RAPHAEL FERREIRA DAIBERT

Influência da Temperatura e Velocidade de Operação no Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de Corredores de Ônibus

São Paulo

2015

RAPHAEL FERREIRA DAIBERT

Influência da Temperatura e Velocidade de Operação no Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de Corredores de Ônibus

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia

São Paulo

2015

RAPHAEL FERREIRA DAIBERT

Influência da Temperatura e Velocidade de Operação no Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de Corredores de Ônibus

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Engenharia de Transportes – Infraestrutura de Transportes

Orientador: Prof. Dr. Carlos Yukio Suzuki

São Paulo

2015

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 11 de Maio de 2015

Assinatura do autor: Raphael F. Daibert

Assinatura do orientador: [illegible]

Catalogação na publicação

Daibert, Raphael Ferreira
Influência da Temperatura e Velocidade de Operação no Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de Corredores de Ônibus / R. F. Daibert -- versão corr. -- São Paulo, 2015.
160 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Pavimentos Flexíveis (Dimensionamento) 2.Corredores de Ônibus 3.Temperatura 4.Velocidade 5.Análise Mecanicista I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha amada esposa Nataly e ao querido filho Gustavo, pelo enorme incentivo e paciência ao longo dessa jornada.

Aos meus pais Jefferson e Maria da Gloria, por me apoiarem sempre e tornarem possível que mais essa etapa fosse concluída.

Ao meu orientador Prof. Dr. Carlos Yukio Suzuki, por ter guiado o meu caminho até aqui com dedicação, por meio de seu grande conhecimento, permitindo que esse trabalho se realize.

À minha banca do exame de qualificação, Prof.ª Dr.ª Liedi Bernucci e Prof. Dr. João Virgílio Merighi, pelas recomendações que em muito contribuíram ao aperfeiçoamento deste trabalho.

À Planservi Engenharia, em especial, aos amigos Caio Rubens, Flaviane, Angela, Marcelo, Gabriel, Vinícius, Suzy e Elaine, por sempre me auxiliarem em minhas dúvidas.

Tenha a coragem de seguir o seu coração e intuição. Eles de alguma forma já sabem o que você realmente quer se tornar. Tudo o mais é secundário.

(Steve Jobs)

RESUMO

No Brasil os pavimentos novos de rodovias e corredores de ônibus com tráfego pesado tem sido dimensionados empregando-se métodos empíricos e avaliados estruturalmente utilizando a análise mecanicista baseada na teoria da elasticidade. Nestes procedimentos as características de deformabilidade dos revestimentos de misturas asfálticas usualmente são consideradas fixas para uma determinada temperatura e uma velocidade de carregamento. Em campo, os pavimentos estão sujeitos a uma variedade de condições climáticas e operacionais diferentes daquelas preestabelecidas no dimensionamento. Considerando que os revestimentos asfálticos são constituídos de materiais visco-elásticos, dependentes das condições operacionais, o trabalho teve por objetivo, através de estudos paramétricos e utilizando modelos comportamentais constantes na bibliografia existente, verificar a influência da variação da temperatura e da velocidade dos veículos pesados no desempenho dos pavimentos dimensionados através dos procedimentos tradicionalmente adotados pelos principais órgãos rodoviários brasileiros. O trabalho verifica ainda, embasado na análise mecanicista, a adequabilidade estrutural das espessuras mínimas de revestimento asfáltico recomendadas pelos métodos empíricos para cada nível de solicitação do tráfego, em função de eventuais alterações nas condições climáticas e operacionais que possam ocorrer durante a vida útil do pavimento em campo.

Palavras-chave: Pavimento asfáltico. Revestimento. Temperatura. Velocidade do carregamento. Módulo de resiliência. Análise mecanicista. Corredor de Ônibus.

ABSTRACT

In Brazil, the new highways pavements and bus lane with heavy traffics have been dimensioned by empirical methods and structurally evaluated using mechanistic elastic theory. In these procedures the characteristics of deformability of asphalt pavements courses are usually fixed to a specific temperature and loading speed. In the fields, the pavements are exposed to a variety of different climatic and operational conditions from those previous established. Considering that the asphalt layers are made from thermo-visco-elastic and depends on the operational conditions, the aim of this current study was to verify the influence of the temperature variation also the speed of heavy vehicles in the performance of pavements through procedures traditionally adopted by road agencies and parametric studies using behavioral models in existing literature. This academic work also notes, based on mechanistic criteria, structural adequacy of the asphaltic surface course minimum thickness recommended by empirical methods for each traffic demand, due to possible changes in climatic and operational conditions that may occur during the pavement area lifecycle.

Key words: Asphaltic concrete pavement. Surface course. Temperature. Speed of traffic loading. Resilient modulus. Mechanistic analysis. Bus lane.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Sub-Regiões da Pesquisa O/D (METRO, 2008) 25
Figura 2.2 – Divisão das Viagens Motorizadas por Renda Familiar Mensal na RMSP em 1997 e 2007 (METRO, 2008) 26
Figura 2.3 – Distribuição de Viagens Totais Diárias por Motivo na RMSP em 1997 e 2007 (METRO, 2008) 26
Figura 2.4 – Rede de Estações Automáticas – INMET 2013 27
Figura 2.5 – Estação Meteorológica Automática – INMET 2011 28
Figura 2.6 – Normais Climatológicas 1961 a 1990 - Mir. Santana 29
Figura 2.7 – Evolução mensal e anual da média diária da temperatura do ar e da umidade relativa do ar (%) – IAG-USP (Marques et al 2006).....29
Figura 2.8 – Temperaturas Diárias Máxima e Mínima, Mirante de Santana, 2012....30
Figura 2.9 – Temperaturas Horárias na data 20/11/2013 – São Paulo, Mirante de Santana (INMET) 30
Figura 3.1 – Ábaco para Determinação da Espessura Total do Pavimento (PMSP, 2004) 32
Figura 3.2 – Deformações Atuantes na Estrutura do Pavimento Flexível 41
Figura 3.3 – Deformações Atuantes na Estrutura do Pavimento Flexível para Sistemas de duas Camadas (Burmister, 1958) 43
Figura 3.4 – Tensão Vertical no topo do Subleito para Sistemas de duas Camadas (Huang, 1969) 43
Figura 3.5 – Deflexões verticais superficiais para Sistemas de duas Camadas (Burmister, 1958).....44
Figura 3.6 – Deflexão Vertical no topo do Subleito para Sistemas de duas Camadas (Huang, 1969) 44
Figura 3.7 – Deformação de Tração no Fundo do Revestimento para Sistemas de duas Camadas (Huang, 1973) 45
Figura 3.8 – Estruturas de pavimento recomendadas em corredores de Ônibus (PMSP, 2004).....50
Figura 3.9 – Estrutura típica de pavimento semirrígido para corredores de ônibus ..51
Figura 3.10 – Deformações plásticas no revestimento.....53

Figura 3.11 – Afundamento nas trilhas de rodas e trincamento 53
Figura 3.12 e Figura 3.13 – Afundamento nas trilhas de rodas, trincas couro de jacaré de elevada severidade, formação de panelas 53
Figura 3.14 – Deformações plásticas junto a poços de visita e interseção 54
Figura 3.15 – Afundamento de alta severidade nas trilhas de rodas com escorregamento de massa asfáltica, remendo de revestimento 54
Figura 3.16 – Trincamento tipo couro de jacaré com formação de panela, afundamentos.....54
Figura 3.17 – Afundamento nas trilhas de rodas.....54
Figura 4.1 - Módulo Dinâmico em função da Temperatura e Frequência de Carregamento para Mistura 6, Ontario (Akbarzadeh et al., 2012).....61
Figura 4.2 - Módulo de Resiliência em função da Temperatura e Frequência de Carregamento para mistura 4, Texas (Akbarzadeh et al., 2012).....61
Figura 4.3 – Fator de Correção devido à Temperatura para Módulo Dinâmico, Módulo de Resiliência e FWD, para frequência de 25 Hz (Akbarzadeh et al., 2012) 63
Figura 4.4 – Fator de Correção devido à Temperatura, Ensaio de MR (Adaptado de AUSTROADS, 2012).....66
Figura 4.5 – Curva Mestra (AUSTROADS, 2013) 67
Figura 4.6 – Estrutura de Pavimento Flexível, Canberra (AUSTROADS, 2013).....67
Figura 4.7 – Temperatura horária a diversas profundidades do revestimento, verão, Canberra (Adaptado de AUSTROADS, 2013).....68
Figura 4.8 – Módulo em função da profundidade do revestimento ao longo do dia, verão, Canberra (Adaptado de AUSTROADS, 2013).....69
Figura 4.9 – Temperaturas horárias do pavimento e módulo em função da profundidade do revestimento, inverno, Canberra (Adaptado de AUSTROADS, 2013) 70
Figura 5.1 – Fator de Ponderação em função da Temperatura Media Mensal do Ar (Adaptado de Shell, 1978).....74
Figura 5.2 – Temperatura da Mistura Asfáltica em função da WMAAT e da Espessura (Adaptado de Shell, 1978).....74
Figura 5.3 – Temperaturas Diárias Máximas no Pavimento (Hassan et al., 2005)....78
Figura 5.4 – Temperaturas Diárias Mínimas no Pavimento (Hassan et al., 2005) 78
Figura 5.5 – Temperaturas Horárias no Revestimento (Dickinson, 1981).....79
Figura 5.6 – Temperaturas Diárias Mínimas no Pavimento (Roberts et al., 2010)....79

Figura 5.7 – Esquema de Camadas do Método de Van Gurp.....82
Figura 5.8 – Fluxograma Método de Van Gurp (adaptado de Emmanuel et. al., 2001) 84
Figura 6.1 – Variação da Relação entre Módulos de Concreto Asfáltico Convencional e a Velocidade de Operação (adaptado de Austroads, 2012).....85
Figura 6.2 – Variação da Relação entre Módulos de Misturas Asfálticas Recicladas e a Velocidade de Operação (adaptado de Austroads, 2011).....87
Figura 6.3 – Variação do Módulo de Misturas Asfálticas Densas em função da Temperatura e Velocidade de Operação (adaptado de AUSTROADS, 2012) 87
Figura 6.4 – Variação do Módulo de Misturas Asfálticas Densas em função da Temperatura e Velocidade de Operação (adaptado de Branco *et al*, 1985) 88
Figura 6.5 – Variação do Módulo do Macadame Betuminoso em função da Temperatura e Velocidade de Operação (adaptado de Branco *et al*, 1985) 88
Figura 6.6 – Variação do Módulo de Misturas Asfálticas Densas em função da Temperatura e Velocidade de Operação – Modelos AUSTROADS, 2012 e Branco *et al, 1985* 90
Figura 6.7 – Percentagem de deformação de tração no fundo da camada asfáltica em função da velocidade (Adaptado de Abaza, 2007).....91
Figura 6.8 – Número estrutural em função do número “N” e da velocidade de operação (Adaptado de Abaza, 2007).....92
Figura 6.9 – Tempo de pulso de tensão vertical equivalente em função da velocidade do veículo e profundidade (Barksdale e Hicks, 1973) 93
Figura 6.10 – Comparações entre Modelos de Tempo de Carregamento em função da Velocidade (Adaptado de Austroads, 2013).....95
Figura 6.11 – Comparação entre Modelos de Tempo de Carregamento CalME e Austroads (Adaptado de Austroads, 2013) 96
Figura 6.12 – Velocidade média de ônibus urbano em função do número de paradas e da taxa v/c 98
Figura 6.13 – Curvas de velocidade em função do comprimento e declividade, caminhão 200 lb/hp (HCM, 2010).....99
Figura 6.14 – Curvas de velocidade em função do comprimento e declividade, caminhão semi-pesado (Neto e Setti, 1996) 99
Figura 6.15 – Curvas de velocidade máxima permitida em função do comprimento e declividade, caminhão MB1720 (Lucas, 2004).....100

