio, a lama asfáltica, as misturas recicladas e a areia usinada a quente (FRANCO, 2007).

- **Características Resilientes das Misturas Asfálticas**

No dimensionamento de pavimentos, segundo a metodologia mecanístico-empírica, os parâmetros que definem as misturas asfálticas são o coeficiente de Poisson e o módulo de resiliência. Além disso, as misturas asfálticas possuem comportamento termo-visco-elástico com o MR variando com a temperatura. No entanto, como veremos no capítulo seguinte, a fim de simplificação no processo de dimensionamento, o comportamento deste material é considerado elástico linear. O ensaio aplicado para a obtenção desse parâmetro em misturas asfálticas é o ensaio de compressão diametral (MOTTA et al., 2002 *apud* FRANCO, 2007).

O MR varia de acordo com alguns fatores relacionados à mistura, como:

- a) A granulometria da mistura, sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada;

- b) O ligante asfáltico, sendo maior quanto menor a penetração do asfalto;
- c) É influenciado pela relação asfalto/fíler.

Os valores de MR podem variar, de acordo com os fatores acima, de 2.000 MPa a mais de 10.000 MPa, para uma temperatura de 25 °C. Já o coeficiente de Poisson das misturas asfálticas, varia entre 0,15 e 0,50, normalmente (NCHRP, 2004 *apud* FRANCO, 2007; FERREIRA, 2013).

6.2. Materiais granulares

Os materiais granulares são caracterizados por serem uma mistura íntima de agregados selecionados provenientes da britagem de rochas ou seixos, que não possuem coesão e, também, não resistem a esforços de tração, trabalhando eminentemente aos esforços de compressão (BERNUCCI et al., 2010; FRANCO, 2007).

Podemos destacar para esses materiais três características importantes que geram impacto no desempenho da camada do pavimento:

As propriedades das partículas correspondem às características geológicas da rocha mãe da qual o agregado é derivado. A composição mineral, a dureza da rocha e os materiais contaminantes afetam as características de atrito entre os agregados, causam um efeito sobre a durabilidade e podem alterar o desempenho mecânico como um todo do material (FRANCO, 2007).

As propriedades relacionadas à produção dos agregados estão relacionadas ao processo de britagem das rochas. De acordo com o tipo e a qualidade da produção do agregado, o material pode produzir um efeito significativo sobre a funcionalidade do pavimento como, por exemplo, no comportamento da deformação permanente da estrutura (FRANCO, 2007).

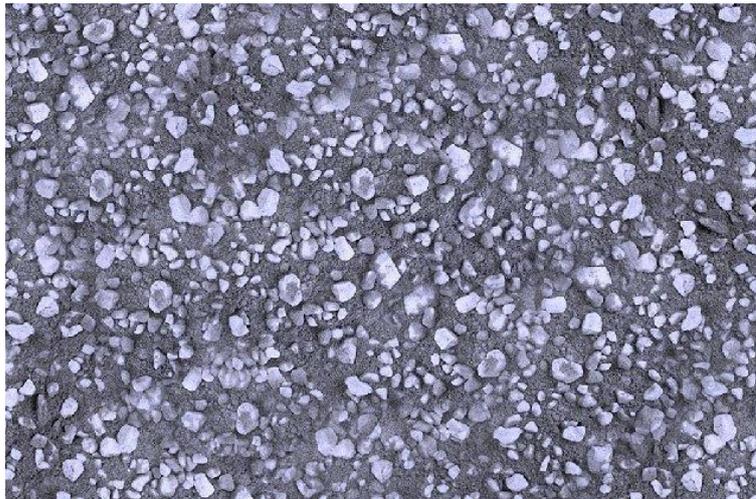
As propriedades obtidas na construção da camada são influenciadas pelo processo de compactação, que leva ao aumento da resistência à deformação permanente, por exemplo (FRANCO, 2007).

Os materiais mais empregados em pavimentação pertencentes à classe dos granulares são: brita graduada simples (BGS), brita corrida, macadame hidráulico, macadame seco e solo agregado. Geralmente esses materiais são empregados em camadas de base ou sub-base dos pavimentos (BERNUCCI et al., 2010).

- **Brita Graduada Simples (BGS)**

Um dos tipos mais utilizados nas bases e sub-bases dos pavimentos brasileiros e introduzida na década de 1960 (figura 6.5). É um material com distribuição granulométrica bem-graduada, com diâmetro máximo dos agregados de 38 mm e porcentagem de finos entre 3 e 9%. Geralmente, o CBR é da ordem de 60 a valores maiores que 100%. Já o módulo de resiliência (MR) é em média 100 a 400 Mpa, dependendo da graduação, da natureza dos agregados, do estado de compactação e do estado de tensões. Os agregados devem atender a valores de abrasão Los Angeles abaixo de 50% e equivalente de areia acima de 40% (BERNUCCI et al., 2010). A norma DNIT 001/2009 – PRO estabelece a sistemática a ser empregada em camadas de base e sub-base utilizando BGS.

Figura 6.5: Brita graduada simples.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

- **Macadame Hidráulico e Macadame Seco**

O macadame hidráulico (figura 6.6) é um material que surgiu da experiência inglesa de Mac-Adam do início do século XIX. Corresponde a uma camada granular, composta de agregados graúdos cujos vazios são preenchidos em pista por

agregados miúdos e aglutinados pela água. A estabilidade é obtida pela compactação. A norma do DNER-ES 316/97 regulamenta a execução de base com esse tipo de material e especifica as faixas em que os agregados devem se encaixar (BERNUCCI et al., 2010).

No processo de execução, após o espalhamento dos agregados graúdos, a camada é compactada com rolo liso de três rodas e rolo liso vibratório até se ter um bom entrosamento. O material de enchimento é espalhado com motoniveladora em quantidade suficiente para encher os vazios com a devida irrigação do material (BERNUCCI et al., 2010).

O macadame seco (figura 6.7) se diferencia do hidráulico apenas pela ausência de água para preenchimento dos vazios da camada. Os agregados graúdos devem ter dimensões entre 2” e 5”, de graduação uniforme. As espessuras das camadas variam entre 12 e 20 cm (BERNUCCI et al., 2010).

Figura 6.6: Macadame hidráulico.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

Figura 6.7: Macadame seco.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

- **Solo Agregado**

Correspondem a misturas naturais ou preparadas de britas, pedregulhos ou areias. O principal representante dessa classe é chamado de solo brita (figura 6.8). Como o próprio nome diz, corresponde à mistura de brita com solo. Certas misturas desse solo nos dão um CBR da ordem de 80% na energia modificada. As misturas com 70% em peso de brita e 30% de solo podem apresentar CBR acima de 100% e pouca perda de capacidade de suporte. Os valores de MR são semelhantes aos das BGS, podendo até superá-las (BERNUCCI et al., 2010).

A execução é feita com o auxílio de pá-carregadeira, grade de disco e motoniveladora. O material resultante é recomendável como material de base para um baixo volume de tráfego. Pode ser utilizado também como reforço de subleito em vias de tráfego médio e até pesado. Historicamente, o solo brita começou a ser empregado em São Paulo na década de 1950, sendo chamado de “virado paulista” (BERNUCCI et al., 2010).

Figura 6.8: Solo Brita.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

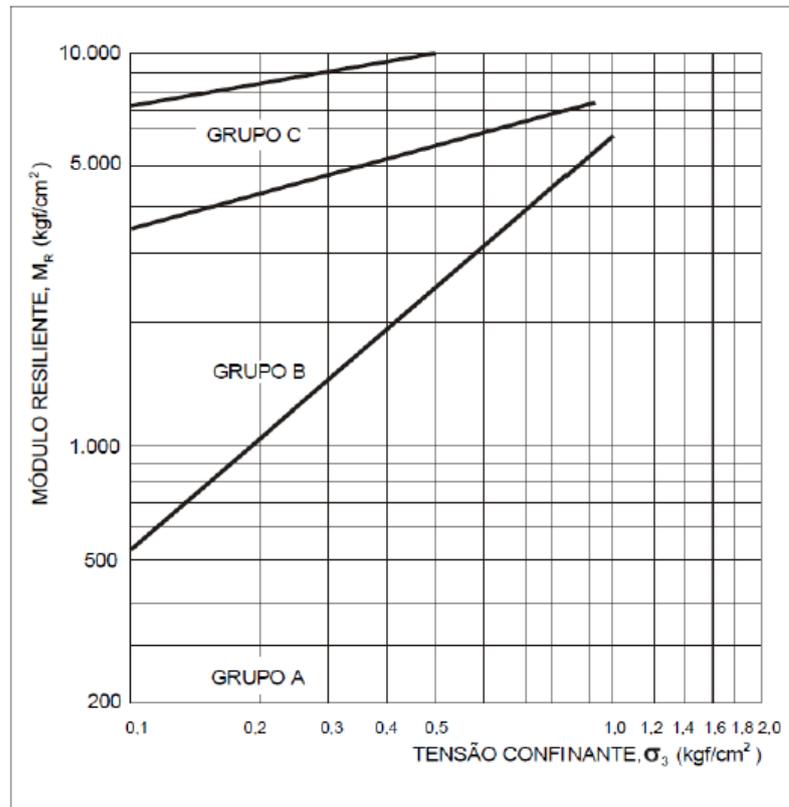
- **Características Resilientes dos Materiais Granulares**

Os materiais granulares, assim como as misturas asfálticas, são caracterizados pelo MR e coeficiente de Poisson. O comportamento desses materiais é considerado como elástico não-linear, sendo simplificado para um comportamento elástico linear, dependendo da abordagem (FRANCO, 2007).

Os solos granulares, de acordo com a resiliência, se enquadram em três grupos: grupo A, grupo B e grupo C (figura 6.9).

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 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 *apud* FERREIRA, 2013). Já o coeficiente de Poisson assume valores próximos de 0,35.

Figura 6.9: Resiliência dos solos granulares.



Fonte: Motta, 2003 *apud* Ferreira (2013)

6.3. Solos lateríticos

Os solos lateríticos podem ser classificados como solos granulares ou como solos finos. Com o desenvolvimento de obras geotécnicas de grande vulto no Brasil, foi percebido uma diferença no comportamento desses solos devido principalmente ao clima tropical. Eles não se encaixavam de forma apropriada na classificação de solos TRB (Transportation Research Board) e por isso foi criada uma nova classificação para eles, chamada de MCT (Miniatura Compactada Tropical) mostrada na figura 6.10 (BERNUCCI et al., 2010; FRANCO, 2007).

Para entender melhor, nos critérios tradicionais os solos lateríticos são classificados nos mesmos grupos dos solos plásticos, os quais não são recomendados para pavimentos pela característica expansiva que apresentam no contato com a água, levando à perda de resistência. Em consequência disso, o pavimento pode alcançar a ruptura ou deformações plásticas excessivas. No caso específico dos solos lateríticos, sua mineralogia e microestrutura impedem sua

- **Características Resilientes dos Solos Lateríticos**

Os solos lateríticos podem apresentar altos valores de módulo de resiliência, se comparado aos valores dos materiais granulares utilizados como base de pavimentos.

MOTTA (1991) destaca em sua pesquisa valores altos para o módulo de resiliência de solos lateríticos, com variação entre 200 MPa e 2.000 MPa. Além disso, para fins de projeto, na falta de informações mais específicas, usamos o valor de 0,35 para o coeficiente de Poisson desses solos.

6.4. Materiais estabilizados

A estabilização dos materiais pode ser feita com o intuito de melhorar as propriedades de resistência (à tração e compressão) e expansibilidade dos solos a fim de melhor aproveitar os recursos disponíveis no local onde se pretende implantar o pavimento (MARANGON, 1992; MACÊDO, 2004 *apud* FRANCO, 2007).

Esse processo pode ser realizado, segundo FRANCO (2007), de três maneiras: granulometricamente, quimicamente e fisicamente. O primeiro é feito através de estudos de laboratório a fim de melhorar a granulometria do solo com adição de agregados ou areia. O processo químico se baseia na utilização de agente químico estabilizador, sendo o cimento ou a cal os materiais mais aplicados para cimentar as partículas do solo. Já o processo físico se dá com aplicação mecânica de uma energia para compactação do solo.

Entre os processos apresentados acima, a adição de cimento ou cal é a mais comum na prática de pavimentação. Os solos arenosos de boa graduação e com plasticidade de média a baixa são os mais suscetíveis de serem estabilizados com cimento, pois requerem baixos teores do aditivo cimentante. Os solos que tem alta plasticidade, do contrário, precisam de mais cimento para serem estabilizados (CERATTI, 1991 *apud* FRANCO, 2007).

Segundo MACÊDO (2004 *apud* FRANCO, 2007), os produtos químicos mais comuns no processo de estabilização são: o cimento, a cal, produtos de escórias de

alto forno e cinza volante. A mistura desses materiais com o solo gera resultados como: o solo-cimento, o solo-cal e a brita graduada tratada com cimento.

- **Solo-cimento**

É o produto endurecido resultante da cura úmida de uma mistura homogênea compactada de solo pulverizado, cimento e água. Em termos percentuais, considera-se solo-cimento aquele que possui mais de 5% de massa de cimento Portland em relação à massa total. Deve ser feito em usina, mas também pode ser misturado em pista, no caso de baixo volume de tráfego. Além disso, a compactação e distribuição devem ser feitas imediatamente após a mistura por causa da rápida reação de hidratação do cimento (BERNUCCI et al., 2010; FRANCO, 2007).

A base de solo-cimento (figura 6.12) é bastante resistente e durável, desde que a mistura seja bem dosada, sejam respeitados o tempo de compactação e espalhamento, seja minimizada a ocorrência excessiva de trincas por retração e o subleito tenha boa capacidade de suporte. O tráfego pode ser liberado após 14 dias de cura. Os valores de MR do solo cimento variam de 2.000 MPa a valores acima de 10.000 MPa (BERNUCCI et al., 2010).

Figura 6.12: Camada de solo-cimento abaixo de revestimento.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

- **Solo-cal**

Processo de mistura de solo com a cal (figura 6.13) que busca do enrijecimento da mistura à trabalhabilidade e redução de expansão. Tem sido utilizado como reforço

de subleito ou sub-base quando aplicado a solos argilosos e siltosos caulínicos (BERNUCCI et al., 2010).

Esta mistura tem um período maior de cura em relação ao solo-cimento, a fim de que haja um aumento de resistência desejado. Em geral se utiliza cal com teores entre 4% e 10% em massa e a compactação deve ser feita por rolos lisos após o espalhamento do material (BERNUCCI et al., 2010).

Figura 6.13: Mistura de solo com cal na pista.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

- **Brita graduada tratada com cimento (BGTC)**

Corresponde a um material pétreo britado, enquadrado em faixas granulométricas estreitas e possui teor de cimento suficiente para atender certos requisitos de resistência à compressão simples (PITTA, 1997 *apud* FRANCO, 2007).

É bastante utilizada em pavimentos de alto volume de tráfego. Seu uso no país começou no fim da década de 1970. Possui aplicação nas bases de pavimentos intertravados ou sub-bases de pavimentos de concreto. Na fabricação da mistura, usa-se o mesmo material da BGS com adição de 3% a 5% em peso de cimento. Recomenda-se a compactação a, no mínimo, 95% da energia modificada para aumento da resistência e durabilidade. A ordem de grandeza do MR é de 3.000 a 12.000 MPa (BERNUCCI et al., 2010).

A BGTC (figura 6.14), devido à cura do cimento, apresenta retração, levando ao aparecimento de fissuras e trincas. Estes problemas podem levar à reflexão destas

trincas ao revestimento asfáltico no caso do emprego da BGTC como material de base (BERNUCCI et al., 2010).

Figura 6.14: Brita Graduada tratada com cimento.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

- **Características Resilientes dos Solos Estabilizados**

Os materiais estabilizados podem ser caracterizados pelo módulo elástico de Young (E) e o coeficiente de Poisson. Segundo MACÊDO (2004 apud FRANCO, 2007) os solos estabilizados com cimento possuem módulo de resiliência de compressão com um valor constante, elástico linear ($MR=E$), sendo elevado em relação aos valores de britas e outros materiais granulares (FRANCO, 2007).

O módulo de resiliência varia muito dependendo do tipo de solo, do nível de tratamento, do tempo de cura e do teor de umidade. Além disso, há correlações entre a rigidez de misturas cimentadas e vários parâmetros tais como a resistência à compressão simples e à flexão (MONISMITH, 1992 apud FRANCO, 2007). Geralmente são sugeridos valores entre 1.000 MPa e 35.000 MPa para MR e valores entre 0,25 e 0,35 para o coeficiente de Poisson (FRANCO, 2007 apud FERREIRA, 2013).