Figura 7.1 – Deflexão em função do Módulo de Resiliência do CAUQ – Pavimento Flexível 103
Figura 7.2 – Deformação de Tração em função do Módulo de Resiliência do CAUQ – Pavimento Flexível 104
Figura 7.3 – N_1/N_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos 109
Figura 7.4 – H_1/H_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos 110
Figura 7.5 – N_1/N_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos 111
Figura 7.6 – H_1/H_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos 111
Figura 7.7 – Espessuras Mínimas de Revestimento – Análise Mecanicista ε_t 117
Figura 7.8 – Espessuras Mínimas de Revestimento – Análise Mecanicista ε_t e D_0. 119
Figura 7.9 – Módulo de CAUQ – Temperatura de 25 °C (adaptado de AUSTROADS, 2012) 121
Figura 8.1 – Variação da Vida Útil – AASHTO Caso 1 132
Figura 8.2 – Subdivisão das Camadas Asfálticas 136
Figura 8.3 – Variação da temperatura nas Subcamadas Asfálticas 136
Figura 8.4 – Variação da Vida Útil – AASHTO Caso 2 139
Figura 8.5 – Fluxograma Método de Van Gurp adaptado em função da velocidade de operação 142
Figura 8.6 – Variação da Vida Útil – AASHTO Caso 3 143

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Classificação das Vias (PMSP, 2004) 31
Tabela 3.2 – Espessuras Mínimas Recomendadas de Revestimento (PMSP, 2004) 32
Tabela 3.3 – Materiais e Espessuras Mínimas Recomendadas para Base e Sub-base (PMSP, 2004) 33
Tabela 3.4 – Valores de Coeficiente Estrutural (PMSP, 2004) 34
Tabela 3.5 – Desvio Padrão Normal em função de Níveis de Confiabildiade (Adaptado de AASHTO, 1993) 38
Tabela 3.6 – Níveis de Confiabilidade em função do Tipo de Via (Adaptado de AASHTO, 1993) 38
Tabela 3.7 – Posições Críticas para Análise em pavimentos Flexíveis (adaptado de Balbo, 2007) 42
Tabela 3.8 – Modelos de fadiga para misturas asfálticas e ruptura do subleito (Lopes, 2012) 49
Tabela 4.1 – Adaptado de Akbarzadeh *et al*., 2012 - Dados dos Ensaios de Módulo Dinâmico Utilizados 59
Tabela 4.2 – Adaptado de Akbarzadeh *et al*., 2012 - Dados dos Ensaios de Módulo de Resiliência Utilizados 60
Tabela 4.3 – Adaptado de Akbarzadeh *et al*. – Modelos de Fator de Correção do Módulo de Resiliência para dados de FWD 64
Tabela 4.4 – Propriedades das camadas do pavimento flexível, Canberra (AUSTROADS, 2013) 68
Tabela 4.5 – Módulo dinâmico, mistura convencional e modificada (Thives et al, 2013) 71
Tabela 4.6 – Parâmetros experimentais para leis de fadiga (Thives et al, 2013) 71
Tabela 4.7 – Resultados da análise Empírico-Mecanicista (Thives et al, 2013) 72
Tabela 6.1 – Variação dos Valores de Módulo em função da Velocidade 86
Tabela 6.2 – Números “N” (Abaza, 2007) 92
Tabela 7.1 – Valores de Carga por Roda Simulados no Elsym 5 102
Tabela 7.2 – Parâmetros de Entrada das Camadas Simulados no Elsym 5 para Pavimento Flexível 102

Tabela 7.3 – Cálculo de N_1/N_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos...108
Tabela 7.4 – Cálculo de H_1/H_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos...108
Tabela 7.5 – Parâmetros Geométricos e Elásticos das Estruturas Simuladas.....114
Tabela 7.6 – Espessuras Mínimas de Revestimento Asfáltico para Modelos Deflectométricos.....118
Tabela 7.7 – Espessuras Mínimas de Revestimento Asfáltico (DNIT 2006, DER/SP 2006, PMSP/SIURB 2004, AASHTO 1993).....119
Tabela 8.1 – Materiais e Respectivas Espessuras Propostas.....124
Tabela 8.2 – Considerações de Tráfego 127
Tabela 8.3 –Fatores de Equivalência de Carga 128
Tabela 8.4 – Número “N” AASHTO 129
Tabela 8.5 – Parâmetros de Dimensionamento 131
Tabela 8.6 – Parâmetros da Seção Tipo.....131
Tabela 8.7 – Parâmetros Elásticos.....133
Tabela 8.8 – Resultados do Número N Admissível – Caso 1.....134
Tabela 8.9 – Temperaturas e Módulos nas Subcamadas asfálticas 137
Tabela 8.10 – Valores de SN para Estrutura com Múltiplas Camadas Asfálticas ...138
Tabela 8.11 – Resultados do Número N Admissível – Caso 2.....140
Tabela 8.12 – Valores de Módulo, Espessura e Temperatura Equivalentes – Caso 3 142
Tabela 8.13 – Resultados do Número N Admissível – Caso 3.....144
Tabela 8.14 – Comparação dos Parâmetros de Resposta – Casos 1 a 3.....144
Tabela 8.15 – Comparação de Relação de Vida Útil – Casos 1 a 3.....145

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

AASHO	*American Association of State Highway Officials*
AASHTO	*American Association for State Highway and Transportation Officials*
AUSTROADS	*Association of Australian and New Zealand Road Transport and Traffic Authorities*
BGS	*Brita Graduada Simples*
BGTC	*Brita Graduada Tratada com Cimento*
BISAR	*Bitumen Structures Analysis in Roads*
BRT	*Bus Rapid Transit*
CAUQ	Concreto Asfáltico Usinado a Quente
CBR	*California Bearing Ratio*
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ELSYM	*Elastic Layered Symmetrical*
EMA	Estação Meteorológica Automática
FEPAV	*Finite Element Analysis of Pavement Structures*
FLAPS	*Finite Layer Analysis of Pavement Structures*
FWD	*Falling Weight Deflectometer*
HCM	*Highway Capacity Manual*
IAG	Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IT	Tração Indireta
LVDT	*Linear Variable Differential Transformer*
MEPDG	*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*
METRO	Companhia do Metropolitano de São Paulo
MMAT	Temperatura Média Mensal do Ar

MR	Módulo de Resiliência
NCHRP	*National Cooperative Highway Research Program*
OMM	Organização Meteorológica Mundial
PMSP	Prefeitura do Município de São Paulo
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
SIURB	Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras
SMA	*Stone Mastic Asphalt*
SN	*Structural Number*
TSCE	Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas
UC	Compressão Uniaxial
USP	Universidade de São Paulo
VDM	Volume Diário Médio
WF	Fator de Ponderação
WMAAT	Temperatura Média Ponderada Anual do Ar
WMAPT	Temperatura Média Anual Ponderada do Pavimento

LISTA DE SÍMBOLOS

ε_t	Deformação específica máxima de tração
ε_v	Deformação vertical de compressão
σ_z	Tensão Vertical de Compressão à Profundidade "z"
σ_h	Tensão horizontal de Tração
μ	Coeficiente de Poisson
N	Número de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS 19

2 CARACTERÍSTICAS DE OPERAÇÃO NOS CORREDORES DE ÔNIBUS 23

2.1 Distribuição Modal na RMSP 24

2.2 Clima e Temperatura na RMSP 26

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS E CRITÉRIOS DE RUPTURA 31

3.1 Método da Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP) de 2004 31

3.2 Método de Dimensionamento da AASHTO para Pavimentos Asfálticos 34

3.3 Respostas Estruturais em Pavimentos Flexíveis 41

3.4 Modelo de Ruptura em Pavimentos Asfálticos 46

3.5 Estruturas de Pavimento Típicas para Corredores de Ônibus em São Paulo 49

3.6 Defeitos de Pavimentos em Corredores de Ônibus 51

4 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS 55

4.1 Influência da temperatura no módulo de misturas asfálticas 57

5 MODELOS DE PREVISÃO DE TEMPERATURA NAS CAMADAS ASFÁLTICAS DE PAVIMENTOS 73

6 INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DO TRÁFEGO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS 84

6.1 Relações entre Frequência de Carregamento em Laboratório e Serviço 92

6.2 Velocidade de Operação de Ônibus Urbanos 96

6.3 Velocidade de Operação de Caminhões 98

7 ESTUDOS PARAMÉTRICOS DE INDICADORES ESTRUTURAIS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS 101

8 ESTUDOS DE CASO 123

8.1 Aplicação do Método da AASHTO (1993) 124
8.2 Aplicação do Critério Mecanicista – IP08 da SIURB PMSP 132
9 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 145

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

O pavimento asfáltico de corredores de ônibus de grandes centros urbanos, mesmo bem dimensionado pelos métodos existentes e bem executado, tem apresentado desempenho muitas vezes insatisfatório, exigindo frequentes serviços de manutenção e restauração. Os dois tipos mais frequentes de anomalias são o trincamento por fadiga do revestimento e o afundamento nas trilhas de rodas devido à deformação permanente.

No país, além de métodos empíricos, apresentados nos manuais e instruções de projetos dos principais órgãos brasileiros, têm sido utilizados procedimentos mecanicistas para o dimensionamento estrutural das camadas constituintes do pavimento.

Uma vez que as propriedades estruturais dos materiais constituintes afetam as respostas e o desempenho dos pavimentos, sua determinação é fundamental no processo de dimensionamento. Um dos parâmetros mais importantes a se estimar é o módulo de resiliência das camadas empregadas no pavimento, sendo fundamental para métodos analíticos que baseiam-se na teoria da elasticidade.

Atualmente, o módulo de resiliência dos materiais asfálticos é determinado, principalmente, por meio dos ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Complexo.

As propriedades de materiais visco-elásticos, como o concreto asfáltico, são fortemente influenciadas pela carga, além da temperatura e frequência de carregamento.

Embora a deterioração do pavimento em serviço seja influenciada por fatores como variações de temperatura, umidade, e velocidades de aplicação do carregamento, as variáveis não são consideradas explicitamente nas verificações estruturais pelas metodologias brasileiras.

O objetivo do presente trabalho é avaliar teoricamente, por meio de modelos existentes, a influência da velocidade de atuação das cargas de tráfego no desempenho estrutural dos pavimentos asfálticos destinados a corredores de ônibus urbanos dimensionados de acordo com o método da SIURB/PMSP – IP-05, além de avaliar as espessuras mínimas de revestimento asfáltico propostas pelas principais metodologias brasileiras quando influenciadas pelas variáveis deste estudo.

Verifica-se que a redução do módulo de resiliência do revestimento decorrente da diminuição da velocidade de operação dos ônibus, ou ainda devido à presença de elevadas temperaturas em dias quentes, reduz sensivelmente a vida útil do pavimento, denotando a importância de se conhecer as características elásticas do material do revestimento na elaboração do projeto da mistura.

Visando atingir os objetivos propostos anteriormente, foi efetuada pesquisa bibliográfica para conhecimento do problema, além de estudos paramétricos e estudos de caso.

Para mostrar a influência da temperatura e da velocidade de operação no módulo das misturas asfálticas e consequentemente, no dimensionamento e vida útil de pavimentos dotados de revestimentos asfálticos, foram elaboradas três abordagens distintas, a saber:

1) Estudo do efeito da variação do módulo na avaliação do impacto da vida útil de pavimentos flexíveis, utilizando um estudo paramétrico elaborado por meio de simulações computacionais, de modo a analisar as respostas estruturais das camadas do pavimento submetido a um carregamento rodoviário, em função das características elásticas das camadas que o constituem;

2) Análise crítica das espessuras mínimas de revestimento preconizadas pelas principais metodologias de dimensionamento brasileiras (DNIT, DER/SP e PMSP/SIURB), em função no número de solicitações do eixo padrão, além da influência da velocidade e da temperatura em temperatura na definição de tais espessuras. Para esta análise, foi elaborado um segundo estudo paramétrico, por meio de simulações computacionais;

3) Influência da variação do módulo de resiliência devido ao efeito da velocidade e temperatura no dimensionamento e vida útil de um corredor de ônibus dotado de base cimentada, segundo os métodos da PMSP/SIURB (2005) e AASHTO (1993). Para tal, foram elaborados três estudos de caso, nos quais as análises mecanicistas fundamentaram-se em simulações computacionais.

A dissertação é formada por 9 capítulos, conforme descrição a seguir:

- Capítulo 1 – INTRODUÇÃO E OBJETIVOS. Neste capítulo é apresentada a temática do trabalho, bem como os objetivos visados;

- Capítulo 2 – CARACTERÍSTICAS DE OPERAÇÃO NOS CORREDORES DE ÔNIBUS. Neste capítulo são abordados os tipos de operação dos ônibus urbanos, além das principais características ligadas à distribuição modal, clima e temperatura da região metropolitana de São Paulo, que poderiam afetar o desempenho dos pavimentos;

- Capítulo 3 – MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS E CRITÉRIOS DE RUPTURA. Neste capítulo são abordados métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos, além das respostas estruturais induzidas em um pavimento sob carregamento rodoviário. Foi efetuada ainda uma síntese dos principais modelos de ruptura disponíveis na literatura. Adicionalmente, foram apresentadas as estruturas típicas utilizadas em pavimentos asfálticos para corredores de ônibus, e os principais defeitos recorrentes nestes;

- Capítulo 4 – INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS. Neste capítulo são abordados os principais ensaios para determinação do módulo de resiliência para misturas asfálticas, e modelos que estimam a variação do módulo de resiliência em função da temperatura, para diversos tipos de ensaio;

- Capítulo 5 – MODELOS DE PREVISÃO DA TEMPERATURA NAS CAMADAS ASFÁLTICAS DE PAVIMENTOS. Neste capítulo são apresentados modelos que estimam a temperatura na superfície do pavimento e no interior da camada asfáltica em função da temperatura do ar;

- Capítulo 6 – INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DO TRÁFEGO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS. Neste capítulo são apresentados modelos de variação do módulo de resiliência de misturas asfálticas em função da velocidade de operação dos veículos, além da combinação entre velocidade e temperatura. Adicionalmente, foram estudados fatores que afetam a velocidade de caminhões em rodovias rurais, e ônibus urbanos em grandes regiões metropolitanas;

- Capítulo 7 – ESTUDOS PARAMÉTRICOS DE INDICADORES ESTRUTURAIS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS. Neste capítulo são abordadas as metodologias utilizadas nos estudos paramétricos realizados, por meio de simulação computacional de pavimentos flexíveis sob carregamento rodoviário, bem como regressões e gráficos obtidos;

- Capítulo 8 – ESTUDOS DE CASO. Neste capítulo são apresentados estudos de caso, onde se dimensionou uma estrutura de pavimento asfáltico com base cimentada para corredor de ônibus com tráfego elevado, com variação do módulo e análise da vida útil para cada situação, segundo os modelos preconizados pelas metodologias empregadas;

- Capítulo 9 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES. Este capítulo sintetiza o estudo realizado e as conclusões obtidas, discutindo e analisando os resultados obtidos.

2 CARACTERÍSTICAS DE OPERAÇÃO NOS CORREDORES DE ÔNIBUS

Nas regiões metropolitanas há basicamente três tipos de operações de ônibus urbanos, dividindo-se em operações com tráfego geral, em faixas exclusivas ou ainda em faixas segregadas.

A operação em conjunto com o tráfego geral sofre interferências dos movimentos dos veículos de passeio, além da presença de semáforos regulados para priorizar o fluxo de automóveis. Neste tipo de operação ocorre uma perda considerável de tempo junto às paradas, tanto pela dificuldade de acesso a estas, como pelo sistema de cobrança do passageiro, a qual gera demora no ato do embarque.

A operação em faixas exclusivas é largamente utilizada nas grandes metrópoles, apresentando baixo custo de implantação e significativa redução do tempo de viagem, melhorando a operação dos ônibus em áreas congestionadas. Dessa forma, pode-se racionalizar a utilização da frota, além de reduzir o consumo de combustível.

Dentre as principais desvantagens deste tipo de operação, destacam-se a utilização indevida de veículos de passeio, devido às condições de fluxo melhores neste tipo de faixa, interrupção do fluxo junto às interseções semaforizadas, além da saturação dos pontos de parada nos horários de pico, com elevado número de ônibus.

O terceiro tipo de operação de ônibus, em faixas segregadas, é formado uma parcela da via delimitada por obstáculos físicos intransponíveis, destinando esta faixa para a circulação exclusiva de ônibus. Dessa forma, fica garantida a segregação entre os ônibus e os demais veículos, mesmo quando não há fiscalização rigorosa.

A segregação obtida neste tipo de operação permite obtenção de tempos de viagens menores, melhores condições de conforto aos usuários, além de operação mais

sofisticada dos ônibus, com melhor organização das áreas de embarque, adoção de sistemas de cobrança prévios ao embarque, dentre outras vantagens.

Entretanto, este tipo de operação possui custo de implantação superior ao das faixas exclusivas, e pode, em alguns casos, gerar dificuldades de acesso a garagens, estacionamentos e áreas de carga e descarga, quando implantados nas laterais das vias.

2.1 Distribuição Modal na RMSP

Segundo estudos da Companhia do Metropolitano de São Paulo, apresentados na Pesquisa Origem e Destino 2012 para a RMSP, embora no ano de 2002 houvesse uma maior participação das viagens motorizadas por modo individual, em 2007 a divisão modal se inverteu, de forma que a participação das viagens do modo coletivo totalizava 54%, enquanto as viagens do modo individual, 46%, situação mantida em 2012.

Para realizar o estudo citado, o METRO efetuou a divisão da RMSP em sub-regiões conforme apresentado na Figura 2.1. A pesquisa indicou, entre os anos de 1997 e 2007, acréscimo na participação do modo coletivo em todas as sub-regiões, sendo que a sub-região Centro apresentou participação semelhante à da metrópole, 56%, enquanto a maior participação do modo coletivo foi observada na sub-região Norte, com 67%. O menor percentual correspondeu à sub-região Sudeste, com 47%. Entre os anos de 2007 e 2012 houve incremento da utilização dos modos metrô e trem, com destaque para a região Sudoeste, com crescimento de 141% nas viagens de metrô, e 248% nas viagens de trem, devido ao início da operação da Linha 4-Amarela, além da integração à linha 9-Esmeralda da CPTM. A sub-região Sudeste também apresentou crescimento significativo nas viagens de metrô, 71%, e trem, 85%, devido à entrada das novas estações da Linha 2-Verde e integração com a Linha 10-Turquesa da CPTM. Ainda neste período, houve incremento do modo ônibus em menor escala, para todas as regiões, sendo que a sub-região leste apresentou o maior crescimento de viagens deste modo (36%).

A divisão modal das viagens motorizadas em função da faixa de renda familiar mostra que a participação do modo individual aumenta com a renda, conforme apresentado na Figura 2.2. Entre os anos de 1997 e 2007 observou-se que o transporte por ônibus aumentou ligeiramente sua participação nas faixas de renda familiar até R$ 760,00, e a partir desse valor de renda, sua participação reduziu-se. Ressalta-se que a participação dos automóveis aumentou acentuadamente na faixa de renda entre R$ 3.040,00 e R$ 5.700,00, ao passo que o metrô e o trem metropolitano não apresentaram diferenças acentuadas na participação conforme a renda familiar. Entre os anos de 2007 e 2012 houve aumento nas viagens do modo individual nas faixas de renda mais baixa, sendo +4% para faixa de renda entre R$ 2.488,00 e R$ 4.976,00, e elevação das viagens por modo coletivo para a faixa de rende mais elevada, como por exemplo, elevação de 6% para a faixa de renda superior a R$ 9.330,00.

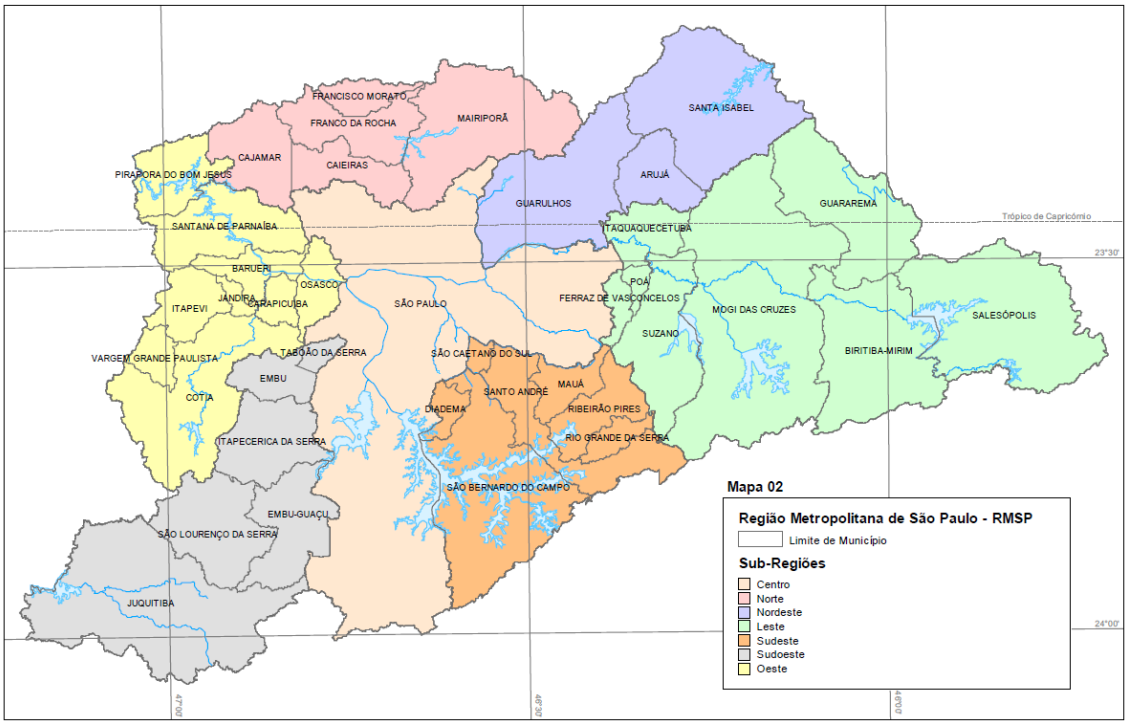

Figura 2.1 – Sub-Regiões da Pesquisa O/D (METRO, 2008)

Os motivos de viagens com maior importância, segundo levantamento do METRO no ano de 2007, são o trabalho, com 44% das viagens, educação, 35% e procura de emprego, com 9%. Outras razões, tais como lazer, saúde e compras apresentaram percentuais inferiores a 5%. Entre os anos de 2007 e 2012 houve crescimento principalmente na quantidade de viagens diárias a trabalho (19%) e compras (33%),

entretanto, para estes motivos de viagem, a divisão modal não se alterou. As quantidades de viagens diárias totais na RMSP para os anos de 1997 e 2007 são apresentadas na Figura 2.3. É importante ressaltar que no período de 1997 a 2007 a população cresceu 16%, enquanto no intervalo de 2007 a 2012 houve crescimento de 2%.