6.5. Solos finos, siltosos ou argilosos

Os solos dessa classe, geralmente, não são aproveitados para construção de camadas de pavimentos, devido sua baixa resistência e baixa capacidade de suportar deformações permanentes. Como já foi dito, os solos lateríticos são a única exceção dessa classe (FRANCO, 2007).

Entretanto, eles são encontrados com frequência na natureza e por isso podem ser aplicados na camada final de terraplenagem, reforço do subleito, subleito ou, no máximo, como sub-base das estruturas dos pavimentos para tráfego leve (FRANCO, 2007).

- **Características Resilientes dos Solos Finos**

O comportamento desses solos também obedece a uma característica elástica não-linear. São materiais também caracterizados pelo MR e pelo coeficiente de Poisson.

Pesquisas realizadas por Preussler e Pinto, em 1982, estabeleceram valores típicos de módulo de resiliência baseados em equações obtidas de ensaios com solos de estradas federais brasileiras (MOTTA, 2003 apud FERREIRA, 2013):

$$\text{Tipo I:} \quad M_R = 4874 \cdot \sigma_d^{-1,129} \quad (6.1)$$

$$\text{Tipo II:} \quad M_R = 1286 \cdot \sigma_d^{-0,5478} \quad (6.2)$$

$$\text{Tipo III:} \quad M_R = 530 \text{ kgf/cm}^2 \quad (6.3)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência (MPa);

σ_d : tensão desvio (MPa).

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 (FERREIRA, 2013).

De forma a resumir as propriedades resilientes de cada um dos materiais citados até aqui, apresentamos a tabela 6.1 abaixo, com valores recomendados de Módulo de Resiliência, praticados pelo DER-SP e que nortearão os dimensionamentos que serão efetuados neste trabalho.

Tabela 6.1 - Valores usuais de Módulo de Resiliência.

Material	Intervalos de Valores de Módulo de Resiliência (MPa)
Concretos Asfálticos	
- revestimento (CAP 50-70)	2000 - 5000
- revestimento (CAP 30-45)	2500 - 4500
- binder (CAP 50-70)	2000 - 3000
- binder (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

Fonte: Fonseca, 2013 apud Ferreira (2013)

7 O SOFTWARE SisPavBR

7.1. O dimensionamento Mecanístico-Empírico

Temos conhecimento de que o dimensionamento de um pavimento visa evitar que a frequente passagem dos veículos venha a causar o trincamento excessivo do revestimento por fadiga dentro do período de vida do projeto e, também, minimizar os efeitos do afundamento de trilha de roda através das espessuras calculadas para cada camada (FRANCO, 2007).

Segundo FRANCO (2007), os danos nas estruturas de pavimentos ocorrem principalmente devido à aplicação de cargas elevadas ou devido ao grande número de repetições de passagem das rodas dos veículos, como já dito. Apesar disso, grande parte das estruturas de pavimentos asfálticos existentes foram dimensionadas pelo método tradicional e empírico, que não contempla efeitos de fadiga, pois foi desenvolvido a partir da observação de danos de deformação do subleito.

Desde sua origem, o método brasileiro de dimensionamento de pavimentos flexíveis enfoca, sobretudo, a capacidade de suporte do pavimento através do CBR das camadas. Segundo SOARES (2007 *apud* FRANCO, 2007), a apresentação de uma prematura deterioração da malha rodoviária, fez com que os nossos engenheiros buscassem compreender melhor o comportamento mecânico dos materiais de pavimentação, permitindo analisar o comportamento estrutural até então não explicável pelos métodos empíricos clássicos de dimensionamento.

A base para esse entendimento, portanto, foi retirada da Mecânica dos Pavimentos, que corresponde à disciplina que trata da análise do pavimento como um sistema de camadas considerando a compatibilidade dos materiais com as tensões e deslocamentos gerados pelo tráfego de veículos (BERNUCCI et al., 2010).

Os conceitos de Mecânica dos Pavimentos já são conhecidos e estudados no Brasil desde a década de 1970. Contudo, um pouco antes, em 1962, na 1ª Conferência Internacional de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos, em Michigan, tivemos o marco do início do desenvolvimento das metodologias de

dimensionamento chamadas mecanísticas ou mecanicistas. Estas se baseiam nos princípios da Mecânica dos pavimentos, citados anteriormente (COUTINHO, 2011).

Na abordagem mecanicista é preciso estabelecer a relação tensão-deformação que ocorre nas camadas da estrutura em função do carregamento imposto pelo tráfego, que implica na avaliação dos materiais por meio de ensaios que reproduzam o estado de tensões e condições ambientais a que os pavimentos estarão sujeitos. Nesses métodos, os materiais são geralmente caracterizados em termos elásticos de forma que os parâmetros possam ser calculados pelas teorias mecanicistas. Tais teorias, no entanto, não modelam diversos fatores que deveriam ser observados, sendo, portanto, necessária a implementação de uma parcela empírica no processo de dimensionamento, chamada de fator de calibração campo-laboratório, aplicada sobre os modelos desenvolvidos em laboratório (FRANCO, 2007; MASADA et al., 2004 *apud* FRANCO, 2007). Daí, temos o nome para esse novo método de dimensionamento de pavimentos, chamado de método mecanístico-empírico.

O método mecanístico-empírico pode ser considerado resultado dos estudos de diversos pesquisadores que sempre vinham apresentando metodologias para se ter um dimensionamento de pavimentos mais confiável e racional, ou seja, menos empírico. Vale destacar a publicação de MOTTA (1991), que apresenta em sua tese um diagrama (figura 7.1) com um procedimento detalhado para a definição das espessuras das camadas de um pavimento através do método mecanicista.

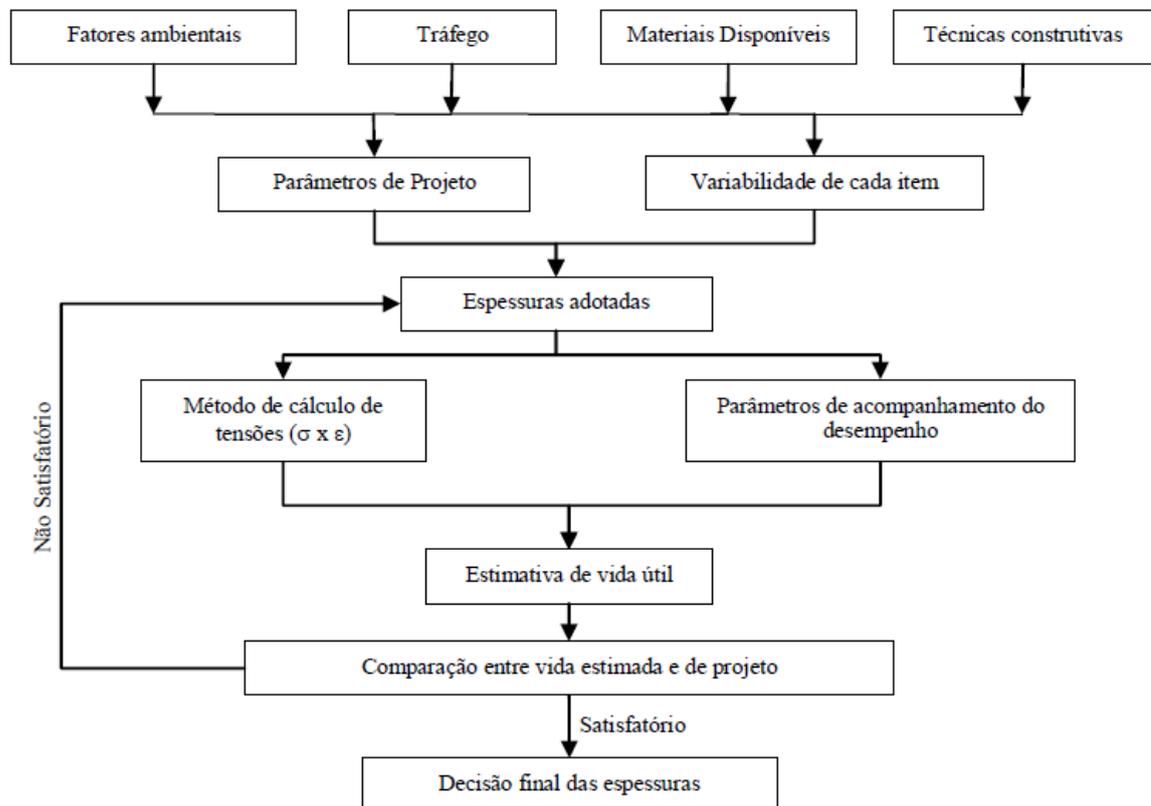
Este método gera uma mudança perceptível em relação aos métodos tradicionais: o fato de que o aumento da espessura das camadas, simplesmente, não é a resposta em todos os casos de maior solicitação do tráfego. Compatibilizar os materiais, otimizar os recursos específicos de projeto e testar várias combinações para reduzir custos e tempo de construção são possibilidades dentro da abordagem mecanicista. Além disso, a aplicação de novos materiais de engenharia também é possível (MEDINA; MOTTA, 2015).

Basicamente, o procedimento para o dimensionamento mecanístico-empírico consiste em (FRANCO, 2007):

- Reunir os dados referentes aos materiais de pavimentação, ao tráfego e às condições ambientais;

- Correlacionar os dados de resistência dos materiais e tráfego em função das épocas sazonais e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- Escolher as espessuras das camadas e calcular as tensões e deformações considerando as diversas correlações obtidas;
- Relacionar os valores críticos de tensões e deformações com os danos que a repetição das cargas pode causar ao pavimento por meio de modelos de previsão;
- Verificar se as espessuras escolhidas satisfazem as condições impostas no dimensionamento.

Figura 7.1: Fluxograma para dimensionamento mecânico.



Fonte: Motta, 1991 apud Franco (2007)

Um dos principais fatores necessários para a análise de um pavimento pelo método mecanístico-empírico é o Módulo de Resiliência (MR). Apesar de não ser um parâmetro constante para a maioria dos materiais, ele é o que melhor representa o comportamento da estrutura dos pavimentos (FRANCO, 2007).

MOTTA (2003, apud FRANCO, 2007) define o Módulo de Resiliência de um solo 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 pela equação 7.1:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (7.1)$$

Onde:

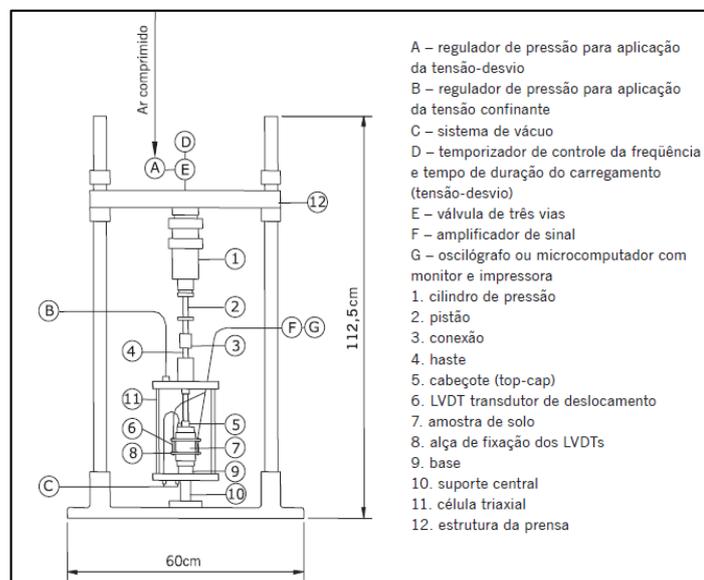
M_R : Módulo Resiliente, em MPa;

σ_d : Tensão desvio axial aplicada repetidamente, em MPa;

ε_r : Deformação específica axial resiliente, em mm/mm.

O MR é um parâmetro extraído de ensaio dinâmico de carga repetida. Em 1946, Francis Hveem desenvolveu o primeiro equipamento para aplicação de cargas repetidas e já na década de 1950, Seed e Fead desenvolveram um equipamento triaxial dinâmico, que serviu de modelo para os atuais (BERNUCCI et al., 2010). Na figura 7.2, temos a configuração do primeiro equipamento de ensaio para MR utilizado no Brasil.

Figura 7.2: Primeiro equipamento triaxial de carga repetida do Brasil.



Fonte: Medina, 1997 apud Bernucci et al. (2010)

A norma técnica DNER-ME 131/94 – “Solo – Determinação do Módulo de Resiliência”, atualmente em vigor no Brasil e citada no Manual do DNIT (2006), estabelece o método para se determinar o módulo de resiliência de solos granulares e coesivos.

7.2. Funcionamento do software SisPavBR v2.0.8.2

Há algumas décadas, pesquisadores brasileiros como, MOTTA (1991), MEDINA (1997) e MEDINA E MOTTA (2005) vêm reunindo informações de pesquisas para se formular um método efetivo de dimensionamento de pavimentos flexíveis baseado na mecânica dos pavimentos. Diante desses esforços, em 2007, FRANCO desenvolveu em sua tese de doutorado, apresentada na COPPE/UFRJ, um software de dimensionamento de pavimentos flexíveis por meio de um método mecanístico-empírico chamado SisPav.

Como, segundo FRANCO (2007), o objetivo era desenvolver um programa de fácil manuseio e que fosse utilizado pelo maior número de pessoas, este foi disponibilizado em um site aberto para o download gratuito através do link a seguir: <https://sites.google.com/site/sispav/home>. O programa passou por diversas atualizações desde a sua criação em 2007, sendo seu nome alterado para SisPavBR em 2013. Diante das novas versões disponíveis e de testes realizados em algumas versões do software, optamos por utilizar a versão 2.0.8.2 referente a dezembro/2015.

FRANCO (2007) optou pela utilização da Teoria da Elasticidade para o cálculo das tensões e deformações nas camadas, mas considera a análise elástica não-linear de forma simplificada apenas no plano vertical. A teoria elástica é aplicada através do programa AEMC (Análise elástica de múltiplas camadas), cuja base foi a rotina JULEA desenvolvida por UZAN (1978). Nosso foco, porém, será especificamente o programa SisPavBR, não deixando de ressaltar a importância do AEMC no processo de dimensionamento dos pavimentos (FRANCO, 2007; MEDINA; MOTTA, 2015).