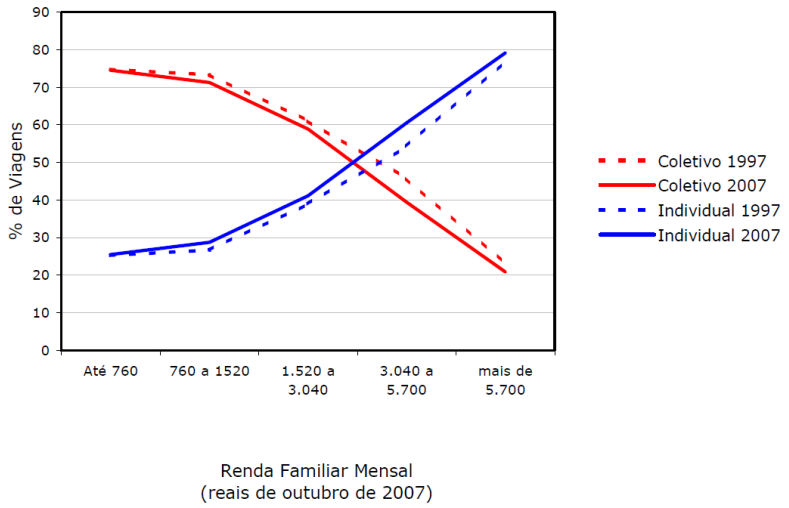

Figura 2.2 – Divisão das Viagens Motorizadas por Renda Familiar Mensal na RMSP em 1997 e 2007 (METRO, 2008)

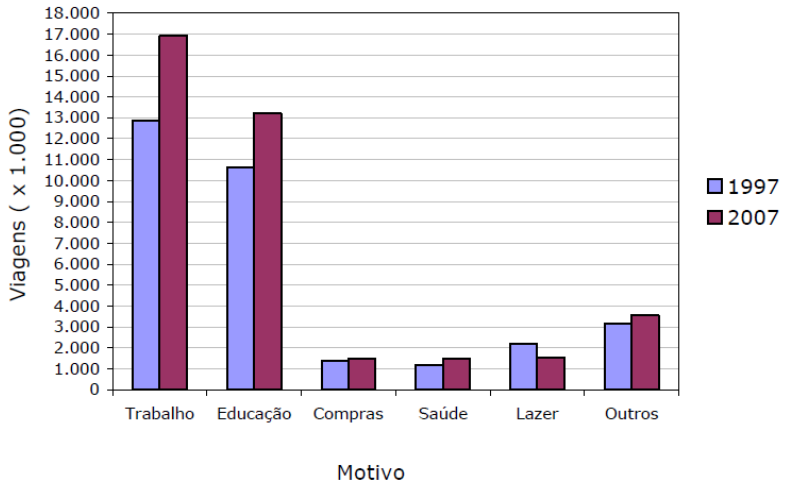

Figura 2.3 – Distribuição de Viagens Totais Diárias por Motivo na RMSP em 1997 e 2007 (METRO, 2008)

2.2 Clima e Temperatura na RMSP

A Metrópole paulistana situa-se a uma latitude aproximada de 23° 21’ e longitude de 46° 44’, junto ao trópico de Capricórnio, apresentando transição climática entre os climas Tropical Úmido de Altitude, com classificação climática de Köppen-Geiger

Cwa ou Cwb, e Subtropical, classificado com Cfa ou Cfb. O primeiro é caracterizado por temperaturas entre 18°C e 26°C, com médias anuais inferiores a 23°C, enquanto o segundo apresenta temperaturas médias anuais inferiores a 21°C, com período seco definido e úmido, respectivamente.

Conforme a Prefeitura do Município de São Paulo (1999), a metrópole paulistana está inserida em região de elevadas altitudes, denominada Planalto Atlântico. Sua topografia apresenta feições variadas, tais como planícies aluviais, morros, colinas, serras e maciços com diversidade de orientações. Adicionalmente, a cerca de 45 km encontra-se o Oceano Atlântico. Tal quadro físico promove um conjunto de manifestações climáticas que, em interação com os sistemas atmosféricos, propiciam identidade ao clima local. (NOBRE E YOUNG, 2011)

O Instituto Nacional de Meteorologia, INMET, efetua o monitoramento das condições climáticas no Brasil por meio de estações de sondagem de ar superior (radiossonda), estações meteorológicas de superfície operadas manualmente, além de uma rede de estações automáticas, conforme apresentado na Figura 2.4. Dessa forma, seu sistema coleta dados de temperatura, umidade relativa do ar, direção e velocidade do vento, pressão atmosférica, precipitação, dentre outras variáveis.

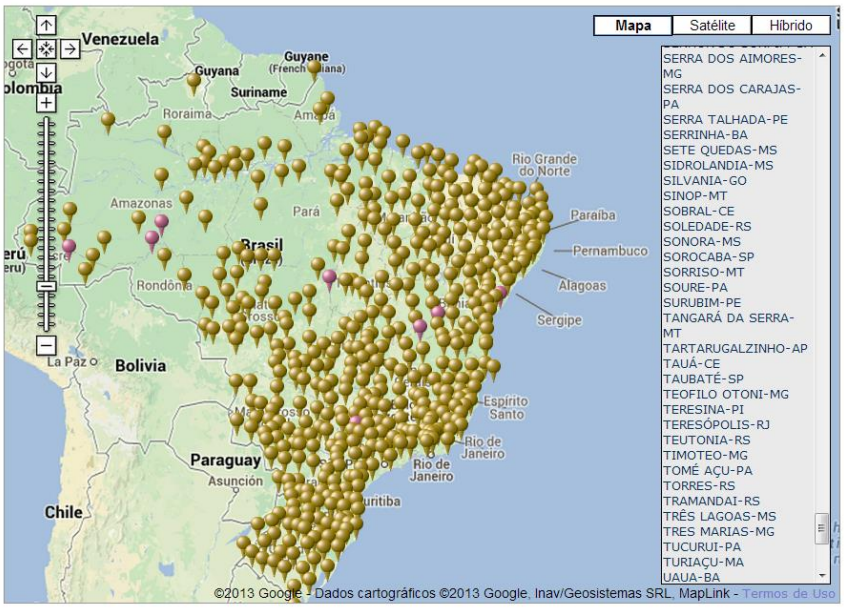

Figura 2.4 – Rede de Estações Automáticas – INMET 2013

Segundo o INMET (2011), uma estação meteorológica automática (EMA) coleta, a cada minuto, as informações meteorológicas representativas da área em que está

localizada. A cada hora, estes dados são integralizados e disponibilizados para serem transmitidos, via satélite ou telefonia celular, para a sede do INMET, em Brasília. O conjunto dos dados recebidos é validado, através de um controle de qualidade e armazenado em um banco de dados. A Figura 2.5 apresenta uma típica EMA.

Figura 2.5 – Estação Meteorológica Automática – INMET 2011

A Organização Meteorológica Mundial (OMM) define Normais Climatológicas como "valores médios calculados para um período relativamente longo e uniforme, compreendendo no mínimo três décadas consecutivas". A Figura 2.6 apresenta as normais climatológicas para o período de 1961 a 1990, referentes à estação meteorológica automática Mirante de Santana, situada na zona norte no município de São Paulo, latitude 23° 30', longitude 46° 37' a uma altitude de 792 m. Observa-se que a temperatura média máxima ocorre no mês de fevereiro, com valor de 28°C, enquanto a média mínima ocorre no mês de julho, 11,7°C.

Segundo Marques (2006 apud NOBRE E YOUNG 2011), dados da Estação de Água Funda da USP-IAG, situada no Parque Estadual das Fontes do Ipiranga, bairro da Água Funda, capital, SP, para o período de 1936 a 2005, mostram que houve mudanças significativas no ciclo anual das variáveis ao longo das últimas sete décadas, com aumento da temperatura do ar de 2,1º C e diminuição da umidade relativa do ar em 7%.

A Figura 2.7 indica alteração climática na RMSP com aumento da temperatura e precipitação, e diminuição da umidade relativa. Dentre as possíveis causas para tal

fenômeno, destacam-se o aumento da área urbana horizontal e vertical, além do aumento da poluição do ar e do material particulado.

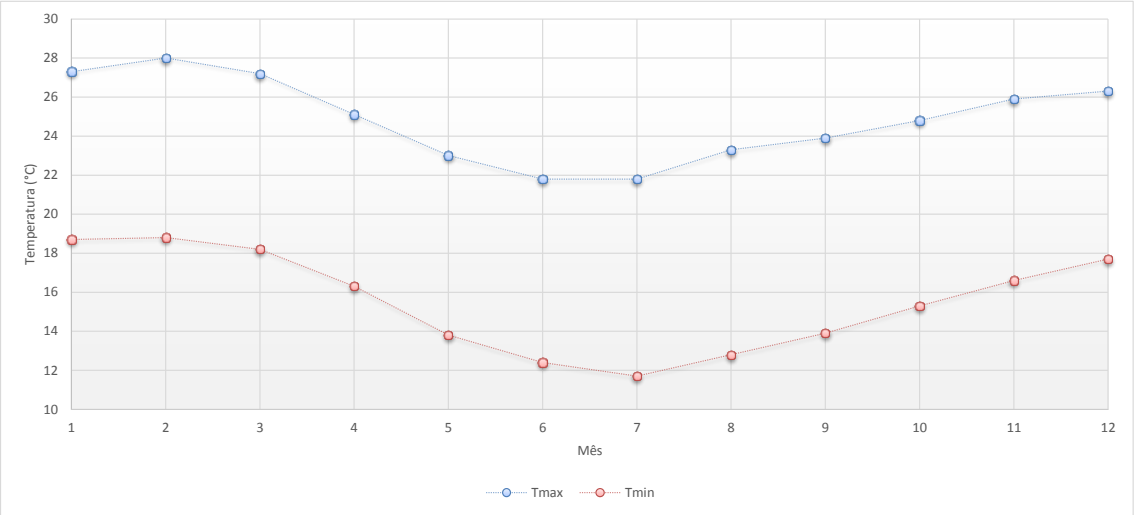

Figura 2.6 – Normais Climatológicas 1961 a 1990 - Mir. Santana

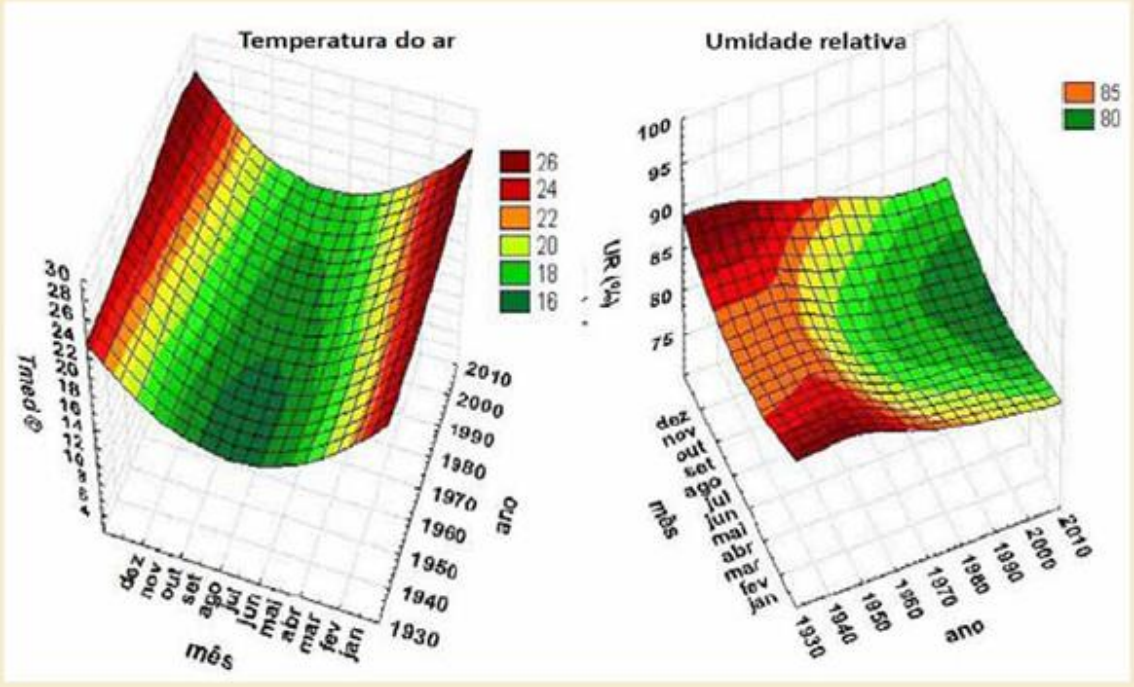

Figura 2.7 – Evolução mensal e anual da média diária da temperatura do ar e da umidade relativa do ar (%) – IAG-USP (Marques et al 2006)

A análise dos dados de temperatura diária da estação meteorológica Mirante de Santana, INMET, para o ano de 2012, mostrou temperatura diária mínima de 8,7°C, em setembro, e temperatura máxima de 36,6°C, em outubro. A variação das temperaturas máxima e mínima ao longo do ano de 2012 é apresentada na Figura 2.8.