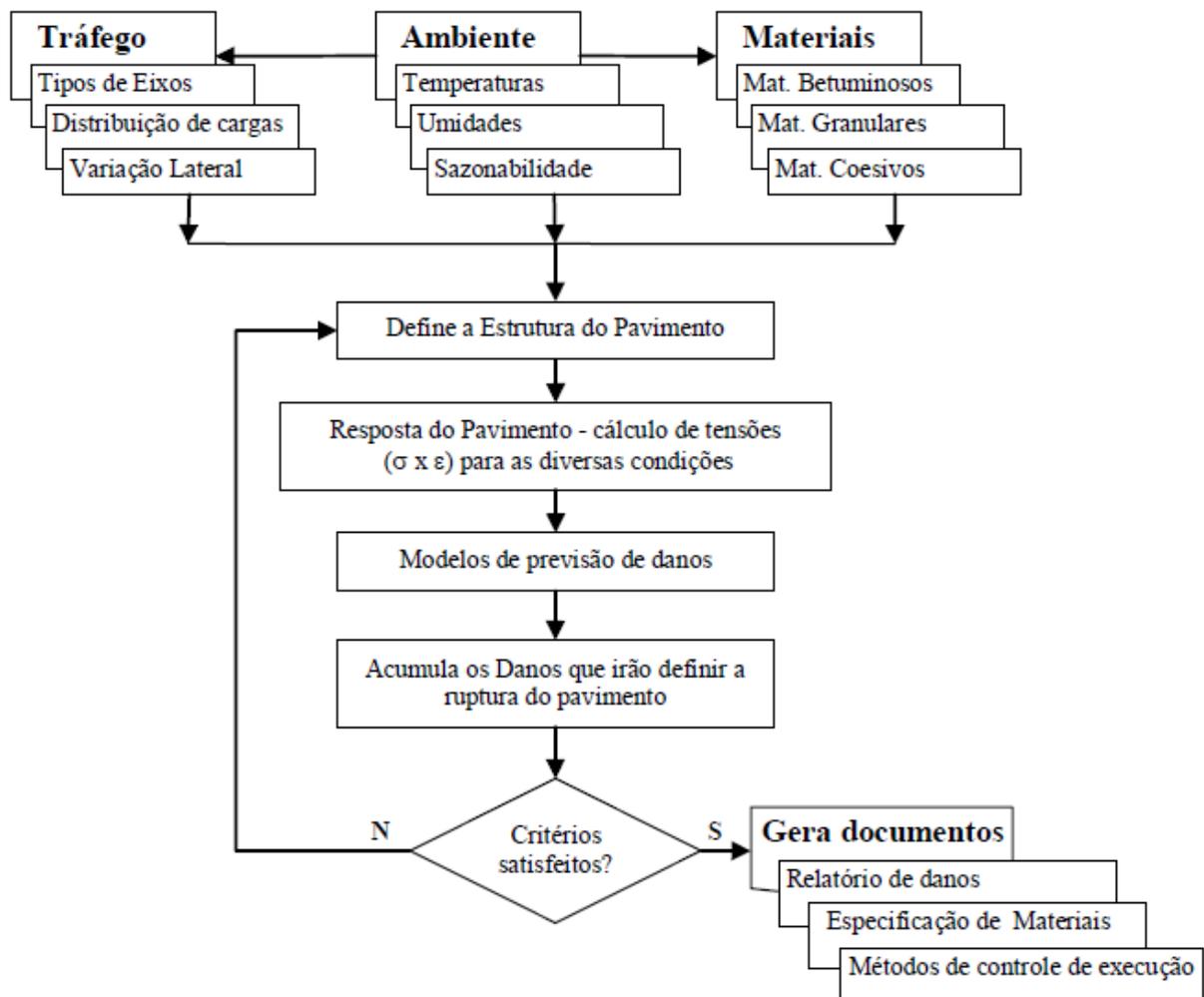
Ainda, segundo FRANCO (2007), o método proposto se utiliza de características brasileiras de ensaios de laboratório, de clima, de tráfego e de materiais de pavimentação, levando em conta também:

- 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.

Temos a seguir, um fluxograma apresentando o método de dimensionamento praticado pelo programa SisPavBR (figura 7.3):

Figura 7.3: Fluxograma do método de análise e dimensionamento de pavimentos flexíveis - SisPav.



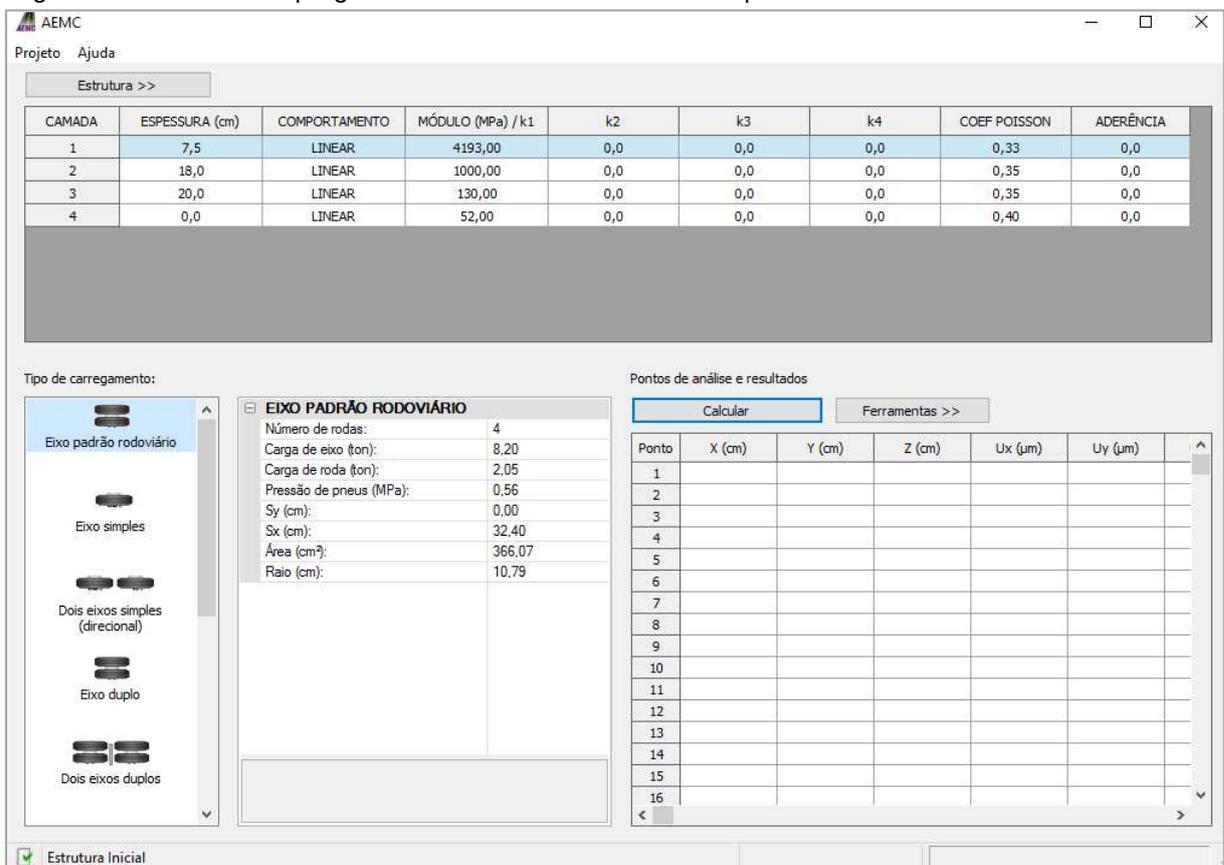
Fonte: Franco (2007)

Para o dimensionamento, o programa considera os danos por deformação permanente limite no topo do subleito, a deflexão máxima na superfície do pavimento e o dano de fadiga na camada asfáltica ou cimentada. O programa seleciona novas espessuras até que os danos da estrutura fiquem dentro dos limites aceitáveis. (FRANCO, 2007).

7.2.1. Primeiros passos no SisPavBR

A instalação do SisPavBR é feita através do arquivo *Instala_SisPavBR_2_0_8_2*. O programa AEMC (figura 7.4) acompanha o SisPavBR, portanto, após o processo de instalação, ele também estará disponível para utilização.

Figura 7.4: Interface do programa de Análise Elástica de Múltiplas Camadas – AEMC.

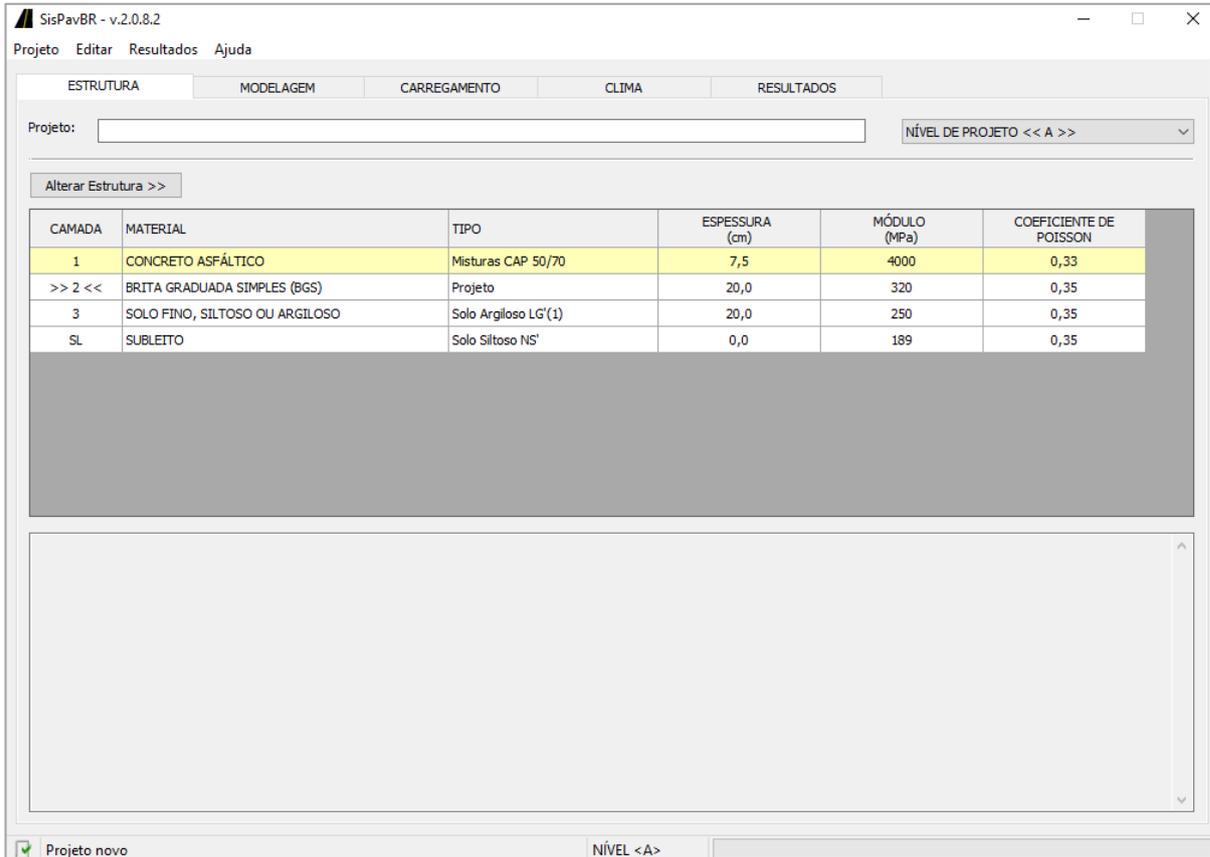


Fonte: Autor (2016)

Assim como o AEMC, o SisPavBR possui uma interface muito simples contendo 5 abas principais, onde os dados podem ser facilmente inseridos e editados para o dimensionamento. As abas são: **[Estrutura]**, **[Modelagem]**, **[Carregamento]**,

[Clima] e **[Resultados]**. Já o Menu Principal possui as opções: **[Projeto]**, **[Editar]**, **[Resultados]** e **[Ajuda]**, conforme a figura 7.5.

Figura 7.5: Interface do SisPavBR v2.0.8.2.

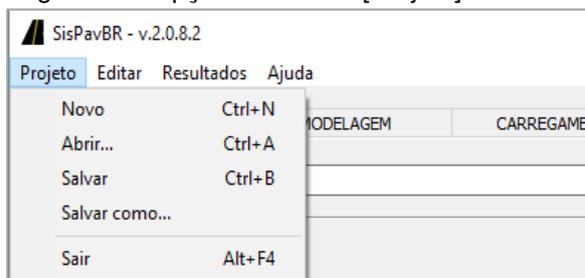


Fonte: Autor (2016)

O Menu **[Projeto]** (figura 7.6) possui as principais funções do programa para a manipulação dos arquivos de dados, podendo ser acessado através de comandos do teclado: **[Novo]**, **[Abrir]**, **[Salvar]**, **[Salvar como]** e **[Sair]**.

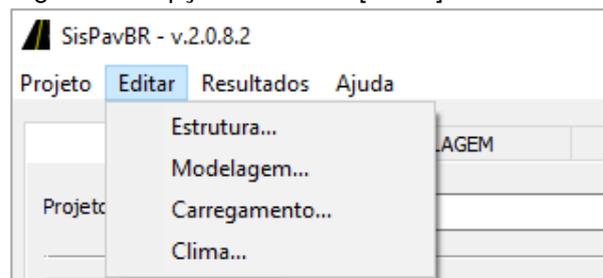
O Menu **[Editar]** (figura 7.7) permite o acesso às abas principais de inserção e edição de dados: **[Estrutura]**, **[Modelagem]**, **[Carregamento]** e **[Clima]**.

Figura 7.6: Opções do Menu [Projeto].



Fonte: Autor, 2016

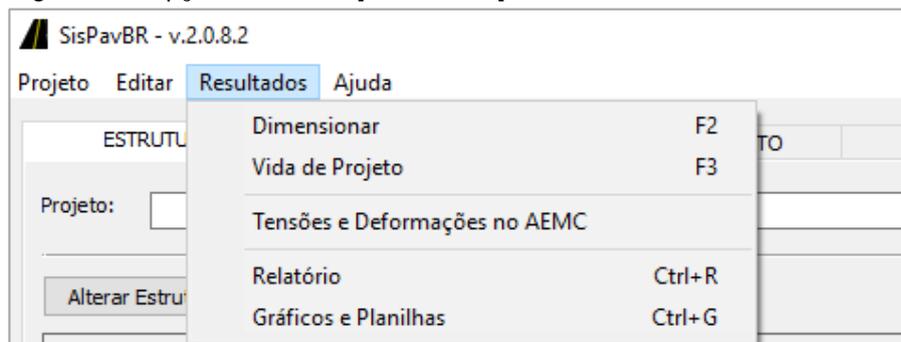
Figura 7.7: Opções do Menu [Editar].



Fonte: Autor, 2016

No Menu **[Resultados]** (figura 7.8) temos as opções para iniciar o dimensionamento do pavimento: *[Dimensionar]*, *[Vida de Projeto]*, *[Tensões e Deformações no AEMC]*, *[Relatório]* e *[Gráficos e Planilhas]*. Além disso, aqui podemos gerar os relatórios e os gráficos com os resultados dos cálculos efetuados pelo programa e acessar também a interface do AEMC com os valores finais de tensões e deformações no pavimento.

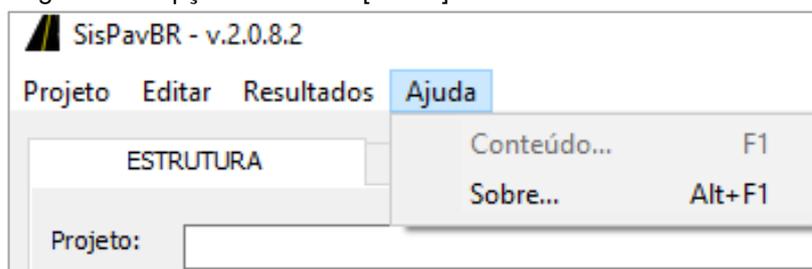
Figura 7.8: Opções do Menu [Resultados].



Fonte: Autor (2016)

Por fim, no Menu **[Ajuda]** (figura 7.9), temos acesso, na versão utilizada neste trabalho, apenas à opção *[Sobre]*, que traz informações gerais do programa.

Figura 7.9: Opções do Menu [Sobre].



Fonte: Autor (2016)

7.2.2. Aba **[Estrutura]**

Ao abrirmos o programa, a aba **[Estrutura]** é a tela inicial padrão. Nessa tela é apresentada uma estrutura pré-definida com quatro camadas que podem ser alteradas. Na tabela consta as propriedades de cada camada como o tipo de material, a espessura, o módulo resiliente e o coeficiente de Poisson.

As camadas de Revestimento Asfáltico e Subleito representadas pelo número 1 e sigla SL, respectivamente, são padrões, e por isso, não podem ser excluídas da

estrutura a ser dimensionada, ou seja, podemos apenas alterar as propriedades e o tipo de material para cada uma delas.

A edição das propriedades presentes na tabela pode ser feita facilmente clicando duas vezes com o botão esquerdo do mouse sobre a propriedade que se deseja alterar.