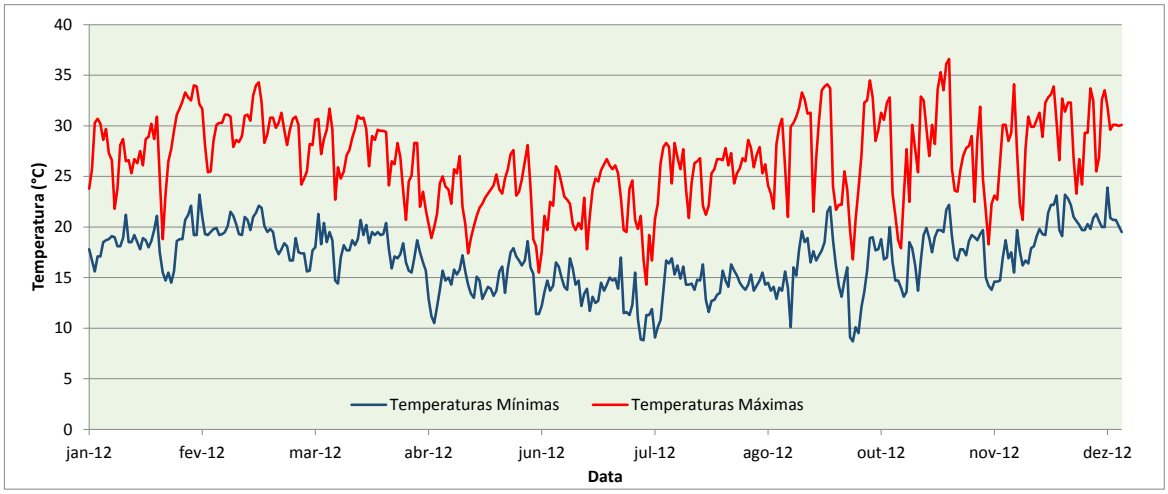

Figura 2.8 – Temperaturas Diárias Máxima e Mínima, Mirante de Santana, 2012

A Figura 2.9 mostra a variação horária de temperatura para um dia quente típico no município de São Paulo, segundo dados do Mirante de Santana, INMET, no período do fim de novembro de 2013. Nesta data as temperaturas atingiram valores entre 19,9 °C e 33,5 °C, com períodos de resfriamento entre meia noite e 4:00, e entre as 14:00 e as 23:00. O intervalo entre 4:00 e 14:00 mostrou aquecimento da temperatura do ar, até atingir a temperatura máxima, às 14:00.

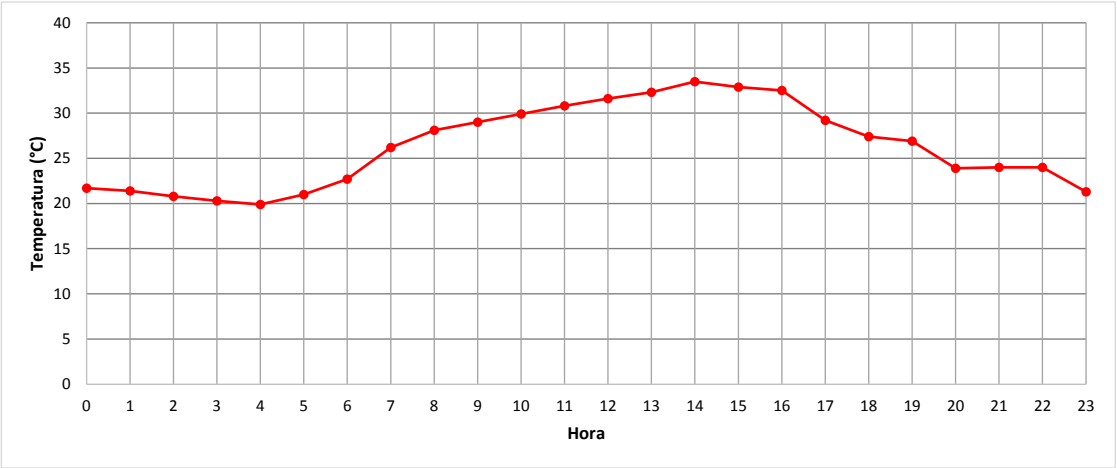

Figura 2.9 – Temperaturas Horárias na data 20/11/2013 – São Paulo, Mirante de Santana (INMET)

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS E CRITÉRIOS DE RUPTURA

3.1 Método da Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP) de 2004

O método da PMSP, em sua versão de 2004, foi criado em substituição à normalização adotada desde a década de 60, a qual tornou-se defasada e incapaz de atender as necessidades tecnológicas vigentes (BALBO, 2007). O critério de projeto para pavimentos flexíveis e semirrígidos foi dividido em duas instruções de projeto, sendo a primeira referente ao dimensionamento de pavimentos para vias de tráfego leve e médio (IP-04/2004), e a segunda que trata de pavimentos para tráfegos meio pesado, pesado, muito pesado e faixas exclusivas de ônibus (IP-05/2004). A classificação das vias (IP-02/2004) adotada pela PMSP, em função do volume de tráfego solicitante, é apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Classificação das Vias (PMSP, 2004)

FUNÇÃO PREDOMINANTE	TRÁFEGO PREVISTO	PERÍODO DE PROJETO (ANOS)	VOLUME INICIAL DA FAIXA MAIS CARREGADA		N CARACTERÍSTICO
			VEÍCULOS LEVES	CAMINHÕES E ÔNIBUS	
Via Local	Leve	10	100 - 400	4 - 20	$1{,}0x10^5$
Via Local e Coletora	Médio	10	401 - 1500	21 - 100	$5{,}0x10^5$
Vias Coletoras	Meio Pesado	10	1.501 - 5.000	101 - 300	$2{,}0x10^6$
	Pesado	12	5.001 - 10.000	301 - 1.000	$2{,}0x10^7$
	Muito Pesado	12	>10.000	1.001 - 2.000	$5{,}0x10^7$
Faixa Exclusiva de Ônibus	Volume Médio	12	-	< 500	$1{,}0x10^7$
	Volume Elevado	12	-	> 500	$5{,}0x10^7$

De forma geral, o método da PMSP baseia-se no método do CBR, que tem por base o trabalho "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*" de autoria de Turnbull, Foster e Ahlvin, do USACE, e em conclusões obtidas na pista experimental da AASHO (atual AASHTO). Dessa forma, a concepção do método é similar à do DNIT/DNER, proposto pelo Eng. Murillo Lopes de Souza.

O principal objetivo da estrutura dimensionada, segundo a metodologia citada, é a proteção contra a ruptura por tensões de cisalhamento da camada do subleito.

Segundo o procedimento, determina-se a espessura total necessária para o pavimento, dada em termos de material granular, em função do valor de CBR do solo que constitui o subleito, e das características de tráfego solicitante, representadas pelo número “N” de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, conforme o ábaco da figura 1. Este último parâmetro também é utilizado para a determinação da espessura mínima de revestimento asfáltico, conforme a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Espessuras Mínimas Recomendadas de Revestimento (PMSP, 2004)

Espessuras Mínimas Recomendadas		
N	**Tráfego**	**Espessura Mínima de Revestimento Asfáltico**
$2 \times 10^6 \leq N < 5 \times 10^6$	Meio Pesado	Concreto asfáltico com 5,0cm de espessura
$5 \times 10^6 \leq N < 10^7$	-	Concreto asfáltico com 7,5cm de espessura
$10^7 \leq N < 5 \times 10^7$	Pesado	Concreto asfáltico com 10,0cm de espessura
$N \geq 5 \times 10^7$	Muito Pesado	Concreto asfáltico com 12,5cm de espessura
(*)	Corredores de Ônibus	Adotar no mínimo 10,0cm de concreto asfáltico

OBS: * O CAUQ modificado por polímero deverá ser cotejado pelo projetista como alternativa neste caso, mantendo-se os requisitos estabelecidos quanto à espessura mínima.

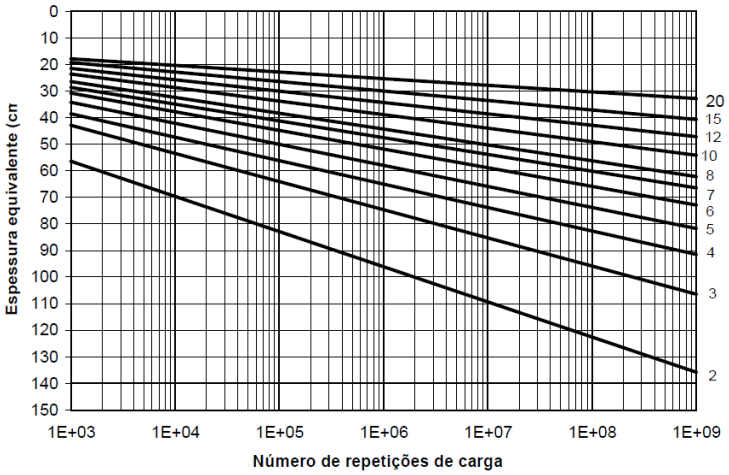

Figura 3.1 – Ábaco para Determinação da Espessura Total do Pavimento (PMSP, 2004)

Fixadas estas espessuras, procede-se a determinação das espessuras das demais camadas constituintes da estrutura do pavimento. Estas espessuras são inicialmente obtidas em termos de material granular e convertidas em espessuras reais através dos coeficientes de equivalência estrutural, que expressam a relação entre a

espessura de material granular e do material utilizado de forma que ambos, nas respectivas espessuras, apresentem desempenho estrutural semelhante.

A determinação das camadas constituintes do pavimento se faz pelas seguintes expressões a seguir:

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{20} \quad (1)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S \geq H_n \quad (2)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S + h_{ref} \times K_{ref} \geq H_m \quad (3)$$

Onde:

R = espessura do revestimento;

B = espessura da base;

H_{20} = espessura sobre a sub-base;

h_{20} = espessura da sub-base;

H_n = espessura sobre o reforço do subleito;

h_{ref} = espessura do reforço do subleito;

H_m = espessura do pavimento;

K_R , K_B , K_S , K_{ref} = coeficientes de equivalência estrutural.

As camadas de base e sub-base recomendadas pela metodologia, em termos de tipos de materiais utilizados e suas respectivas espessuras, são apontadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Materiais e Espessuras Mínimas Recomendadas para Base e Sub-base (PMSP, 2004)

Espessuras Recomendadas e Tipo de Material					
Tráfego	**N**	**Base**		**Sub-Base**	
		Material	**Espessura Mínima (cm)**	**Material**	**Espessura Mínima (cm)**
Meio Pesado	2×10^6	granular	15,0	granular	10,0
		granular tratado com cimento	15,0		
Pesado	2×10^7	granular tratado com cimento	15,0	granular	10,0
Muito Pesado	5×10^7	granular tratado com cimento	20,0	granular	10,0
Corrredor Médio	10^7	granular	15,0	granular	10,0
		granular tratado com cimento	15,0		
Corredor Pesado	5×10^7	granular tratado com cimento	20,0	granular	10,0

A Tabela 3.4 indica valores típicos de coeficientes estruturais para alguns materiais, constantes nas instruções de projeto da PMSP.

De acordo com o método, é necessário efetuar a verificação mecanicista à fadiga das camadas asfálticas e tratadas com cimento para a estrutura dimensionada, de acordo com as exigências da instrução de projeto IP-08/2004 – "Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas de Pavimentos". Este tema será abordado com mais detalhes nos capítulos posteriores.

Tabela 3.4 – Valores de Coeficiente Estrutural (PMSP, 2004)

Material	Coeficiente Estrutural - K
Base ou revestimento de concreto asfáltico	2,00
Base ou revestimento de concreto magro compactado com rolo	2,00
Base ou revestimento de pré-misturado a quente de graduação densa / binder	1,80
Base ou revestimento asfáltico por penetração	1,20
Paralelepípedos	1,00
Base de brita graduada simples, macadame hidráulico e estabilizadas granulometricamente	1,00
Base de brita graduada tratada com cimento, com resistência à compressão aos 7 dias superior a 4,5 MPa	1,70

3.2 Método de Dimensionamento da AASHTO para Pavimentos Asfálticos

As versões do manual de projeto de pavimentos da *American Association for State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) basearam-se em equações empíricas desenvolvidas com base nos resultados obtidos na pista experimental da AASHO, AASHO Road Test, no fim dos anos 50 (AASHTO MEPDG, 2008).

A AASHO *Road Test* teve sua construção finalizada em setembro de 1958, em Ottawa, Illnois, nos Estados Unidos da América, sendo que foi monitorado o tráfego misto de veículos sobre esta, no período de 1958 ao fim de 1960. Foram avaliados os efeitos do carregamento solicitante, de modo que se estabeleceu a relação entre a repetição de cargas do eixo padrão, com 80 KN, espessura das camadas constituintes do pavimento e a perda de conforto ao rolamento, expressa em termos da serventia.

A serventia é definida como a capacidade de um pavimento atender ao tráfego para o qual foi dimensionado, enquanto o desempenho representa a capacidade do pavimento em atender satisfatoriamente ao tráfego ao longo de um período. Na pista de testes da AASHO foi determinado o desempenho de acordo com a serventia, determinada desde o momento da inauguração das pistas e em diversas ocasiões após sua construção, para todos os pavimentos implantados.

O pavimento dos *loops* da pista de testes da AASHO foi inicialmente avaliado por usuários, que atribuíram notas numa escala de 0 a 5, onde 5 corresponde a um pavimento em excelentes condições. Para tal, foram formados grupos de avaliadores, provenientes de diversos segmentos, com opiniões e atitudes variadas, os quais receberam treinamento adequado para realizar tal tarefa. Esta medida de serventia, correspondente à nota atribuída ao pavimento por um avaliador específico, é denominada Nota Individual de Serventia Atual (*Individual Present Serviceability Rating*). O valor médio das notas aferidas pelos avaliadores correspondentes a um grupo é denominado PSR - *Present Serviceability Rating* (AAHSTO, 1993).

Adicionalmente, foi efetuada análise estatística visando correlacionar o valor de PSR com diversas medidas físicas na superfície do pavimento, sendo esta medida denominada PSI (*Present Serviceability Index, ou ainda* Índice de Serventia Atual). Foi determinada a seguinte equação para pavimentos asfálticos:

$$PSI = 5{,}03 - 1{,}91 \cdot \log(1 + SV) - 1{,}38 \cdot \overline{RD}^2 - 0{,}01 \cdot (C + P)^{0{,}5} \qquad (4)$$

Onde,

SV: variância da declividade, 10^{-6} rad;

$\overline{RD}$: Trilha de roda média, in;

C+P: Área de trincamento do tipo 2 e 3, somado à área de remendos, em ft²/ 1000 ft².

O valor inicial de PSI para um pavimento é função do tipo de estrutura empregado e de sua qualidade de construção. Valores típicos de PSI obtidos no experimento da AASHO foram de 4,2 para pavimentos flexíveis e 4,5 para pavimentos rígidos. O

índice de serventia terminal, correspondente ao índice mais baixo tolerado sem a necessidade de intervenção de restauração ou reconstrução, é recomendado igual ao mínimo de 2,5 para rodovias de tráfego elevado.

Equação de Dimensionamento do método da AASHTO

Segundo Huang (2004), as equações de dimensionamento originais desenvolvidas baseavam-se exclusivamente nos resultados obtidos na pista de testes da AASHO, sendo modificadas posteriormente de modo a contemplar condições climáticas e características de suporte do subleito diferentes daquelas presentes na pista experimental.

As equações originais, para pavimentos flexíveis, são apresentadas nas 5 a 7..

$$G_t = \beta(logW_t - log\rho) \quad (5)$$

$$\beta = 0{,}40 + \frac{0{,}081(L_1+L_2)^{3{,}23}}{(SN+1)^{5{,}19}L_2^{3{,}23}} \quad (6)$$

$$log\rho = 5{,}93 + 9{,}36 \cdot \log(SN+1) - 4{,}79 \cdot \log(L_1+L_2) + 4{,}33 \cdot \log L_2 \quad (7)$$

Onde

G_t: logaritmo da taxa de perda de serventia no instante t, para p_t=1,5;

β: função das variáveis do projeto e do carregamento;

W_t = número de eixos aplicados no fim do instante t;

p_t = serventia no fim do instante t;

L_1 = carregamento de eixo simples ou tandem, em kip;

L_2 = código de eixo, igual a 1 para eixo simples e 2 para eixo tandem;

SN = número estrutural do pavimento.

As equações apresentadas podem ser simplificadas para a situação de eixo simples, com carga de 80 kN, ou 18 kip, onde L_1=18 e L_2=1. Adicionalmente, as equações 2 a 4 foram combinadas e modificadas para incluir condições climáticas e de suporte diferentes das presentes na pista experimental.

A equação 8, obtida pelo procedimento descrito, é a equação final para dimensionamento de pavimentos flexíveis, e relaciona o tráfego solicitante, em solicitações do eixo-padrão (80 KN), espessuras das camadas e serventia.

$$\mathrm{Log}\,W_{18} = Z_R S_0 + 9{,}36\log(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4{,}2-1{,}5}\right)}{0{,}4+1094/(SN+1)^{5{,}19}} + 2{,}32\log M_R - 8{,}07 \quad (8)$$

Onde:

W_{18} = número de repetições do eixo padrão de 80 kN, ou ainda 18 kip;

SN = número estrutural do pavimento, calculado conforme a equação 9;

Z_R = desvio padrão normal para um nível de confiabilidade arbitrário;

S_0 = desvio padrão;

$\Delta PSI = p_i - p_t$;

p_i = índice de serventia inicial;

p_t = índice de serventia terminal;

M_R = módulo de resiliência do subleito, em lb/in²

A equação 8 foi determinada a partir de testes que compreenderam 1.114.000 aplicações de cargas não equivalentes para cada seção de estudo, sendo que as seções que atingiram valor de serventia igual a 1,5 eram imediatamente reforçadas, com acréscimo de concreto asfáltico usinado a quente – CAUQ, antes da continuação dos testes.

Ressalta-se que a confiabilidade foi introduzida no equacionamento, considerando o fato de que os dados de entrada são valores médios. Dessa forma, a confiabilidade representa a probabilidade de que a serventia seja a desejada durante o período de projeto, ainda que as condições de tráfego e ambientais variem dentro de um intervalo.

A partir da análise estatística da curva de distribuição normal foram determinados os valores para o desvio padrão normal, Z_R, para diversos níveis de confiabilidade, conforme apresentado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Desvio Padrão Normal em função de Níveis de Confiabildiade (Adaptado de AASHTO, 1993)

Confiabilidade (%)	Z_R	Confiabilidade (%)	Z_R
50	0,000	93	-1,476
60	-0,253	94	-1,555
70	-0,524	95	-1,645
75	-0,674	96	-1,751
80	-0,841	97	-1,881
85	-1,037	98	-2,054
90	-1,282	99	-2,327
91	-1,340	99,9	-3,090
92	-1,405	99,99	-3,750

Os níveis de confiabilidade recomendados para cada classe de via são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Níveis de Confiabilidade em função do Tipo de Via (Adaptado de AASHTO, 1993)

Classificação da Via	Urbana	Rural
Interestaduais e autoestradas	85 – 99,9	80 – 99,9
Arteriais principais	80 – 99	75 – 95
Coletoras	80 – 95	75 – 95
Locais	50 – 80	50 – 80

O número estrutural do pavimento, SN, é um valor que expressa a capacidade estrutural do conjunto de camadas constituintes deste pavimento, o qual é necessário para resistir aos esforços impostos pelo carregamento, em termos de repetições do eixo padrão de 80 kN, em função da capacidade de suporte do subleito, valor de serventia esperado ao fim do período de projeto e condições climáticas. O cálculo do número estrutural é efetuado a partir da equação 9.

$$SN = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 \times m_2 + a_3 \times h_3 \times m_3 \quad (9)$$

Onde:

a_1, a_2, a_3 = coeficientes estruturais dos materiais das camadas de revestimento, base e sub-base;

h_1, h_2, h_3 = espessuras das camadas de revestimento, base e sub-base, em polegadas;

m_2, m_3 = coeficientes de drenagem das camadas de base e sub-base;

Segundo AASHTO (1993), o coeficiente de equivalência estrutural, a_i, expressa a medida da habilidade relativa de uma espessura unitária de um dado material funcionar como elemento estrutural em um pavimento. Coeficientes estruturais podem ser determinados a partir de pistas ou seções experimentais, como a da AASHO, ou ainda obtidos por meio de correlações com propriedades do material constituinte. É recomendável que o coeficiente estrutural de uma camada seja relacionado ao módulo de resiliência do material.

Nas expressões 10 a 12 são apresentadas correlações para obtenção dos coeficientes estruturais considerando-se os módulos de resiliência (E_i) dos materiais, expressos em kgf/cm².