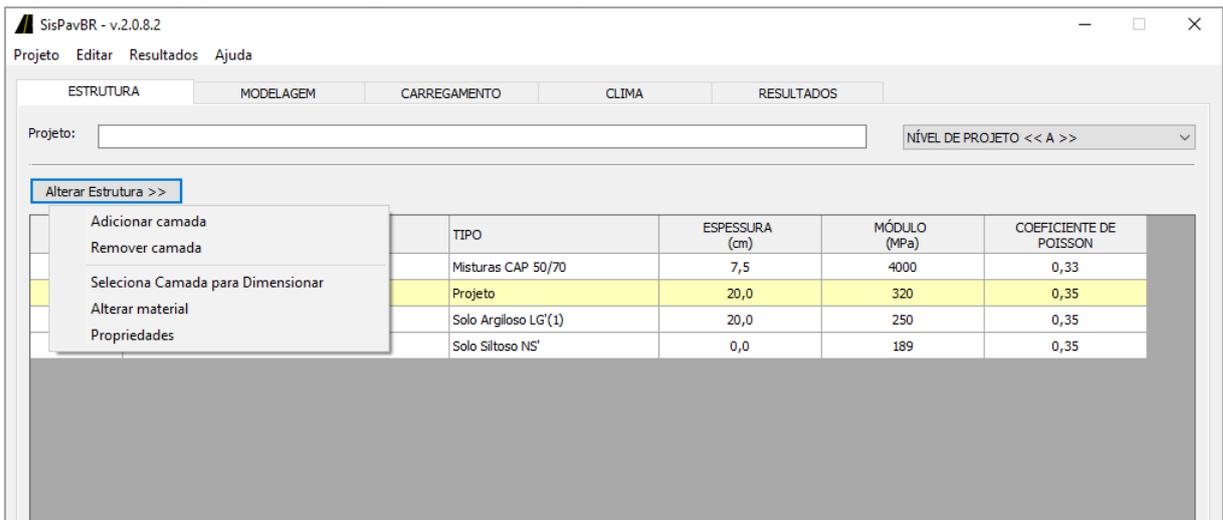
Quanto às espessuras das camadas, é importante ressaltar que o programa limita as mesmas entre 10 cm e 60 cm, exceto para o revestimento que varia de 5 cm a 20 cm. Além disso, a camada Subleito sempre terá espessura nula, pelo fato dela ser uma camada considerada pelos métodos de cálculo como semi-infinita.

Para adicionar uma nova camada, devemos selecionar a linha e então, no menu de contexto que é aberto clicando com o botão direito do mouse, escolher a opção [*Adicionar camada*]. Logo após, é necessário confirmar a adição da camada que será acrescentada com as mesmas configurações da camada selecionada e abaixo da mesma. É feito o mesmo procedimento para remover uma camada, apenas mudando a opção no menu de contexto que será [*Remover camada*]. O programa permite trabalhar com no mínimo 3 camadas e, no máximo, 8 camadas.

Para selecionar a camada que será dimensionada, basta clicar duas vezes com o botão esquerdo do mouse sobre a numeração da camada. Após isso, o número da camada é marcado com símbolos ao redor dela como mostrado na figura 7.5 na camada 2.

Todas as funções citadas acima podem, no entanto, ser encontradas no botão [*Alterar Estrutura*] que mostra o mesmo menu de contexto como mostrado na figura 7.10, selecionando previamente a camada com a qual se quer trabalhar.

Figura 7.10: Opções do botão [Alterar Estrutura].



Fonte: Autor (2016)

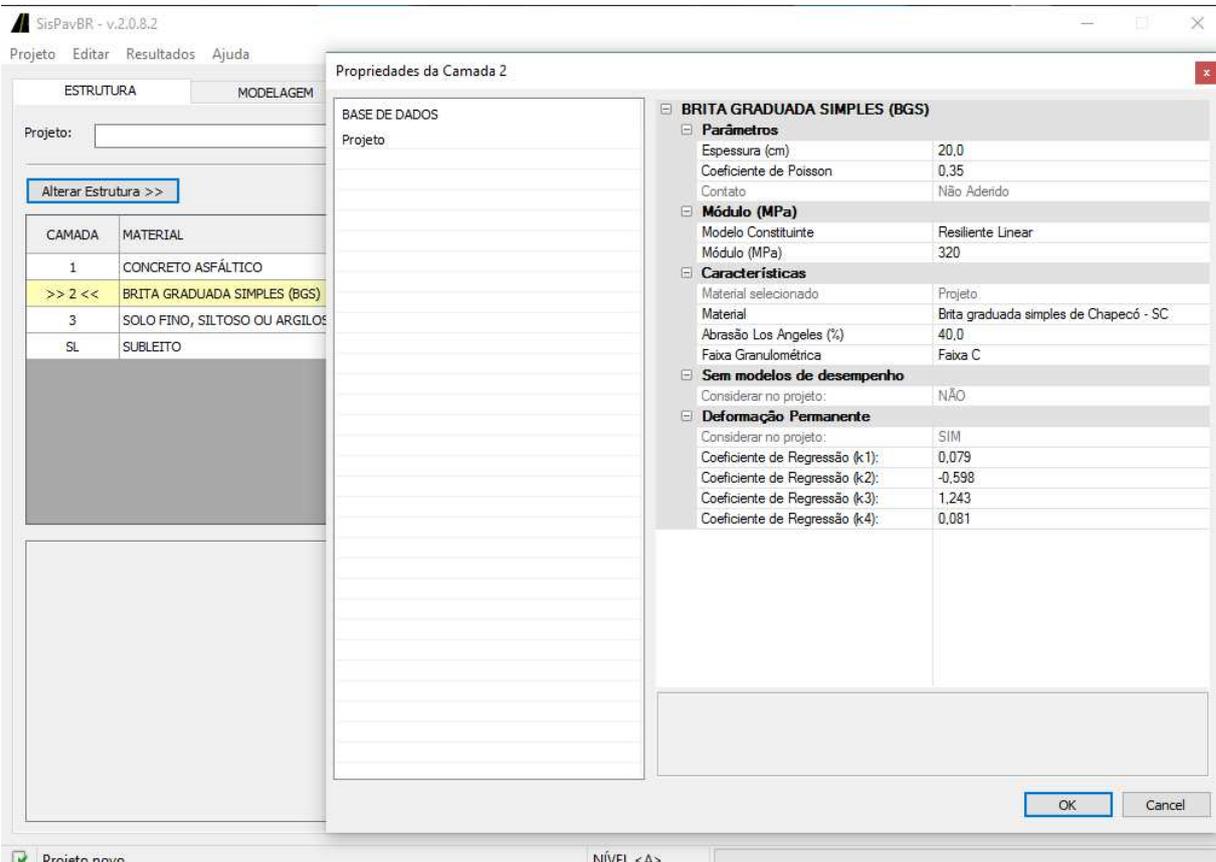
Outro aspecto importante que o botão *[Alterar Estrutura]* nos mostra é a possibilidade de alterar o material da camada selecionada, função indisponível para a camada Subleito, caso esta seja a camada selecionada para edição. Por fim, temos a opção *[Propriedades]*, através da qual podemos alterar os principais parâmetros relativos à qualidade e à resiliência dos materiais.

A efeito de exemplo, iremos nos basear na estrutura padrão mostrada na figura 7.5. A camada 2, que é a base da estrutura é composta de BGS. Acessando as propriedades referentes a essa camada através do botão *[Alterar Estrutura]*, teremos uma nova janela, mostrada na figura 7.11. Os tópicos que aparecem em cinza mais claro não podem ser alterados, sendo já definidos pelo programa. Temos, então, a possibilidade de alterar a espessura, o módulo de resiliência da camada, o coeficiente de Poisson, o modelo constituinte do comportamento resiliente, características do material como a faixa granulométrica do DNIT e também os coeficientes de regressão usados nos cálculos de deformação permanente.

Dependendo do material escolhido para a camada, temos um tipo mais específico de solo que vai compor a mesma. Os materiais que não têm essa opção, terão apenas o nome Projeto em sua coluna TIPO ou na janela acessada por *[Propriedades]*. No caso de termos os materiais CONCRETO ASFÁLTICO ou SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO, temos a possibilidade de escolher qual tipo de CAP ou solo vai compor a camada: Projeto, CAP 30/45 ou CAP 50/70 para concreto asfáltico e Projeto, Solo Argiloso LG'(1), Solo Areno-argiloso LG'(2), Solo Siltoso NS',

Solo Fino NA ou Solo Argiloso LG'(5) para solo fino, siltoso ou argiloso. A camada Subleito, apesar de não permitir a alteração na coluna MATERIAL, permite a mudança do TIPO, podendo ser: Projeto, Solo Siltoso NS' e Solo Fino NA. Lembrando que essa nomenclatura vem da Metodologia MCT, citada no tópico 6.3 (Solos Lateríticos).

Figura 7.11: Propriedades da camada padrão 2.



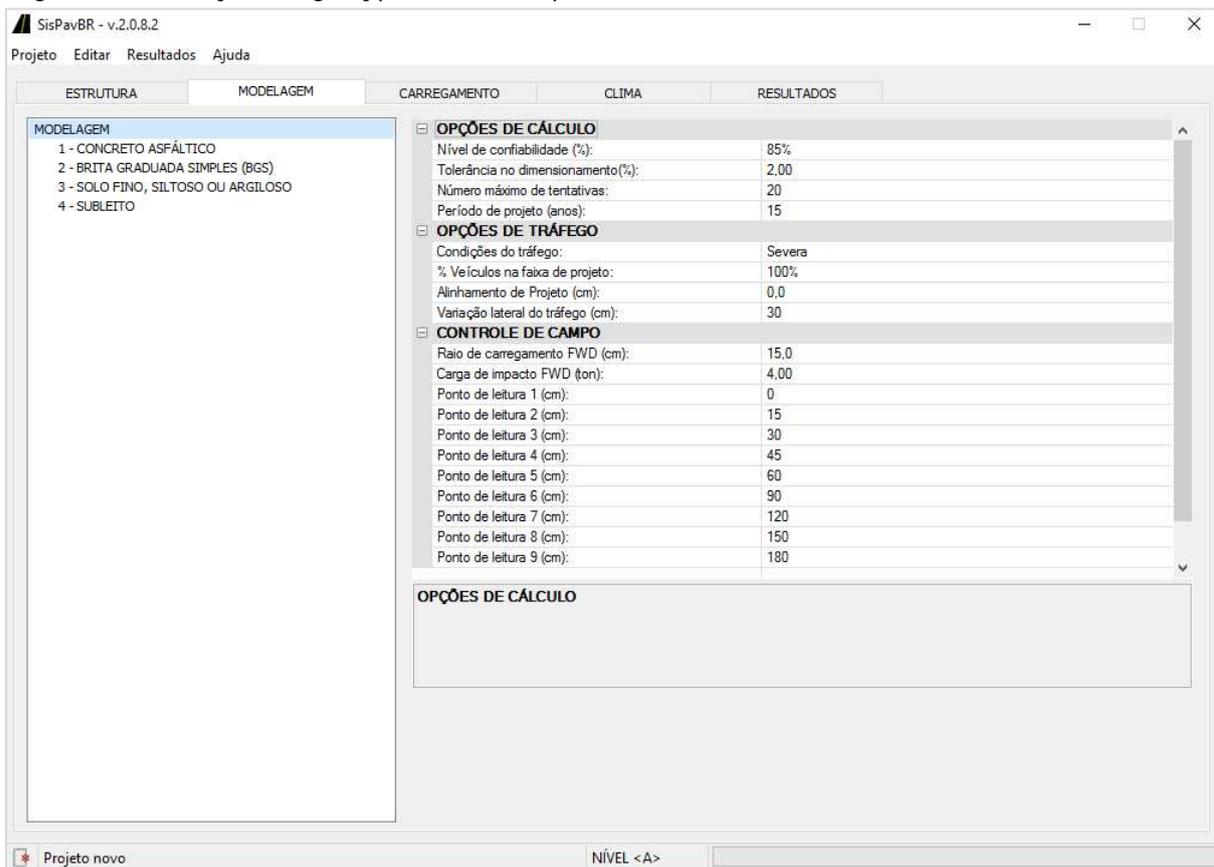
Fonte: Autor (2016)

7.2.3. Aba [Modelagem]

Nesta aba temos acesso aos parâmetros gerais de modelagem que o programa utiliza no dimensionamento e também aos parâmetros aplicados para cada um dos materiais escolhidos na aba **[Estrutura]** na composição das camadas do pavimento.

Ao definirmos a estrutura do pavimento, com a quantidade de camadas e o material referente a cada uma, podemos então manipular os critérios de modelagem do programa. Utilizando a estrutura padrão, mostrada na figura 7.5, teremos a seguinte configuração na aba de modelagem (figura 7.12):

Figura 7.12: Aba [Modelagem] para estrutura padrão.



Fonte: Autor (2016)

Ao clicarmos na primeira opção, **MODELAGEM**, vemos à direita um menu expandido em cada uma das três opções: **OPÇÕES DE CÁLCULO**, **OPÇÕES DE TRÁFEGO E CONTROLE DE CAMPO**.

Em **OPÇÕES DE CÁLCULO**, temos os seguintes parâmetros: nível de confiabilidade, tolerância do dimensionamento, número máximo de tentativas e período de projeto.

O nível de confiabilidade definido como padrão pelo programa é de 85%. Esse valor corresponde à medida da probabilidade de serventia do pavimento permanecer em um nível adequado através da vida de serviço, ou seja, é a probabilidade de um sucesso no projeto do pavimento (FRANCO, 2007). Temos, nesse ponto, a natureza probabilística do método por trás do software. O valor pode ser alterado, de acordo com o projetista. Temos como opções os valores de 50%, 85%, 90% e 95%.

A tolerância corresponde a um valor limite relacionado aos danos acumulados no pavimento durante sua vida útil. Quando esse acumulado atinge um certo valor limite, o dimensionamento é concluído. O padrão utilizado pelo programa é de 2%.

O dimensionamento realizado pelo SisPavBR procura convergir para valores ótimos que atendam aos requisitos de projeto. Temos assim, um limite máximo de tentativas que o programa irá realizar. O número padrão de tentativas corresponde a 20. Ou seja, o programa irá realizar 20 iterações antes de chegar a uma resposta definitiva acerca do pavimento projetado. O número de iterações disponíveis são 10, 20 e 50 iterações.

O período de projeto corresponde ao tempo em anos, para o qual o pavimento será projetado e nesse tempo, será calculado o efeito acumulativo das passagens dos eixos dos veículos que influenciam diretamente na vida útil da estrutura. O máximo valor de vida útil possível no programa é de 20 anos.

Em **OPÇÕES DE TRÁFEGO**, temos os seguintes parâmetros: condições de tráfego, % de veículos na faixa de projeto, alinhamento de projeto e variação lateral do tráfego.

As condições de tráfego que o programa considera são: Normal e Severa. A condição normal corresponde a vias com trânsito bom e veículos que trafegam na velocidade da via. A condição severa diz respeito aos pavimentos de intersecções, terceira faixa, trânsito lento e corredores.

O percentual de veículos na faixa de projeto é considerado como padrão de 100%. Está relacionado às pistas com mais de uma faixa de rolamento e pode ser alterado livremente.

O alinhamento de projeto corresponde à distância do ponto onde se deseja analisar a estrutura do pavimento ao eixo de todos os carregamentos no plano horizontal. Geralmente, considera-se a própria origem ($x = 0$) ou metade das distâncias entre as rodas, ou seja, os pontos de aplicação dos carregamentos (FRANCO, 2007).

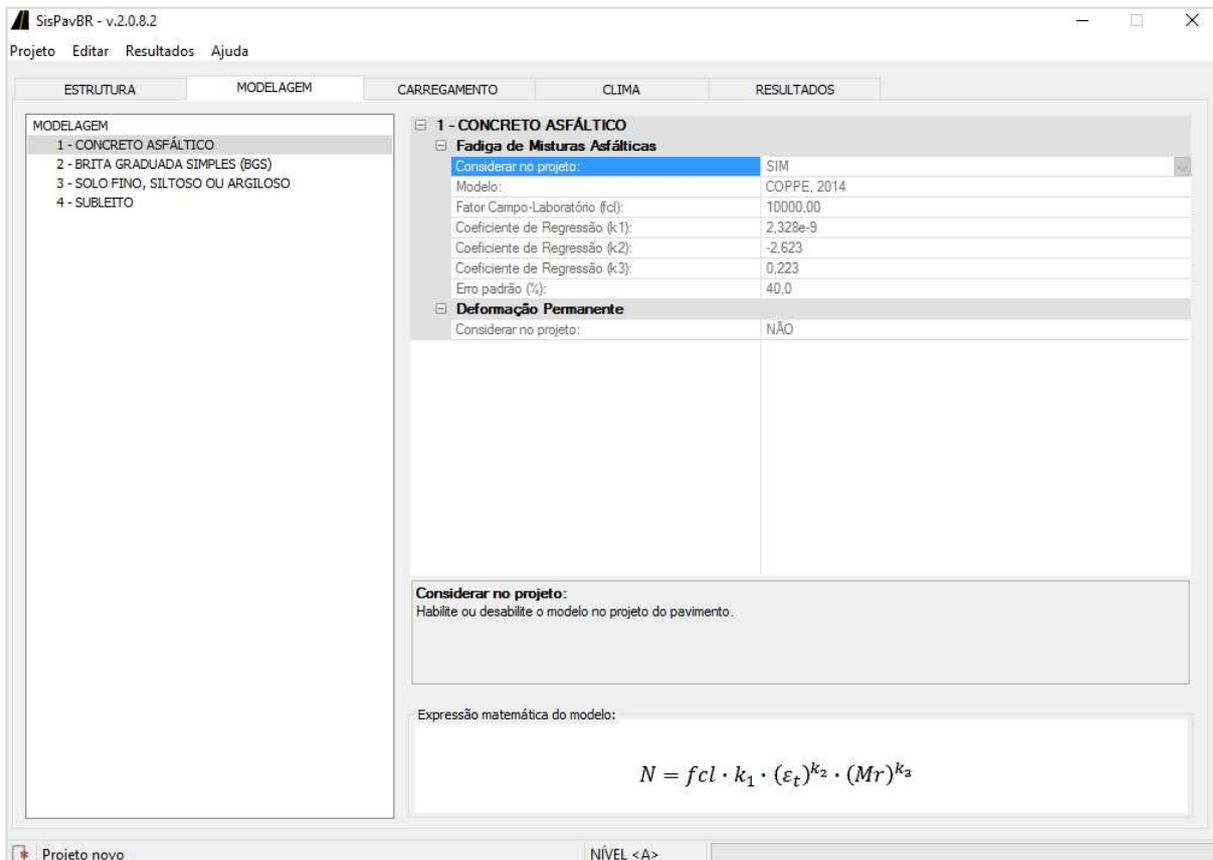
A variação lateral do tráfego, dada em cm, é uma opção que está diretamente relacionada à aba [**Carregamento**]. Quando o eixo padrão rodoviário é selecionado, a variação lateral é anulada pelo sistema. Caso contrário, se quisermos adotar outras configurações de eixos disponíveis no programa, o valor padrão de 30 cm fica habilitado, podendo ser alterado.

Em **CONTROLE DE CAMPO**, temos: raio da placa do carregamento do FWD (falling weight deflectometer), carga de impacto e os pontos de leitura de deflexão no pavimento.

Nessa opção, temos os dados relativos às medidas de deflexão no pavimento. Para o cálculo das bacias de campo são usados a viga Benkelman e o FWD, ambos equipamentos usados em ensaios não-destrutivos de pavimentos.

Ao clicarmos em qualquer uma das camadas que compõem o pavimento, a janela irá mostrar os valores referentes aos modelos de desempenho do material em questão. Como exemplo, temos aqui a janela de valores referentes à camada 1 (figura 7.13):

Figura 7.13: Opções de modelagem para a camada 1 da estrutura padrão.



Fonte: Autor (2016)

Observando a figura 7.13, temos que o programa considera para a camada de revestimento a fadiga das misturas asfálticas e desconsidera as deformações permanentes para esta camada. Lembrando que a fadiga corresponde à perda de resistência do material com a aplicação repetida de cargas. Já as deformações

permanentes, estão relacionadas aos afundamentos de trilha de roda e irregularidades na superfície.

Os coeficientes de regressão estarão presentes em todas as camadas, mudando apenas seus valores, já estipulados pelo programa. A determinação dos parâmetros de regressão é realizada por meio de resultados de ensaios repetitivos de aplicação de carga em laboratório e dessa maneira, se reúnem resultados consistentes para a obtenção dos modelos de desempenho. Como mostrado na figura 7.13, o modelo adotado para a análise da camada 1 é o da COPPE, 2014.

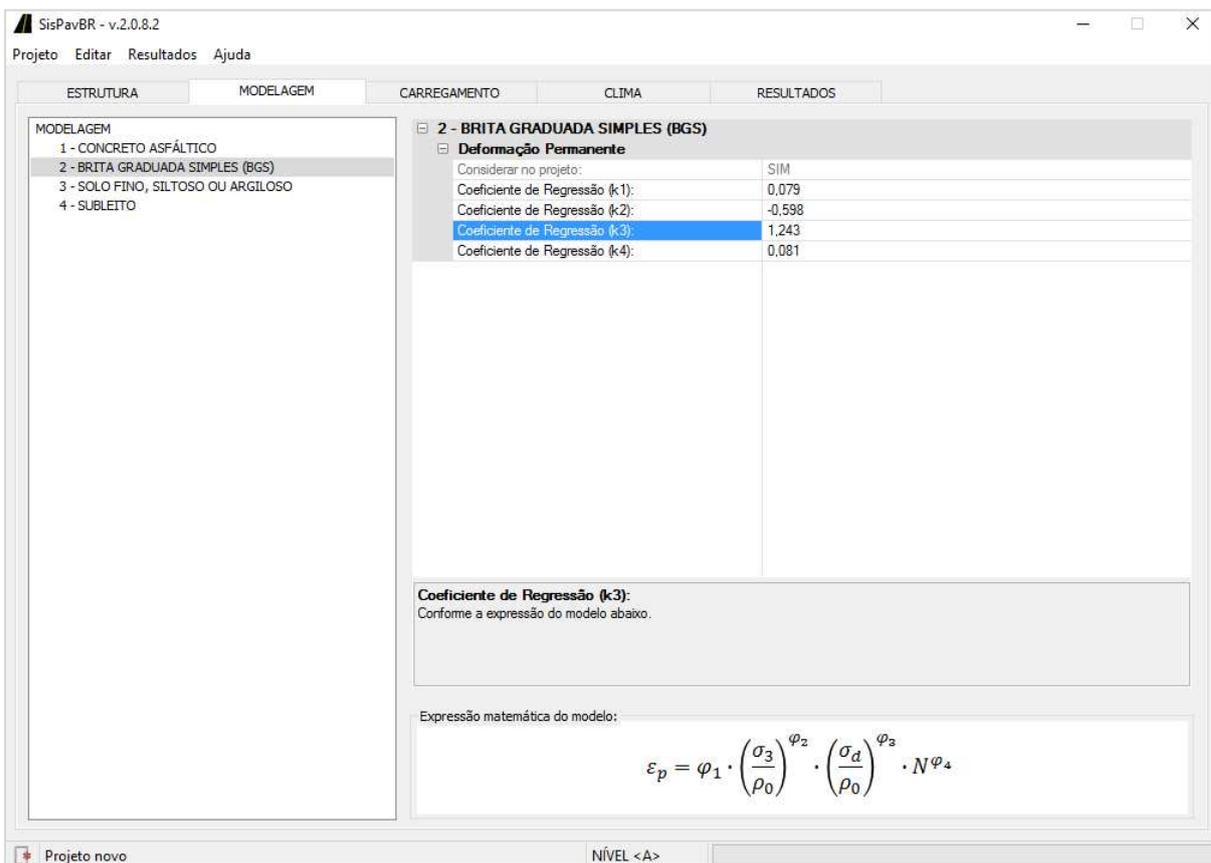
O programa exibe, além dessas informações, a expressão matemática do modelo. Na figura 7.13, temos o cálculo do número de aplicações de carga até a ruptura do pavimento dependente de fatores como o módulo de resiliência do material, da deformação de tração e do fator campo-laboratório. Este fator campo-laboratório é considerado como sendo 10^4 , valor padrão do programa que corresponde a uma área trincada por fadiga de 20% (PINTO, 1991 *apud* FRANCO, 2007).

Todas as manifestações de dano consideradas pelo programa são relativas à ruptura estrutural do pavimento. Os critérios de ruptura utilizados pelo programa são: tensão limite no topo do subleito; a deformação permanente; a deflexão na superfície do pavimento; e o dano de fadiga.

Para os casos em que temos camadas com materiais estabilizados, como o solo-cal, o solo-cimento, brita graduada com cimento (BGTC) e concreto compactado a rolo, a deformação permanente não é considerada, uma vez que FRANCO (2007) considera essas camadas como não plásticas.

Em seguida, temos a representação da camada 2 com seus dados de modelagem (figura 7.14).

Figura 7.14: Opções de modelagem para a camada 2 da estrutura padrão.



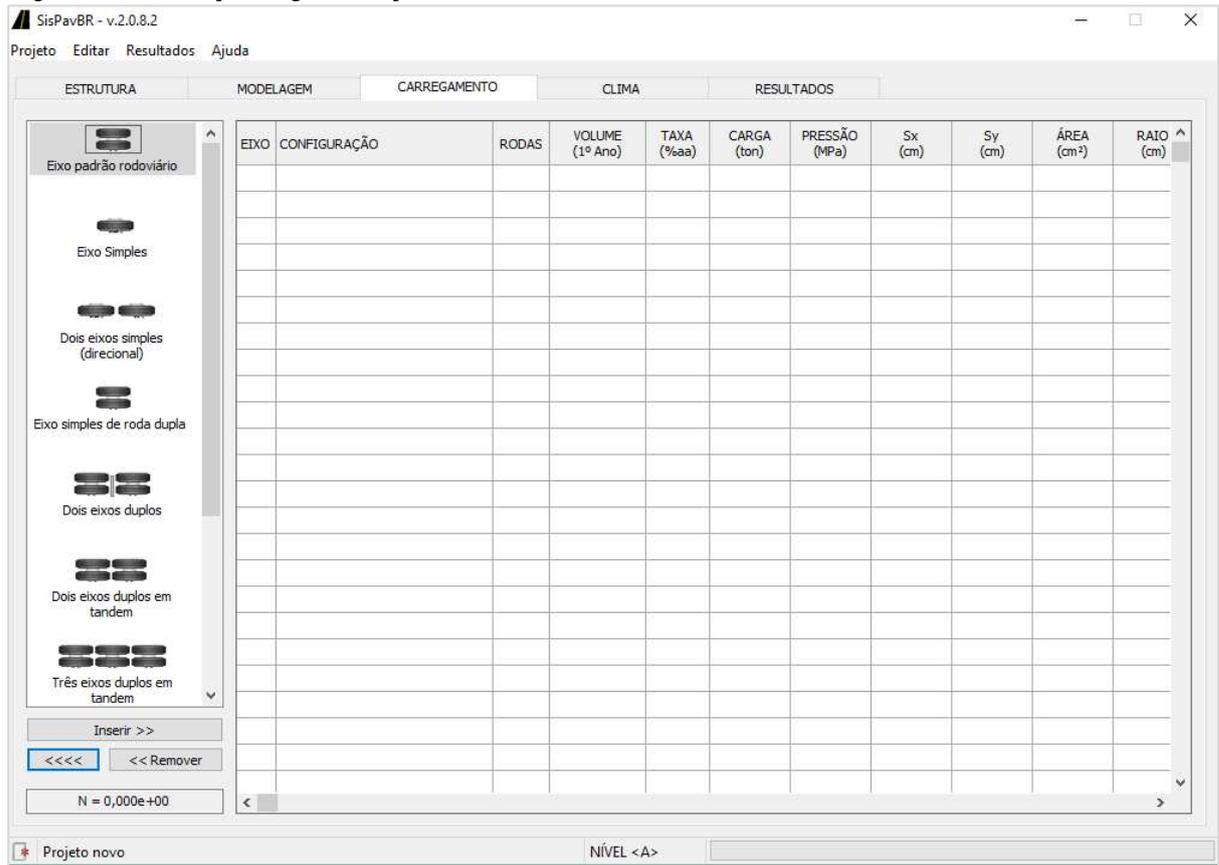
Fonte: Autor (2016)

7.2.4. Aba [Carregamento]

Na tela [Carregamento], o projetista pode inserir individualmente as informações de cada eixo previsto no tráfego de projeto para a seção do pavimento a ser dimensionada. Vale destacar que, na versão original do SisPav (2007) não era considerado o eixo padrão, ou seja, o programa apenas avaliava cada configuração de eixo. Entretanto, na versão utilizada neste trabalho, já constatamos a inclusão do eixo padrão rodoviário como opção de carregamento.

No lado esquerdo da tela, temos as configurações de eixos disponíveis para inserção no projeto (figura 7.15). Para inseri-los na tabela, basta selecionar o eixo desejado e então clicar no botão [Inserir]. Para remover um eixo da tabela, basta selecionar a linha e clicar em [Remover]. No caso de termos mais de um eixo inserido, podemos excluir todos de uma só vez, deixando assim a tabela completamente limpa, clicando no botão [<<<<], ao lado do botão [Remover].

Figura 7.15: Aba [Carregamento].



Fonte: Autor (2016)

As configurações de eixos pré-estabelecidos pelo programa são baseadas na resolução 210 do CONTRAN (2006a), informando ainda os limites de peso bruto por eixo do veículo, mostrados na tabela 7.1. Temos, segundo a resolução 104 do CONTRAN, uma tolerância de 7,5 % no peso por eixo.

Observamos na tabela, a presença de duas configurações diferentes em relação aos eixos simples, duplos e tandem já conhecidos. Correspondem a eixos com um tipo de pneu chamado *super-single*, pneus extralargos que substituem os pneus duplos para uso em reboques e semirreboques. Seus limites de peso admitidos pela resolução 62 do CONTRAN são 17 t para tandem duplo e 25,5 t para tandem triplo (FRANCO, 2007).

Tabela 7.1: Configurações dos eixos do programa SisPavBR.

Configuração do semi-eixo	Descrição do eixo	Limite do PB (kg)	Limite com tolerância (kg)
1 	<i>Eixos simples isolado</i>	6.000	6.450
2 	<i>Dois eixos simples (direcional)</i>	12.000	12.900
3 	<i>Eixo simples de quatro rodas</i>	10.000	10.750
4 	<i>Dois eixos de quatro rodas</i>	15.000	16.125
5 	<i>Dois eixos de quatro rodas (em tandem)</i>	17.000	18.275
6 	<i>Três eixos de quatro rodas (em tandem)</i>	25.500	27.413
7 	<i>Conjunto de dois eixos (especial)</i>	13.500	14.513
8 	<i>Dois eixos simples (pneus extralargos)</i>	17.000	18.275
9 	<i>Três eixos simples (pneus extralargos)</i>	25.500	27.413

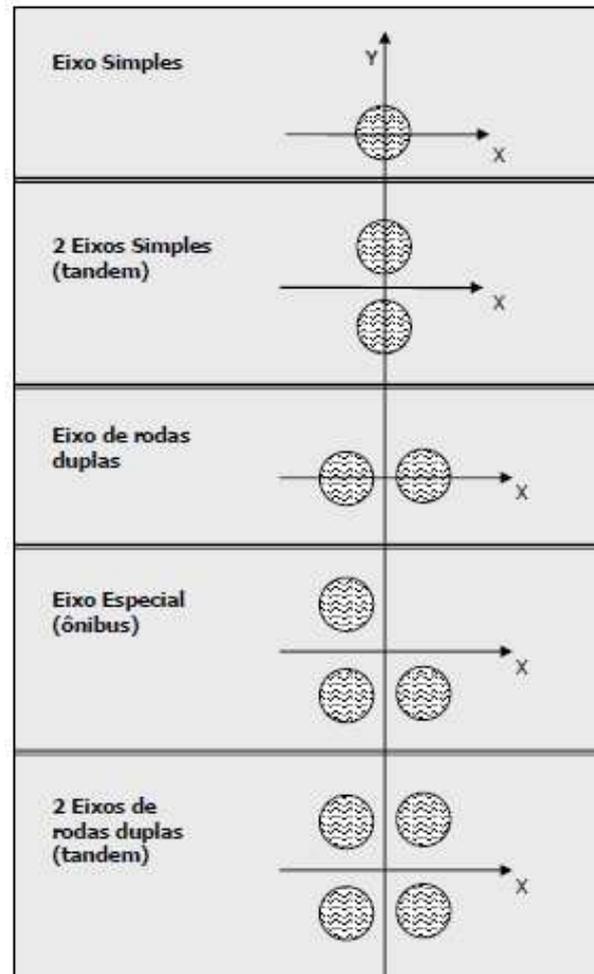
Fonte: CONTRAN 1998, 2006 *apud* Franco (2007)

Como citado anteriormente, a versão utilizada neste trabalho possui também o eixo padrão rodoviário para compor o carregamento do projeto. O programa permite escolher ou o eixo padrão rodoviário ou as configurações individuais para compor o carregamento. Uma vez escolhida a composição desejada, o programa calcula automaticamente o número N equivalente de repetições do eixo padrão. O cálculo é influenciado pelas mesmas variáveis já citadas no método do DNIT (2006). É permitido alimentar a tabela com até 200 configurações de eixos dentre os pré-estabelecidos pelo programa.

O programa apresenta para cada configuração de eixo, informações como: o número de rodas, o volume de tráfego no ano inicial de projeto, a taxa anual, a carga, a pressão de contato, as distâncias entre os eixos (S_y) e as rodas (S_x), a área de contato e o raio de atuação da carga (figura 7.15).