- Revestimento de concreto asfáltico

$$a_1 = 0{,}4.\,log\left({E_1}/{30.000}\right) + 0{,}44 \qquad (10)$$

$0{,}20 < a_1 < 0{,}44$

- Base cimentada

$$a_2 = 0{,}51.\,log\left({E_2}/{30.000}\right) + 0{,}08 \qquad (11)$$

$$a_2 = 1{,}917\,.\,10^{-6}.\,{E_2}^{1{,}0615}$$

$0{,}10 < a_2 < 0{,}28$

- Base granular

$$a_3 = 0{,}25.\,log\left({E_3}/{1600}\right) + 0{,}11 \quad (12)$$

$$a_3 = 1{,}436\,.\,10^{-4}.\,{E_3}^{0{,}8883}$$

$0{,}06 < a_3 < 0{,}20$

O cálculo da espessura para as camadas de revestimento, base, sub-base é efetuado pelas expressões 13 a 15

$$D_1 = \frac{SN_1}{a_1} \quad (13)$$

$$D_2 = \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 \cdot m_2} \quad (14)$$

$$D_3 = \frac{SN_3 - SN_2}{a_3 \cdot m_3} \quad (15)$$

Onde,

D_1, D_2 e D_3 = espessuras das camadas de revestimento, base e sub-base, respectivamente, pol;

SN_1, SN_2, SN_3 = números estruturais calculados no topo das camadas de base, sub-base e subleito, respectivamente;

a_1, a_2, a_3 = coeficientes estruturais para as camadas de revestimento, base e sub-base, respectivamente;

m_i = coeficientes de drenagem para as camadas, em função das condições de drenagem dos materiais.

Conforme apresentado, observou-se que em ambas as metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis não há considerações a respeito da temperatura de serviço do pavimento, e das velocidades de operação dos veículos que a utilizam.

3.3 Respostas Estruturais em Pavimentos Flexíveis

A resposta estrutural de um pavimento solicitado por um determinado carregamento rodoviário é função das características dos materiais constituintes de suas camadas, tais como espessura, módulo de resiliência, coeficiente de Poisson, capacidade de suporte do subleito, além das características do carregamento propriamente dito, como magnitude e disposição das cargas provenientes das rodas dos veículos.
O carregamento rodoviário, ao transitar pela superfície do pavimento, gera tensões e deformações no interior das camadas, conforme ilustrado na Figura 3.2.

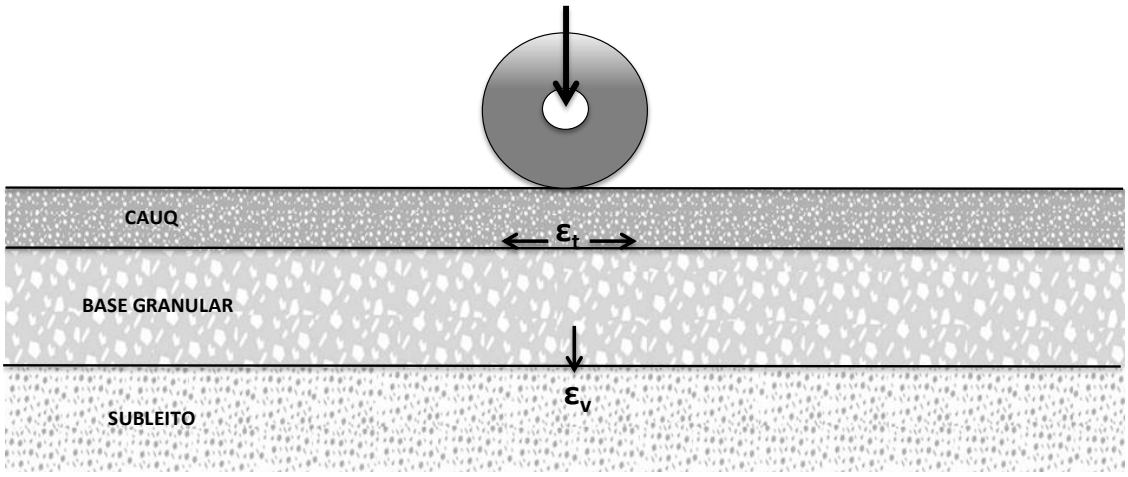

Figura 3.2 – Deformações Atuantes na Estrutura do Pavimento Flexível

Há diferentes formas de se calcular as tensões e deformações geradas no interior da estrutura do pavimento a partir de um carregamento arbitrário, geralmente baseadas na teoria da elasticidade, destacando-se a utilização de ábacos e equações disponíveis na literatura, ou ainda programas computacionais.

Segundo Huang (2004), pavimentos flexíveis são sistemas de camadas onde se empregam materiais de melhor qualidade no topo, e dessa forma, não podem ser considerados como uma massa homogênea de um único material. Portanto, para analisar de forma mais realista tais estruturas, é necessário utilizar teorias multicamadas.

Segundo Balbo (2007), Boussinesq publicou em 1985 o equacionamento que representava a interação entre forças de contato atuando sobre o contorno de um sólido semi-infinito. Tais equações foram expandidas posteriormente, servindo de

base para a Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas (TSCE), proposta por Burmister em 1945. A formulação de Boussinesq assume que o material é homogêneo, isotrópico, sendo que as tensões ficam caracterizadas pelo módulo de resiliência e coeficiente de Poisson do material, o qual obedece à Lei de Hooke generalizada.

Burmister desenvolveu soluções para sistemas de duas camadas em 1943, e três camadas em 1945, baseando-se na Teoria da Elasticidade em três dimensões. As seguintes hipóteses foram adotadas na formulação:

- Materiais: cada camada do sistema é homogênea, elástica e isotrópica, estando dessa forma sujeita à lei de Hooke;
- Geometria do sistema: a primeira camada é considerada com espessura finita e extensão infinita, em ambas as direções horizontais, ao passo que o subleito é considerado infinito em todas as direções;
- Condições de superfície: na superfície da primeira camada não existem tensões fora dos limites da carga circular distribuída.

A TSCE permite determinar tensões, deformações e deslocamentos (deflexões) em pontos críticos de um pavimento asfáltico, apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Posições Críticas para Análise em pavimentos Flexíveis (adaptado de Balbo, 2007)

Ponto de Análise	Resposta	Aplicação
Revestimento asfáltico - superfície	Deflexão	Projetos de restauração de pavimentos
Revestimento asfáltico - fundo da camada	Deformação horizontal de tração	Análise de fadiga
Materiais tratados - fundo da camada	Tensão horizontal de tração	Análise de fadiga
Subleito - topo do camada	Deformação vertical de compressão	Análise de deformação plástica

A Figura 3.3 mostra a representação gráfica da solução de Burmister para a distribuição de tensões verticais sob o centro de um carregamento circular, para um sistema de duas camadas elásticas, com relação modular E_1/E_2, sob efeito de um carregamento com pressão “q” e raio de aplicação “a”, utilizado para determinação da tensão vertical “σ_z”, a uma profundidade “z”. O gráfico é válido para sistemas cuja espessura “h_1” seja igual ao raio de aplicação da carga circular.

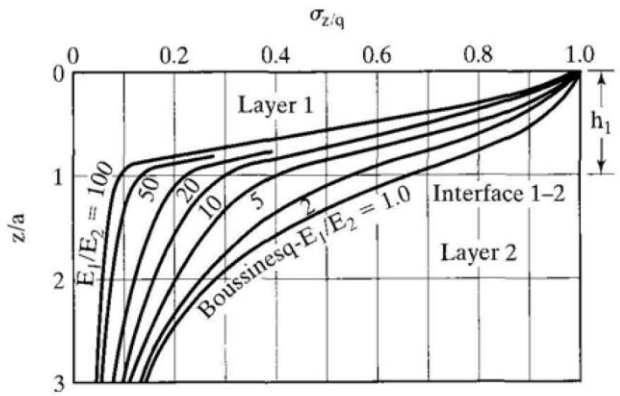

Figura 3.3 – Deformações Atuantes na Estrutura do Pavimento Flexível para Sistemas de duas Camadas (Burmister, 1958)

A Figura 3.4 aponta a influência da espessura do pavimento e da relação modular na tensão vertical de compressão "σ_c" na interface entre pavimento e subleito, ou seja, no topo da camada de subleito, para as mesmas condições de carregamento.

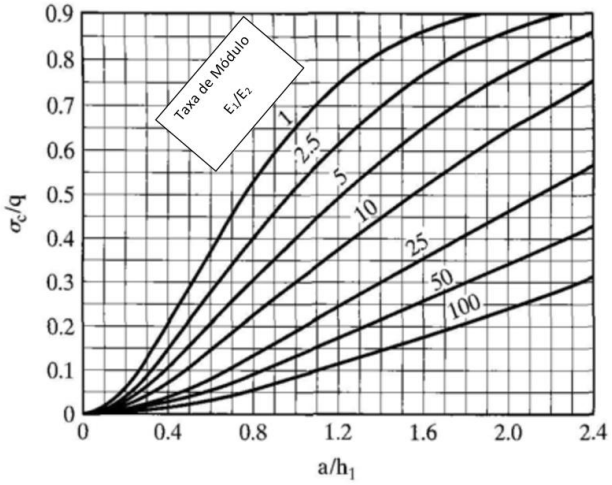

Figura 3.4 – Tensão Vertical no topo do Subleito para Sistemas de duas Camadas (Huang, 1969)

Huang (2004), apresenta ainda as soluções gráficas de Burmister para determinação dos deslocamentos verticais, ou seja, deflexões, em sistemas de duas camadas. As deflexões são determinadas em termos do fator de deflexão "F_2". Na Figura 3.5 o ábaco determina a deflexão na superfície do pavimento, enquanto a Figura 3.6 apresenta o gráfico para determinação da deflexão na interface entre as camadas (topo do subleito).

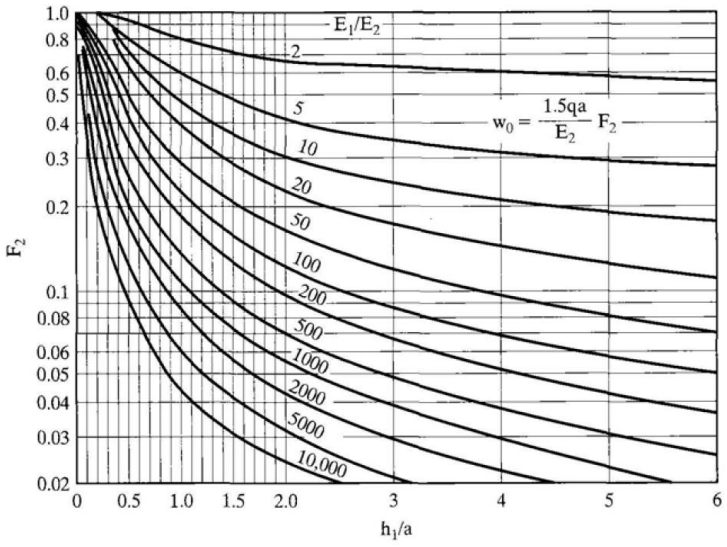

Figura 3.5 – Deflexões verticais superficiais para Sistemas de duas Camadas (Burmister, 1958)

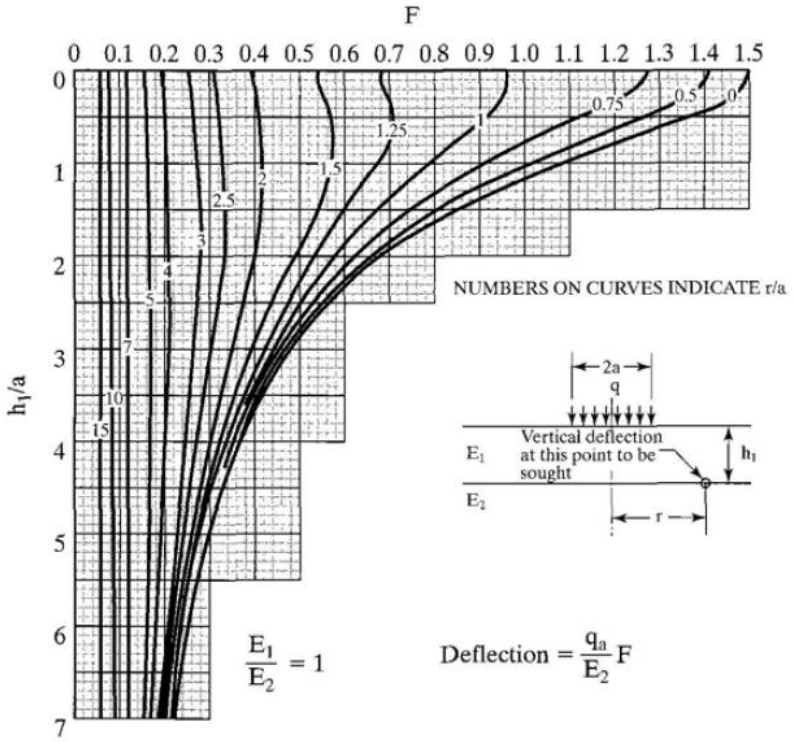

Figura 3.6 – Deflexão Vertical no topo do Subleito para Sistemas de duas Camadas (Huang, 1969)

As deformações devido ao efeito da tração, críticas para a análise da vida útil de camadas asfálticas, podem ser determinadas pelo ábaco de Huang, 1973, conforme Figura 3.7. Este é aplicável a sistemas de duas camadas elásticas sob efeito do carregamento de uma roda, e determina a tração atuante no fundo da camada superior (1), em função do fator de deformação “F_e”.