Além disso, o programa considera como sistema de coordenadas para a análise dos efeitos do tráfego, a seguinte configuração, coincidindo o eixo principal de dimensionamento com o eixo de simetria das áreas carregadas (figura 7.16):

Figura 7.16: Sistema de coordenadas utilizado no programa SisPavBR.



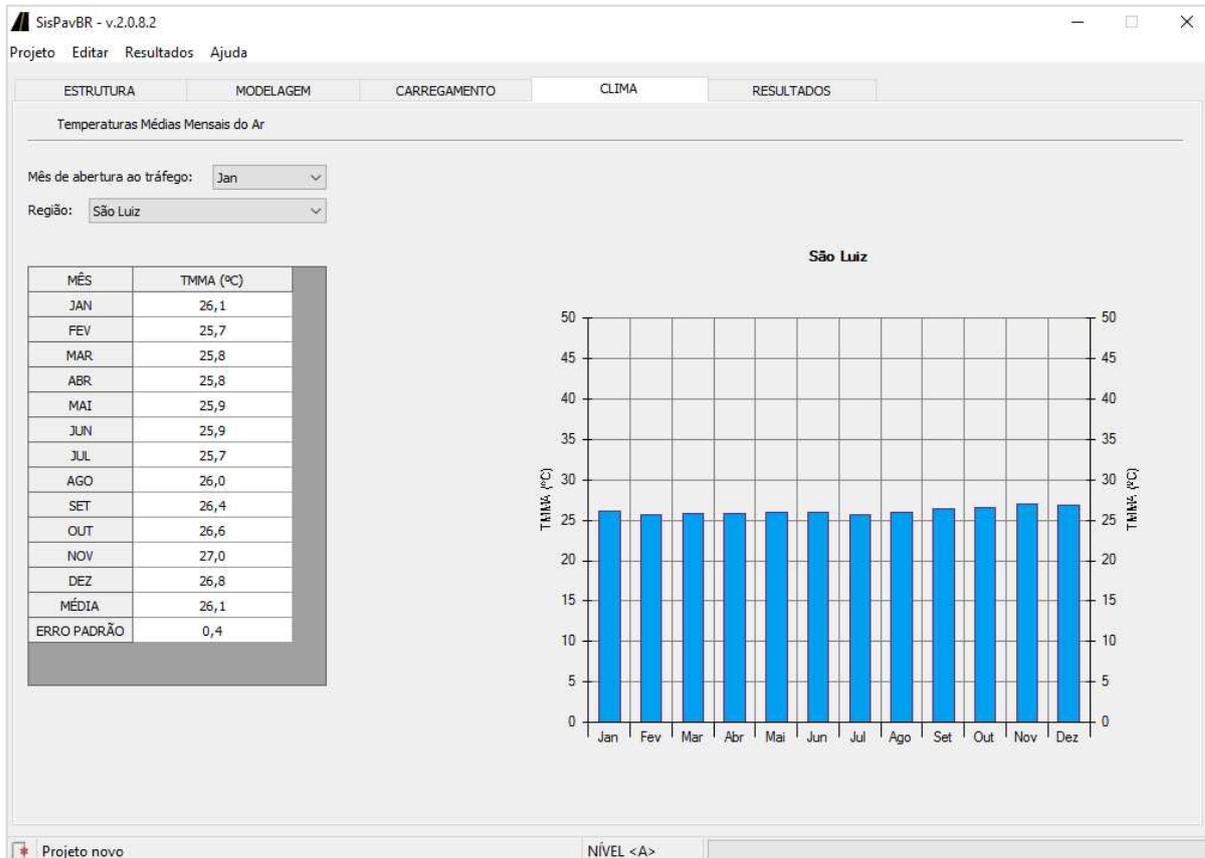
Fonte: Franco (2007)

7.2.5. Aba [Clima]

Nesta aba, o projetista define o local onde será construída a estrutura do pavimento. Ao ser selecionado o local, o programa nos mostra os dados de temperaturas médias mensais do ar numa tabela e num gráfico, como mostrados na figura 7.17. Também é calculado, automaticamente, a média das temperaturas de

acordo com a capital escolhida e o erro padrão. Além disso, pode ser definido o mês de abertura do tráfego.

Figura 7.17: Aba [Clima].



Fonte: Autor (2016)

Para a geração do gráfico e tabela, o SisPavBR conta com um banco de dados, que já vem abastecido com valores obtidos das Normais Climatológicas (BRASIL, 1992 *apud* FRANCO, 2007).

É importante destacar que FRANCO (2007) não levou em consideração a influência da variação de umidade na estrutura do pavimento. O motivo, segundo MEDINA E MOTTA (2005), é que a umidade de equilíbrio das camadas de subleito e da maioria das camadas de sub-base e base, pode ser considerada igual, no máximo, ao teor de umidade do ensaio de Proctor normal de compactação.

Uma constatação importante acerca dessa versão do SisPav, é a não consideração dos efeitos de temperatura no processo de dimensionamento das camadas do pavimento. Sabendo que a temperatura é o principal agente causador do envelhecimento nas misturas asfálticas, podemos concluir que este dano também não é analisado pelo programa. Como observamos na figura 7.5, temos um botão de

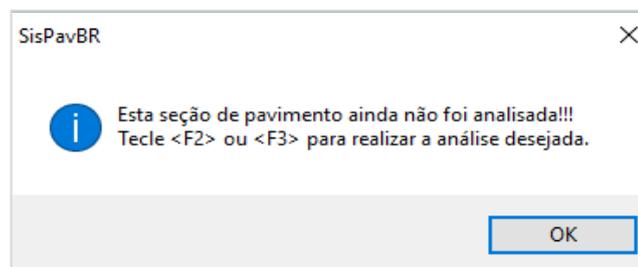
escolha dos níveis de detalhamento do dimensionamento, que por padrão, permanece no “Nível A”. Esta versão não permite alterar este nível, que, segundo FERREIRA (2013) é o responsável por desabilitar os efeitos de temperatura no processo de dimensionamento do programa.

7.2.6. Aba [Resultados]

A aba **[Resultados]** só pode ser acessada depois de preenchidos todos os requisitos para o dimensionamento pelo programa. Esses requisitos correspondem à composição do tráfego, aos ajustes de modelagem e, claro, à montagem das camadas da estrutura com seus respectivos materiais e propriedades.

O programa nos fornece duas opções de análise: o dimensionamento da estrutura, em que o programa encontra a espessura ótima da camada selecionada, como explicado no início do capítulo, atendendo aos requisitos de projeto; e a verificação da vida útil que a estrutura fornecida pelo projetista pode suportar. Essas análises podem ser solicitadas através do menu **[Resultados]** (figura 7.8) com as opções **[Dimensionar (F2)]** ou **[Vida de Projeto (F3)]**. Se tentarmos acessar a aba antes de passar pelas etapas iniciais de entrada de dados, o programa abrirá uma caixa de mensagem, como mostrado na figura (7.18).

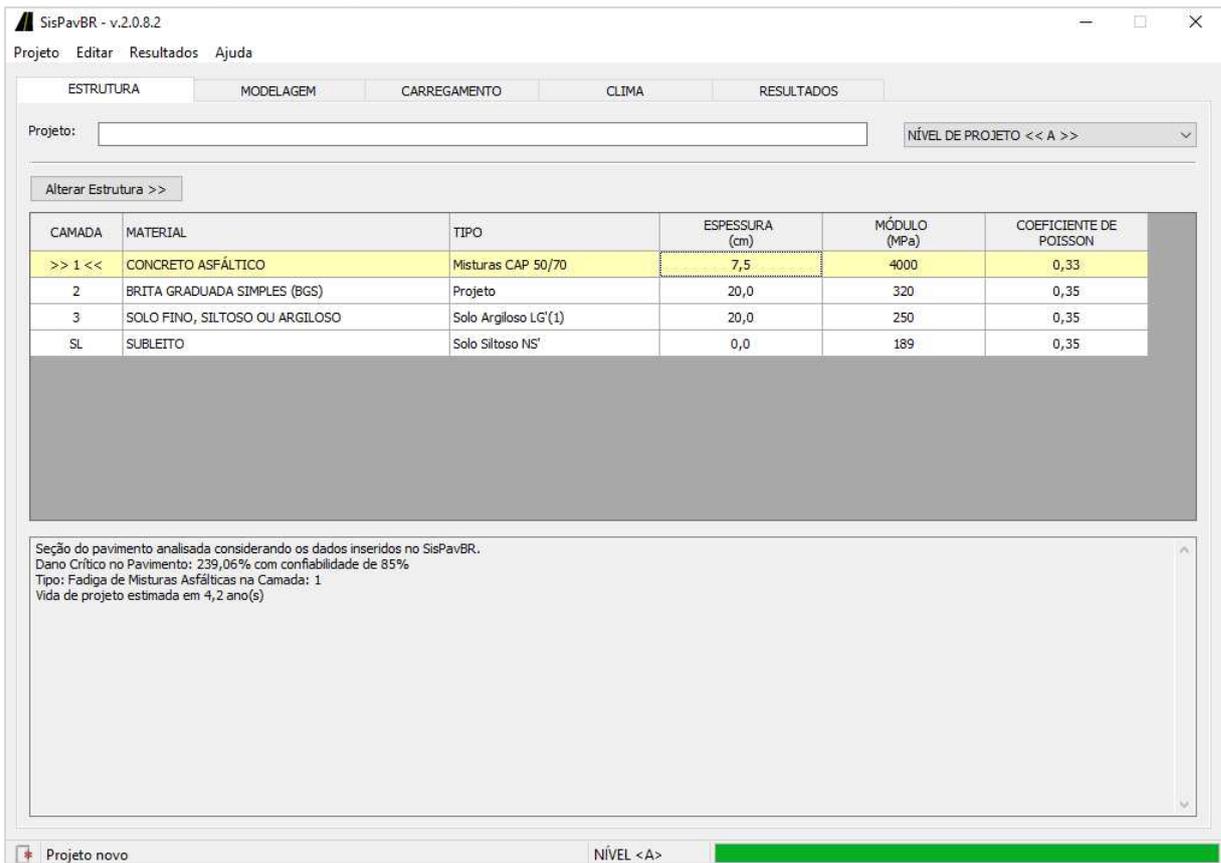
Figura 7.18: Caixa de Mensagem mostrada no acesso à aba [Resultados].



Fonte: Autor (2016)

Ao solicitar ao programa o dimensionamento ou a análise da vida útil do pavimento, automaticamente a tela apresenta uma mensagem com informações finais dos cálculos.

Figura 7.19: Tela [Estruturas] com informações finais de análise de Vida de Projeto.



Fonte: Autor (2016)

No caso de selecionarmos a análise da Vida de Projeto, teremos 4 mensagens: a primeira linha informa que o programa analisou a estrutura de acordo com os dados inseridos nas abas. A segunda linha informa o valor do dano crítico ocorrido no pavimento e o nível de confiabilidade realizada na análise. A terceira linha informa o dano mais severo entre os analisados na estrutura e em qual camada ele atuou. E a última mensagem se refere à vida estimada pelo programa, em anos. Nessa opção, as informações da estrutura não são alteradas.

Se a opção escolhida for o dimensionamento da camada selecionada, então o programa mostrará na tela as mesmas mensagens citadas acima, incluindo o Flow Number das misturas asfálticas. No caso do dimensionamento, notamos que a camada selecionada tem sua espessura alterada, convergindo para um valor ótimo, de acordo com as iterações realizadas pelo programa. No exemplo, a camada 1 foi selecionada, tendo seu valor alterado de 7,5 cm para 12,6 cm, como mostrado na figura 7.20.

Figura 7.20: Tela [Estruturas] com informações finais de Dimensionamento.

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	Misturas CAP 50/70	12,6	4000	0,33
2	BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS)	Projeto	20,0	320	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Argiloso LG'(1)	20,0	250	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS'	0,0	189	0,35

Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos no SisPavBR.
 Dano Crítico no Pavimento: 101,41% com confiabilidade de 85%
 Tipo: Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 1
 Vida de projeto estimada em 9,9 ano(s)
 Flow Number das misturas asfálticas > 300 ciclos

Fonte: Autor (2016)

No processo de dimensionamento, o programa pode não convergir para uma espessura ótima que atenda às exigências do projeto. Isso ocorre quando as espessuras tendem a ficar fora do intervalo previsto de 5 cm (mínima) e 20 cm (máxima) para o revestimento e 10 cm (mínima) e 60 cm (máxima) para as demais camadas. Quando o programa atingir o limite inferior da espessura significa que a estrutura suporta as condições do carregamento e do clima impostos. Se atingir o limite superior, então a estrutura não atende as exigências do projeto. Nesse caso, a estrutura deve ser revista e alterada para se encaixar nos critérios de dimensionamento.

Feito esses processos, podemos acessar a aba **[Resultados]** e verificar os resultados das análises dos danos no pavimento por eixo. Como já citado, são verificados a fadiga da mistura asfáltica, a tensão admissível no topo do subleito, as deformações permanentes e as bacias de deflexão. Todos esses danos são acumulados e mostrados em formato de tabela (figura 7.21). Essa tela pode acessada também através do menu **[Resultados]** na opção **[Gráficos e Planilhas (Ctrl+G)]**.

Figura 7.21: Tela [Resultados] com os danos acumulados por camada.

Mês/Dano	Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 1	Tensão Admissível no Topo do Subleito
Mês 120	101,409	9,384

Fonte: Autor (2016)

Finalizada a análise, o programa nos permite gerar um relatório detalhado com todas as informações pertinentes do dimensionamento. Entretanto, o programa só libera o relatório depois de salvo o projeto que foi dimensionado. Feito esse procedimento, podemos gerar o relatório no menu **[Resultados]** na opção **[Relatórios (Ctrl+R)]**. Esse relatório, geralmente, é aberto diretamente no navegador padrão do computador e contém informações como: estrutura do pavimento detalhada, dados da modelagem e quais os danos constatados em cada camada, os fatores climáticos, os dados do tráfego considerado no projeto e o controle de campo. É mostrado no APÊNDICE A um modelo gerado com base nas informações da estrutura padrão do programa.

É importante destacar que, qualquer alteração dos dados, feita após o dimensionamento ou análise da vida de projeto, cancela a análise anterior e impede a visualização dos resultados. Daí a importância de salvar o projeto antes de qualquer alteração no mesmo.

8 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS PELO MÉTODO DO DNIT E PROGRAMA SisPavBR

8.1. Método DNIT

Nesta etapa do trabalho, iremos comparar os métodos descritos nos capítulos anteriores, iniciando pelo método do DNIT. Foram feitas diversas simulações a fim de constatar as principais características que o dimensionamento empírico traz em sua essência.

Dimensionamos 4 estruturas para 4 valores de número N, totalizando assim 16 estruturas dimensionadas. Os valores de número N foram: 10^6 , 10^7 , $5 \cdot 10^7$ e $5 \cdot 10^8$. Variamos também, os valores de CBR das três camadas necessárias para o dimensionamento, como visto no capítulo 5. Para a camada de Sub-base foi mantido o valor de CBR=20%, já que o método do DNIT estabelece esse valor para o dimensionamento. O CBR do Reforço do Subleito tem valores resultantes de incremento de 5% sobre o valor do CBR do Subleito, variando assim de 8% a 17%. Por fim, no Subleito variamos os valores com incremento de 3%, logo, os valores são: 3%, 6%, 9% e 12%.

Os resultados das simulações feitas nas planilhas eletrônicas do Excel são mostrados a seguir:

Tabela 8.1 - Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=10^6$.

N = 1E6					
CBR (SL)	Espessuras (cm)				TOTAL
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço do SL	
3	5	15,00	21,00	28,00	69
6	5	15,00	15,00	13,00	48
9	5	15,00	15,00	0,00	35
12	5	15,00	0,00	10,00	30

Fonte: Autor (2016)

Tabela 8.2 - Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=10^7$.

N = 1E7					
CBR (SL)	Espessuras (cm)				
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço do SL	TOTAL
3	7,5	15,00	20,00	35,00	77,5
6	7,5	15,00	15,00	12,00	49,5
9	7,5	15,00	15,00	0,00	37,5
12	7,5	15,00	0,00	10,00	32,5

Fonte: Autor (2016)

Tabela 8.3 - Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=5 \cdot 10^7$.

N = 5E7					
CBR (SL)	Espessuras (cm)				
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço do SL	TOTAL
3	10	15,00	20,00	38,00	83
6	10	15,00	15,00	15,00	55
9	10	15,00	15,00	0,00	40
12	10	15,00	0,00	10,00	35

Fonte: Autor (2016)

Tabela 8.4 - Dimensionamento pelo método do DNIT, $N=5 \cdot 10^8$.

N = 5E8					
CBR (SL)	Espessuras (cm)				
	Revestimento	Base	Sub-base	Reforço do SL	TOTAL
3	12,5	15,00	20,00	42,00	89,5
6	12,5	15,00	15,00	15,00	57,5
9	12,5	15,00	15,00	0,00	42,5
12	12,5	15,00	0,00	10,00	37,5

Fonte: Autor (2016)

Os resultados foram obtidos segundo os seguintes parâmetros:

- Foi adotado revestimento de CBUQ para todas as estruturas com coeficiente estrutural igual a 2 (K_r).
- As camadas de base, sub-base e reforço do subleito são constituídas de material granular, sendo o coeficiente delas igual a 1 (K_b , K_{sb} , K_{ref}).
- Consideramos a espessura mínima de 15 cm para as camadas de base e sub-base e de 10 cm para o reforço do subleito.

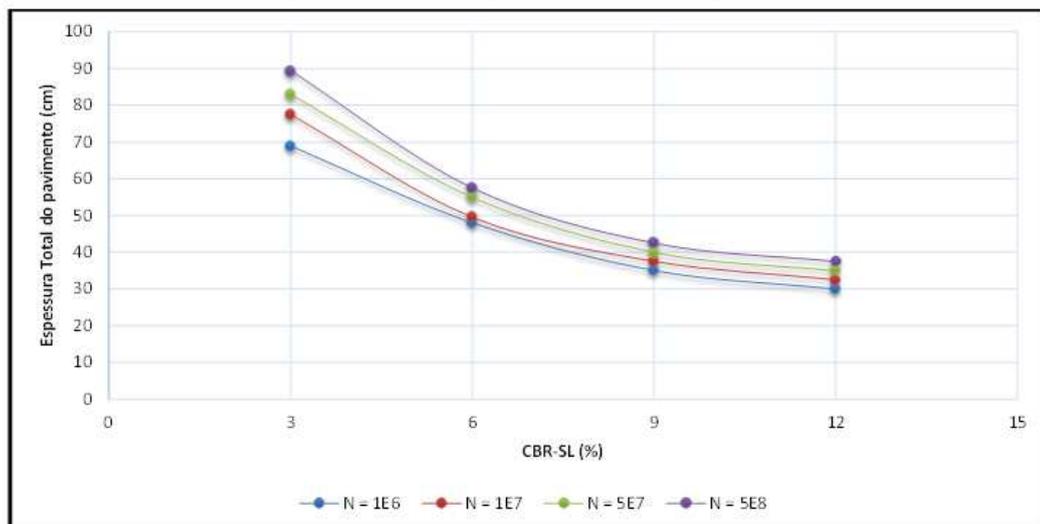
- Os valores de CBR que não estão definidos no ábaco de dimensionamento do DNIT foram aplicados na equação mostrada na figura 5.5.
- As espessuras de revestimento foram adotadas baseando-se no Método do DNIT (2006), de acordo com o número N de cada estrutura (tabela 5.13).

Diante dos resultados obtidos, podemos elencar as principais conclusões:

- 1) O método conduz a estruturas com grandes espessuras de materiais granulares, que são muito deformáveis;
- 2) Quanto mais baixo o valor do CBR das camadas, maior o valor das espessuras do pavimento a fim de proteger as camadas inferiores;
- 3) A espessura do revestimento depende apenas do número equivalente N, não tendo influência sobre este valor, o tipo de material utilizado nessa camada;
- 4) Tomando como base o item 3, observamos que enquanto a camada de revestimento aumenta com o número N, as camadas granulares de base e sub-base se mantêm quase constantes. Em termos de valores, aumentamos a espessura da camada que possui o maior custo para execução (ligante asfáltico+agregados), principalmente na nossa região, o que é uma desvantagem do método.

Além das considerações acima, elaboramos o gráfico 8.1, mostrado abaixo:

Gráfico 8.1: CBR_{SL} x Espessura total do pavimento em relação a vários valores de N.



Fonte: Autor (2016)

Podemos destacar em relação ao gráfico, a influência do tráfego no método do DNIT. Quanto maior o valor de N, a estrutura passa a ter uma espessura total com pequena variação a partir de determinado valor de CBR do subleito, nesse caso, a partir de CBR=9%.

8.2. Análise dos resultados no SisPavBR

Os valores obtidos nos dimensionamentos realizados anteriormente, serão neste tópico, avaliados por meio do SisPavBR v2.0.8.2.

No capítulo 7, detalhamos as principais funções do programa, que são: análise da vida de projeto da estrutura e dimensionamento da estrutura, compatibilizando os valores de resiliência dos materiais pelo método mecanístico-empírico.

A primeira análise foi da vida de projeto das estruturas dimensionadas pelo método do DNIT. Alimentamos o programa com as espessuras obtidas no dimensionamento e adequamos os materiais das camadas com seus valores de Módulo de Resiliência e Coeficiente de Poisson. Como temos 16 estruturas dimensionadas, nesta etapa escolhemos duas estruturas para cada valor de N para análise no SisPavBR. Foram escolhidas as estruturas de CBR igual a 3% e 12%, totalizando 8 estruturas analisadas no programa (tabela 8.5).

Tabela 8.5 - Resultados de Vida de Projeto obtidos no SisPavBR.

SisPavBR - Vida de Projeto							
Módulo de Resiliência (MPa)		Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	Vida de Projeto calculada (anos)	Dano Crítico (%)
N	CBR (%)	Espessuras (cm)			Total		
1E6	3	5	15	49	69	0,8	1288,93
	12	5	15	10	30	0,6	1633,47
1E7	3	7,5	15	55	77,5	VPB	9342,86
	12	7,5	15	10	32,5	VPB	11508,86
5E7	3	10	15	58	83	VPB	24591,99
	12	10	15	10	35	VPB	29112,22
5E8	3	12,5	15	62	89,5	VPB	139723,35
	12	12,5	15	10	37,5	VPB	160185,19

VPB - Vida de Projeto provavelmente muito baixa

Fonte: Autor (2016)

Os parâmetros adotados na análise foram os seguintes:

- O período de projeto foi de 10 anos com confiabilidade de 85% (padrão do programa);
- O tráfego foi o mesmo do dimensionamento do DNIT, considerando o eixo padrão de 8,2 t com variação nula do tráfego;
- A espessura da camada de sub-base alimentada no SisPav corresponde à soma das espessuras da sub-base e reforço do subleito obtidas no dimensionamento empírico;
- Os módulos de resiliência foram escolhidos de acordo com a tabela 6.1. Já os coeficientes de Poisson foram os mesmos fornecidos pelo programa;
- Os materiais adotados para todas as estruturas foram: Concreto Asfáltico, Brita Graduada Simples e Material Granular.

Diante dos resultados na tabela 8.5, constatamos que nenhuma das simulações feitas no programa atendeu à vida mínima de projeto de 10 anos. Apenas as estruturas com $N = 10^6$ apresentaram um valor definido de vida de projeto de 0,8 e 0,6 anos para os valores de CBR de 3% e 12%, respectivamente. Quanto às outras estruturas, o programa definiu a vida de projeto como sendo provavelmente muito baixa (VPB). Ou seja, todas as estruturas dimensionadas pelo método empírico apresentaram vida útil insatisfatória diante dos parâmetros escolhidos.

Além disso, são mostrados na última coluna, os valores de danos críticos acumulados no pavimento. Como consideramos um período de projeto de 10 anos, teremos na aba [Resultados] os danos totais mostrados para o mês 120. Em todas as estruturas, o dano crítico ocorreu na camada 1, revestimento asfáltico, o que se deve ao alto valor de MR em relação às demais camadas.

A análise seguinte será em relação ao dimensionamento da estrutura no SisPav. Consideramos as 4 faixas de tráfego já introduzidas no método empírico e diante de várias tentativas, chegamos a uma estrutura adequada para as condições alimentadas. Fixamos os valores de módulo de Resiliência das camadas, sendo: Revestimento (5000 MPa), *Binder* (4000 MPa), Base e Sub-base (7000 MPa para BGTC e 300 MPa para BGS). Os resultados são mostrados na tabela 8.6 a seguir:

Tabela 8.6 - Resultados de Dimensionamento obtidos no SisPavBR.

SisPavBR - Dimensionamento								
MR	Revestimento	Binder	Base	Sub-base	Subleito	Espessura Total (cm)	Vida de Projeto calculada (anos)	Dano Crítico (%)
	5000	4000	7000	300	200			
N	Espessuras (cm)							
1E6	5	-	20,9	10	0	35,9	10,1	98,73
1E7	7,5	-	28	5	0	40,5	9,9	100,6
5E7	10	37,4	5	-	0	52,4	10	99,89
5E8	14	59,6	7	10	0	90,6	9,9	101,22

Fonte: Autor (2016)

A primeira estrutura foi dimensionada fixando os valores de 5 cm para revestimento e 10 cm para sub-base. Foi calculada a espessura necessária de base para uma vida de projeto de 10 anos, sendo 20,9 cm o valor retornado pelo programa para 20 tentativas, como já explicado no capítulo 7. Em comparação com as estruturas dimensionadas pelo método DNIT, a base alcançou 5,9 cm a mais que as bases do dimensionamento empírico que teve 15 cm para um CBR de 3% e 12%. A sub-base ficou 39 cm menor em relação ao método empírico com CBR de 3%. Nessa estrutura, alcançamos uma vida de projeto estimada em 10,1 anos, que se mostra dentro do esperado no dimensionamento.

Na segunda estrutura, a camada dimensionada também foi a base. Manteve-se os valores de 7,5 cm para o revestimento e 5 cm para a sub-base. Obtivemos uma base de 28 cm que está acima dos valores das estruturas resultantes do método DNIT em 13 cm. Entretanto, obtemos uma sub-base até 90% menor comparada ao método empírico (diferença de 50 cm para CBR de 3%). A vida de projeto atingida foi de 9,9 anos.

Para a terceira e quarta estruturas, foram avaliadas várias espessuras até se chegar na melhor configuração aceita pelo programa. A terceira estrutura não precisou de camada de sub-base para ser aceita pelo SisPav, mas foi adicionada a camada de *binder*. Já na quarta estrutura, conseguimos uma configuração com todas as camadas inseridas, inclusive o *binder*. Para estas estruturas, dimensionamos a camada de *binder*. Na terceira estrutura, obtivemos uma base 10 cm abaixo do valor no método empírico e na quarta estrutura, ficamos com 8 cm a menos de base. Notamos que para os valores de N igual a $5 \cdot 10^7$ e $5 \cdot 10^8$ obtivemos valores muito altos de revestimento somado à camada de *binder*, o que torna a estrutura inviável economicamente.

8.2.1. Análise dos projetos de Pavimentação da “Estrada do Abacaxi” em Turiaçu - MA, Interseção da Forquilha em São Luís - MA e BR 163 no Estado do Paraná

Resolvemos neste trabalho, além de simular estruturas para o dimensionamento, trabalhar com estruturas de pavimentos reais projetadas por órgãos públicos. Temos três casos aqui: a “Estrada do Abacaxi” no trecho Turiaçu/Povoado Porto Santo localizada no Estado do Maranhão; a Interseção da Forquilha, bairro localizado em São Luís – MA; e a Duplicação da Rodovia BR 163 no Estado do Paraná.

- **Projeto da “Estrada do Abacaxi”**

Esse projeto foi desenvolvido pelo Secretaria de Estado de Infraestrutura (SINFRA) a fim de melhorar a pavimentação na rodovia já citada. O método utilizado no dimensionamento do pavimento foi o Método do DNIT, descrito no capítulo 5.

As características do projeto são:

- Período de projeto de 10 anos;
- $CBR_{SL} \geq 6\%$;
- Uso do número N obtido nos estudos de tráfego, sendo usado o valor encontrado pela metodologia USACE: $N = 2,74 \cdot 10^5$;
- Foi definido para a camada de revestimento o material Areia Asfalto Usinada a Quente (AAUQ) com 3 cm de espessura.

Feito todo o dimensionamento pelo método do DNIT, a configuração da estrutura obtida foi a seguinte (figura 8.1):

Figura 8.1: Estrutura Estrada do Abacaxi – Método DNIT.

AAUQ – CAPA DE ROLAMENTO	Esp = 3,0cm
Base de Solo Laterítico CBR ≥ 60%	Esp = 18,0cm
Sub-base de Solo Laterítico CBR ≥ 20%	Esp = 25,0cm
Subleito	

Fonte: SINFRA (2014)

Diante dos dados acima, fizemos uma análise da Vida de Projeto dessa estrutura no SisPavBR, mostrada na figura 8.2, ressaltando que a espessura da camada de rolamento teve que ser de 5 cm pois é o mínimo aceitável pelo programa.

Figura 8.2: Análise da Vida de Projeto – Estrada do Abacaxi.

SisPavBR - v.2.0.8.2

Projeto Editar Resultados Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM CARREGAMENTO CLIMA RESULTADOS

Projeto: NÍVEL DE PROJETO << A >>

Alterar Estrutura >>

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	OUTROS MATERIAIS ASFÁLTICOS	Projeto	5,0	2000	0,30
2	SOLO LATERÍTICO	Projeto	18,0	300	0,35
3	SOLO LATERÍTICO	Projeto	25,0	300	0,35
SL	SUBLEITO	Projeto	0,0	200	0,35

Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos no SisPavBR.
 Dano Crítico no Pavimento: 15,78% com confiabilidade de 85%
 Tipo: Tensão Admissível no Topo do Subleito
 Vida de Projeto provavelmente elevada.

C:\Users\Thiago José\Desktop\Estrutura Estrada do Abacaxi.pvt NÍVEL <A>

Fonte: Autor (2016)

Segundo a análise do programa, a estrutura possui uma vida de projeto provavelmente elevada (VPE), o que torna viável tecnicamente a execução do mesmo. Entretanto, analisando os parâmetros usados no dimensionamento, nota-se que o valor do número N utilizado nos permite substituir o revestimento de areia asfalto por uma camada de tratamento superficial, o que diminuiria os custos na execução. O

dano crítico ocorrido no pavimento, segundo o SisPavBR, foi a tensão admissível no topo do subleito com 15,78 % de ocorrência para a vida de projeto.

- **Projeto da Interseção da Forquilha**

Esse projeto foi desenvolvido pela Secretaria Municipal de Urbanismo e Habitação (SEMURH) e visa o melhoramento do pavimento no trecho da Forquilha, região com grande ocorrência de deformação permanente e trincamento do revestimento.

Os parâmetros levados em consideração foram:

- Para o trecho da Avenida Jerônimo de Albuquerque – Guajajaras temos um $CBR_{SL} \geq 10\%$ e para a Estrada de Ribamar temos $CBR_{SL} \geq 11\%$;

- O número N definido foi levando em conta um tráfego muito pesado, logo temos: $N = 5.10^7$;

- Foi definido para a camada de revestimento o material Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) com 5 cm de espessura para a camada de rolamento e 7,5 cm para a camada de *binder*.

Foram calculadas duas estruturas para cada trecho considerado nos parâmetros acima, entretanto, a fim de facilitar a execução foram unificadas as estruturas, como mostra a figura 8.3:

Figura 8.3: Estrutura Interseção Forquilha – Método DNIT.

CBUQ – CAPA DE ROLAMENTO	Esp = 5,0cm
CBUQ – BINDER	Esp = 7,5cm
Base de Solo Laterítico CBR $\geq 60\%$	Esp = 20,0cm
Subleito	

Fonte: SEMURH (2010)

Para a análise mecanicista, a estrutura possui uma vida de projeto provavelmente muito baixa (VPB), ou seja, não atinge o mínimo de vida de projeto esperado. O dano crítico considerado no pavimento foi a fadiga das misturas asfálticas na camada 2 com 20604,67 % de ocorrência para a vida de projeto.

A análise da Vida de Projeto pelo SisPav é mostrada na figura 8.4 a seguir:

Figura 8.4: Análise da Vida de Projeto – Interseção Forquilha.

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	Projeto	5,0	5000	0,33
2	CONCRETO ASFÁLTICO	Projeto	7,5	4000	0,33
3	SOLO LATERÍTICO	Projeto	20,0	300	0,35
SL	SUBLEITO	Projeto	0,0	200	0,35

Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos no SisPavBR.
 Dano Crítico no Pavimento: 20604,67% com confiabilidade de 85%
 Tipo: Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 2
 Vida de Projeto provavelmente muito baixa.

Fonte: Autor (2016)

- **Projeto da BR-163/PR**

Esse projeto consistiu no dimensionamento da estrutura dos pavimentos para a duplicação da BR 163, além dos dispositivos de acesso e retorno, acostamentos e marginais da rodovia. Entretanto, vamos focar aqui apenas no dimensionamento realizado para o pavimento da duplicação. O responsável pelo projeto é o DNIT, representado pela Superintendência Regional do órgão no Estado do Paraná.

Os parâmetros seguidos no projeto foram:

- A camada de subleito possui CBR = 10%;
- A camada de reforço do subleito é composta de mistura estabilizada granulometricamente, com CBR \geq 15%;

- A camada de sub-base é composta de brita graduada tratada com cimento (BGTC) e a camada de base composta de brita graduada simples (BGS) com CBR \geq 80%;
- Foi definido para a camada de revestimento o material Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) com 12,5 cm de espessura;
- O número N definido foi: $N = 9,63 \cdot 10^7$;
- Vida de projeto: 10 anos.

Realizado o dimensionamento empírico, foi obtida uma estrutura com a seguinte configuração:

Figura 8.5: Estrutura de pavimento para duplicação BR 163.

Pavimento Tipo	Estrutura de Pavimento - Método Empírico		
DUPLICAÇÃO	REVESTIMENTO: CONCRETO BET. USINADO À QUENTE (CBUQ)	ESP. DE	12,5 cm
	BASE: BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS)	ESP. DE	12,0 cm
	SUB-BASE: BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO (BGTC)	ESP. DE	18,0 cm
	REFORÇO: MISTURA ESTABILIZADA GRANULOMETRICAMENTE	ESP. DE	15,0 cm

Fonte: DNIT/PR (2015)

Feita a análise mecanicista, o resultado é que a estrutura possui uma vida de projeto provavelmente muito baixa (VPB), ou seja, não atinge o mínimo de vida útil de 10 anos. O dano crítico considerado na estrutura foi a fadiga das misturas asfálticas na camada 1 com 26029,98 % de ocorrência para a vida de projeto. Ressalta-se que no projeto executivo dessa rodovia foi feita uma avaliação mecanicista utilizando o programa Elsym-5, a qual indicou que a estrutura necessitava de uma alteração para atender às tensões e deformações admissíveis. Diante disso, a sub-base foi alterada de 18 cm para 20 cm. Alterada a estrutura, realizamos uma nova análise no programa, que continuou indicando uma vida de projeto provavelmente muito baixa.

As análises realizadas no programa são mostradas nas figuras 8.6 e 8.7, a seguir:

Figura 8.6: Análise da Vida de Projeto para estrutura inicial – Duplicação da pista BR 163.

SisPavBR - v.2.0.8.2

Projeto Editar Resultados Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM CARREGAMENTO CLIMA RESULTADOS

Projeto: NÍVEL DE PROJETO << A >>

Alterar Estrutura >>

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	Projeto	12,5	3500	0,30
2	BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS)	Projeto	12,0	300	0,35
3	BRITA GRADUADA COM CIMENTO (BGTC)	Projeto	18,0	7500	0,25
4	SOLO CAL	Projeto	15,0	200	0,35
SL	SUBLEITO	Projeto	0,0	100	0,45

Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos no SisPavBR.
 Dano Crítico no Pavimento: 26029,98% com confiabilidade de 85%
 Tipo: Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 1
 Vida de Projeto provavelmente muito baixa.

S:\FACULDADE\UEMA\MONOGRAFIA\DIMENSIONAMENTO...\Estrutura BR163.pvt NÍVEL <A>

Fonte: Autor (2016)

Figura 8.7: Análise da Vida de Projeto para estrutura modificada – Duplicação da pista BR 163.

SisPavBR - v.2.0.8.2

Projeto Editar Resultados Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM CARREGAMENTO CLIMA RESULTADOS

Projeto: NÍVEL DE PROJETO << A >>

Alterar Estrutura >>

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	Projeto	12,5	3500	0,30
2	BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS)	Projeto	12,0	300	0,35
3	BRITA GRADUADA COM CIMENTO (BGTC)	Projeto	20	7500	0,25
4	SOLO CAL	Projeto	15,0	200	0,35
SL	SUBLEITO	Projeto	0,0	100	0,45

Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos no SisPavBR.
 Dano Crítico no Pavimento: 23359,85% com confiabilidade de 85%
 Tipo: Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 1
 Vida de Projeto provavelmente muito baixa.

S:\FACULDADE\UEMA\MONOGRAFIA\DIMENSIONAMENTO...\Estrutura BR163 altera NÍVEL <A>

Fonte: Autor (2016)

9 CONCLUSÃO

Neste trabalho, chegou-se a conclusões não apenas acerca das análises realizadas no capítulo anterior, mas também em relação à base teórica dos métodos apresentados nos primeiros capítulos.

A metodologia CBR se mostrou ser importante para o dimensionamento dos pavimentos até certa época, sendo o principal pilar de métodos, como o do USACE e do DNIT. Percebe-se, no entanto, que esta metodologia foi ultrapassada por outras que trazem na sua essência os avanços das pesquisas acerca do comportamento dos materiais e da previsão de danos.

Entretanto, o método do DNIT ainda hoje é baseado no ensaio CBR e, por isso, apresenta um forte empirismo em todos os coeficientes adotados por Murillo Lopes de Souza, que “traduziu” o método para o Brasil, mas não o adaptou para solos típicos brasileiros, como os solos lateríticos, por exemplo, que até antes da metodologia MCT eram considerados inadequados para a pavimentação.

Outro ponto a considerar em relação ao método empírico é a ausência de critérios que permitem analisar a estrutura em termos dos principais danos que esta sofre, como a fadiga e o afundamento de trilha de roda. O método se baseia apenas na capacidade de suporte do subleito através do ensaio de CBR que não possui nenhuma correlação com os principais parâmetros do método mecanicista, como o Módulo de Resiliência.

Nota-se que o método mecanístico-empírico representa de forma melhor as condições a que o pavimento estará sujeito no campo. Tem, portanto, vantagens sobre o método tradicional pois analisa efeitos, além dos danos no subleito, como o trincamento no revestimento asfáltico e as deformações permanentes. Porém, o método não consegue se desprender da parcela empírica, pois ainda não é possível modelar todos os fatores previstos na teoria de estruturas de várias camadas, sendo necessário o fator campo-laboratório.

Quanto ao programa SisPavBR, conclui-se que ele é um programa muito útil para a mudança que se pretende realizar na cultura de dimensionamento de pavimentos em nosso país. Apesar de ainda estar em fase de testes, pelo criador

Filipe Franco, ele traz todos os requisitos necessários para um dimensionamento mecânico. No entanto, ainda precisa ser melhorado quanto à implementação da influência do clima nos modelos de previsão de danos. Outro ponto observado, é que na versão utilizada não é possível alterar os valores de regressão e nem alternar entre outros modelos de previsão de danos, o que seria vantajoso, pois as pesquisas avançam a cada dia e novos modelos de previsão sempre estão surgindo.

Por fim, em relação às análises, conclui-se que grande parte dos pavimentos dimensionados pelo método DNIT e analisados no SisPavBR, apresentaram como dano crítico a fadiga do revestimento asfáltico. Além disso, nenhuma das estruturas montadas atendeu à vida de projeto esperada, o que mostra a fragilidade do método empírico.

Diante do exposto, sugere-se para futuras pesquisas a análise dos modelos dispostos na versão do SisPavBR para a previsão de danos com ensaios de laboratório e atualização dos coeficientes de regressão.

REFERÊNCIAS

- BAIMA, Glória Maria Nina. **Manual para normalização de trabalhos acadêmicos**. São Luís, 2011.
- BALBO, José Tadeu. **Uma interpretação geométrica e elástica dos coeficientes estruturais empregados em projetos de pavimentos asfálticos**. Artigo Científico. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – PTR. São Paulo, [20-?].
- BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. **Duplicação da Rodovia BR-163/PR de Toledo à Marechal Cândido Rondon**. Paraná, 2015.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes - DNIT. **Manual de Pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006.
- CERATTI, J. A. P.; NÚÑEZ, W. P. **Estudo de Desempenho de Pavimento Experimental com objetivo de validar método racional de dimensionamento de Pavimentos flexíveis**. 2011. 95f. Projeto de Pesquisa – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2011.
- COUTINHO, J. C. P. **Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico - Empírico aplicada a um trecho**. Dissertação (Mestrado) — UFOP, Ouro Preto, 2011.
- EUA. American Association of State Highway and Transportation Officials. **AASHTO® Guide for Design of Pavement Structures**. United States of America, 1993.
- FERREIRA, F. de A. **Análise do Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos utilizando o Programa SisPavBR**. Dissertação (Monografia) — UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.
- FRANCO, F. A. C. de P. **Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de pavimentos asfálticos - SisPav**. Tese (Doutorado) — COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, F. A. C. de P. **Programa SisPav: Sistema para Análise e Dimensionamento Mecânico – Empírico de Pavimentos Flexíveis**. Rio de Janeiro, 2007. Manual do Usuário.

INTERACTIVE, Pavement. **Pavement History**, set. 2008. Disponível em: <<http://www.pavementinteractive.org/article/pavement-history/>>. Acesso em: 07 de maio de 2016.

MARANHÃO. Secretaria de Estado de Infraestrutura – SINFRA. **Projeto Executivo de Engenharia para Execução de Obras de Melhoramentos e Pavimentação da Rodovia denominada “Estrada do Abacaxi”, Trecho: Turiaçú/Povoado Porto Santo, com uma extensão total de 42,40 km, localizada no Estado do Maranhão**. São Luís, 2014.

MARANHÃO. Secretaria Municipal de Urbanismo e Habitação – SEMURH. **Projeto Executivo de Engenharia para Melhoramentos Viários, Implantação de Viaduto e Túnel na Interseção da Forquilha, compreendendo as Avenidas Jerônimo de Albuquerque/Guajajaras e Estrada de São José de Ribamar (MA – 201), no Bairro da Forquilha nesta cidade**. São Luís, 2010.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. da. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. ISBN 978-85-7193-366-8.

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

NETO, Rogério Silveira Bezerra. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)**. Dissertação (Monografia) – EESC, São Carlos, 2004.

SOUZA, M. L. de. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. 3. ed. Rio de Janeiro, IPR, 1981.

VIANA, Diogo J. S. **Dimensionamento Mecânico de Pavimentos Flexíveis: Uma análise do efeito do uso de ligantes modificados nas espessuras e na vida útil da estrutura como alternativa na BR 135 MA**. Dissertação (Monografia) – UNICID, São Luís, 2016.

APÊNDICE A – Modelo de Relatório gerado pelo SisPavBR v2.0.8.2

19/05/2016	1.16ml					
Programa SisPavBR versão: 2.0.8.2 Projeto: Análise realizada em 16/06/2016 às 00:59:26						
Resumo do dimensionamento Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos no SisPavBR. Dano Crítico no Pavimento: 101,41% com confiabilidade de 85% Tipo: Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 1 Vida de projeto estimada em 9,9 ano(s) Flow Number das misturas asfálticas > 300 ciclos						
Estrutura do Pavimento Analisada						
Cam	Material	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Coef Poisson	Aderência	Propriedades
1	CONCRETO ASFÁLTICO Misturas CAP 50/70	12,6	Resiliente Linear MR = 4000	0,33	Não Aderido	Tipo de CAP = CAP 50/70 Faixa Granulométrica = Faixa B Teor de asfalto (%) = 6,00% Volume de vazios (%) = 5,0% Abrasão Los Angeles (%) = 40,0%
2	BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS) Projeto	20,0	Resiliente Linear MR = 320	0,35	Não Aderido	Material = Brita graduada simples de Chapecó - SC Abrasão Los Angeles (%) = 40,0 Faixa Granulométrica = Faixa C
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO Solo Argiloso LG'(1)	20,0	Resiliente Linear MR = 250	0,35	Não Aderido	Material = Argila de Ribeirão Preto - SP Grupo MCT = LG' MCT - Coeficiente c' = 1,81 MCT - Índice e' = 1,08
4	SUBLEITO Solo Siltoso NS'	0,0	Resiliente Linear MR = 189	0,35	.	Material = Solo siltoso Papucaia - RJ Grupo MCT = NS' MCT - Coeficiente c' = 1,00 MCT - Índice e' = 1,68
Modelagem do Pavimento						
CONCRETO ASFÁLTICO						
Modelo	Parâmetros					
Fadiga de Misturas Asfálticas	Considerar no projeto: SIM Modelo: COPPE, 2014 Fator Campo-Laboratório (fcl): 10000,00 Coeficiente de Regressão (k1): 2,328e+9 Coeficiente de Regressão (k2): -2,623 Coeficiente de Regressão (k3): 0,223 Erro padrão (%): 40,0					
BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS)						
Modelo	Parâmetros					
Deformação Permanente	Considerar no projeto: SIM Coeficiente de Regressão (k1): 0,079 Coeficiente de Regressão (k2): -0,598 Coeficiente de Regressão (k3): 1,243 Coeficiente de Regressão (k4): 0,081					
SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO						
Modelo	Parâmetros					
\\ts3\C:\Users\Thiago%20Jr\%C3%A9\Desktop\1.16ml						

19/08/2016

1.1km

Deformação Permanente	Considerar no projeto: SIM Coeficiente de Regressão (k1): 0,206 Coeficiente de Regressão (k2): -0,24 Coeficiente de Regressão (k3): 1,34 Coeficiente de Regressão (k4): 0,038
-----------------------	---

SUBLEITO

Modelo	Parâmetros
Tensão Admissível no Topo do Subleito	Considerar no projeto: SIM Modelo: GUIMARÃES (2014)
Deformação Permanente	Considerar no projeto: SIM Coeficiente de Regressão (k1): 0,244 Coeficiente de Regressão (k2): 0,419 Coeficiente de Regressão (k3): 1,309 Coeficiente de Regressão (k4): 0,069

Dados do Tráfego

Variação lateral do tráfego: 0 (eixo padrão selecionado) cm

% de veículos na faixa de tráfego: 100%

Alinhamento crítico: 0,0 cm

Condições do tráfego: Normal

Período de projeto (anos): 10

Número equivalente de eixos (DNET): $N = 3,285e+05$

Eixo	Tipo	Rodas	Volume (1º ano)	Taxa (%aa)	Peso (ton)	Pressão (MPa)	Sx (cm)	Sy (cm)
1	Eixo padrão rodoviário	4	30000	0,02	8,20	0,56	32,4	0,0

Fatores Climáticos Regionais

Região de implantação do pavimento: São Luiz

Mês de abertura ao tráfego: Jan

Temperatura Média Anual do Ar: 26,175 °C

Temperaturas Médias Mensais do Ar - TMMA (°C)

Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
26,1	25,7	25,8	25,8	25,9	25,9	25,7	26,0	26,4	26,6	27,0	26,8

Resumo dos danos no pavimento

Eixo	Fadiga de Misturas Asfálticas na Camada: 1	Tensão Admissível no Topo do Subleito
1	101,409	9,384
Total	101,409	9,384

Controle de Campo

Deflexões no topo da camada CONCRETO ASFÁLTICO - Misturas CAP 50/70 (0,01 mm)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 15 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	35	31	24	18	13	8	5	4	3
FWD Raio = 15,0 cm Carga = 4,00 ton	40	34	25	18	13	8	5	4	3

16/06/2016

L16m1

Deflexões no topo da camada BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS) - Projeto (0,01 mm)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 15 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	47	37	24	16	11	7	5	4	3
FWD Raio = 15,0 cm Carga = 4,00 ton	74	53	27	17	11	7	5	4	3

Deflexões no topo da camada SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO - Solo Argiloso LG'(1) (0,01 mm)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 15 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	47	35	22	14	10	7	5	4	3
FWD Raio = 15,0 cm Carga = 4,00 ton	80	54	25	15	10	7	5	4	3

Deflexões no topo da camada SUBLEITO - Solo Siltoso NS' (0,01 mm)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 15 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	40	28	18	13	10	7	5	4	3
FWD Raio = 15,0 cm Carga = 4,00 ton	79	50	20	13	10	7	5	4	3