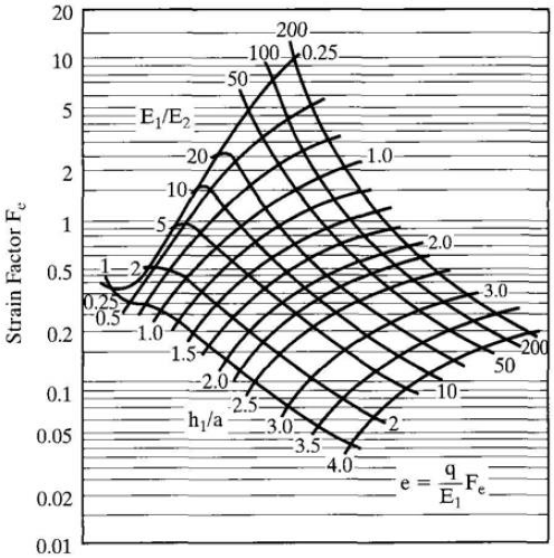

Figura 3.7 – Deformação de Tração no Fundo do Revestimento para Sistemas de duas Camadas (Huang, 1973)

Todavia, pavimentos são sistemas complexos, constituídos de diversas camadas, de diferentes materiais. Dessa forma, um sistema de duas camadas é insuficiente para representá-los adequadamente.

Com o advento dos computadores nas últimas décadas, foram desenvolvidos diversos softwares baseados na TSCE para aplicação na área rodoviária, citados na literatura por Balbo (2007), Preussler (2002), e outros autores. Destacam-se:

- Elsym 5: *Elastic Layered Symmetrical* (KOPERMAN et al., 1986), desenvolvido sob patrocínio da *Federal Highway Administration*, permite carregamento por até dez cargas iguais, dispostas em qualquer configuração de coordenadas no plano. O programa trabalha com até cinco camadas elásticas, admitindo as mesmas hipóteses de Burmister. São determinadas as tensões, deformações e deslocamentos em até 100 coordenadas tridimensionais, a partir da entrada de dados do carregamento e características elásticas das camadas do pavimento;
- Bisar: *Bitumen Structures Analysis in Roads*, desenvolvido pela *Shell International Petroleum Company* em 1978, permite trabalhar com estruturas de até dez camadas elásticas, sob carregamento rodoviário;

- FLAPS: *Finite Layer Analysis of Pavement Structures*, desenvolvido por Regis Martins Rodrigues em 1988, utiliza o método dos elementos finitos para efetuar as simulações, admitindo comportamento mecânico linear e não linear;
- Fepave: *Finite Element Analysis of Pavement Structures*, utiliza o método dos elementos finitos para o cálculo de tensões e deslocamentos na estrutura do pavimento. A estrutura é dividida em malha quadrangular, com aplicação de carga uniforme circular na superfície. Permite inclusive o cálculo de estruturas com materiais de comportamento não linear.

3.4 Modelo de Ruptura em Pavimentos Asfálticos

Em metodologias mecanicistas de projeto de pavimentos flexíveis, são determinados critérios de falha associados a defeitos específicos, relacionados a modelos de comportamento em função do número de solicitações atuantes. Dessa forma, pode ser estimada a vida de uma determinada camada em termos de solicitações de um eixo padronizado, para um dado material estudado previamente.

Em pavimentos flexíveis brasileiros, as principais causas de falha são o trincamento devido à fadiga da camada asfáltica, e a formação de afundamento nas trilhas de rodas.

O trincamento por fadiga da camada asfáltica está relacionado à deformação de tração horizontal na fibra situada na parte inferior desta camada, enquanto o afundamento nas trilhas de rodas está ligado à deformação de compressão vertical excessiva no topo do subleito (HUANG, 2004). Tal consideração a respeito do afundamento nas trilhas de rodas refere-se exclusivamente a problemas no subleito, considerando que não há afundamento por fluência do revestimento asfáltico.

No caso de pavimentos semirrígidos, com base cimentada, presentes em parte dos corredores de ônibus em grandes centros urbanos ou ainda em vias de elevado volume de tráfego, deve-se verificar o trincamento devido à fadiga da camada cimentada, limitando a tensão máxima de tração na fibra inferior.

A prefeitura do município de São Paulo, em sua instrução de projeto IP-08/2004 – “Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas de Pavimentos” estabelece o uso de modelos para verificação dos parâmetros ligados à fadiga dos materiais asfálticos e cimentados indicados nas equações 16 a 19.

Camada Asfáltica:

$N = 5{,}548 \cdot 10^{16} \cdot D_0^{-5{,}319}$ h < 100 mm (16)

$N = 3{,}036 \cdot 10^{13} \cdot D_0^{-3{,}922}$ h > 100 mm (17)

Onde,

N = número de solicitações admissíveis;

D_0 = deflexão na superfície do concreto asfáltico, 10^{-2} mm;

h = espessura do revestimento.

$$N = 6{,}64 \cdot 10^{-7} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2{,}93} \quad (18)$$

Onde,

N = número de solicitações admissíveis;

ε_t = deformação específica máxima de tração na camada asfáltica, cm/cm;

Brita Graduada Tratada com Cimento, Balbo, 1993:

$$N_f = 10^{(17{,}137 - 19{,}608RT)} \quad (19)$$

Onde,

N_f = número de solicitações admissíveis;

RT = relação entre tensões atuante e resistência admissível do material;

Modelos de fadiga para materiais podem ser obtidos por meio de ensaios à tensão controlada ou deformação controlada. Geralmente, modelos à tensão controlada são utilizados para materiais que, durante o ensaio, não apresentam degradação no seu

módulo de deformação. Em geral, são aplicáveis a materiais como a brita graduada tratada com cimento e concreto compactado com rolo.

Modelos à deformação controlada usualmente são representados por equações como a expressão 20, devido ao modelo de regressão utilizado na análise dos dados dos ensaios.

$$N = k \cdot \left(\frac{1}{x}\right)^n \qquad (20)$$

Onde,
N = número máximo de solicitações admissíveis;
k e n = constantes da regressão;
x = variável estudada, tal como deformação, tensão, etc.

Lopes, 2012, apresenta um resumo dos modelos encontrados na literatura nacional e internacional, desenvolvidos nos últimos anos, para equação de fadiga da forma apresentada na expressão 20, referentes a deflexão, tensão de tração no revestimento e deformação de compressão no subleito, conforme ilustrado na Tabela 3.8.

Ressalta-se que em função das diferenças entre as características das condições de ensaio e de serviço do material em campo, pode ser necessária a utilização de fatores de correção campo-laboratório.

Tabela 3.8 – Modelos de fadiga para misturas asfálticas e ruptura do subleito (Lopes, 2012)

Autor	Ano	*K*	*n*	Parâmetro
Barker, Brapston & Chou	1977	$9,700 \times 10^{-10}$	4,030	Fadiga do CAUQ
Brown, Pell & Stock	1977	$8,900 \times 10^{-13}$	4,900	Fadiga do CAUQ
Treybeg et al	1977	$9,725 \times 10^{-15}$	5,163	Fadiga do CAUQ
Pell & Brown	1972	$2,200 \times 10^{-19}$	6,100	Fadiga do CAUQ
Eps & Monismith	1973	$6,280 \times 10^{-7}$	3,010	Fadiga do CAUQ
BRRC - Belgian Road Research Center (Verstraeten, Veverka & Francken)	1982	$4,856 \times 10^{-14}$	4,762	Fadiga do CAUQ
Preussler	1983	$2,990 \times 10^{-6}$	2,150	Fadiga do CAUQ
FHWA (Federal Highway Administration)	1976	$1,092 \times 10^{-6}$	3,512	Fadiga do CAUQ
TRRL (Transportation and Road Research Laboratory)	1984	$1,660 \times 10^{-10}$	4,320	Fadiga do CAUQ
Ullidtz (Denmark)	-	$1,410 \times 10^{-15}$	5,620	Fadiga do CAUQ
NAASRA (Australian)	-	$5,760 \times 10^{-13}$	5,000	Fadiga do CAUQ
Porter & Kennedy (University Texas)	-	$1,850 \times 10^{-5}$	3,040	Fadiga do CAUQ
Pinto	1991	$6,640 \times 10^{-7}$	2,930	Fadiga do CAUQ
Pinto & Preussler - CAP-50/60	1980	$2,850 \times 10^{-7}$	3,690	Fadiga do CAUQ
Pinto & Preussler - CAP-85/100	1980	$9,680 \times 10^{-3}$	2,300	Fadiga do CAUQ
Asphalt Institute	-	$3,017 \times 10^{-6}$	3,291	Fadiga do CAUQ
Illinois Department of Transportation (Thompson)	1987	$5,000 \times 10^{-6}$	-3,000	Fadiga do CAUQ
Shell Ksla (Dormon & Metcalf)	1965	$6,069 \times 10^{-10}$	4,762	Ruptura do Subleito
BRRC - Belgian Road Research Center (Verstraeten, Veverka & Francken)	1982	$3,048 \times 10^{-9}$	4,348	Ruptura do Subleito
Nottingham University (Brown et al.)	1977	$1,128 \times 10^{-6}$	3,571	Ruptura do Subleito
Shell (Claessen, Edwards, Sommer, Uge)				Ruptura do Subleito
50% de confiabilidade	Revisado em 1985	$6,150 \times 10^{-7}$	4,0	Ruptura do Subleito
85% de confiabilidade		$1,940 \times 10^{-7}$		Ruptura do Subleito
95% de confiabilidade		$1,050 \times 10^{-7}$		Ruptura do Subleito
LCPC - pavimento novo (Marchand et al.)	1983	$1,200 \times 10^{-7}$	4,167	Ruptura do Subleito
LCPC - reforço (Marchand)	1983	$2,721 \times 10^{-9}$	4,098	Ruptura do Subleito
Asphalt Institute (Santucci)	1984	$1,338 \times 10^{-9}$	4,484	Ruptura do Subleito
NAASRA (Potter & Donald)	-	$1,622 \times 10^{-15}$	7,1429	Ruptura do Subleito
U.K. Transport & Road Research Laboratory (85% de confiabilidade)	-	$6,180 \times 10^{-8}$	3,950	Ruptura do Subleito

3.5 Estruturas de Pavimento Típicas para Corredores de Ônibus em São Paulo

Nos últimos anos, para corredores de ônibus compostos por pavimentos asfálticos, em muitos casos têm sido empregadas estruturas com bases cimentadas, devido ao elevado volume de tráfego encontrados neste tipo de via.

Nestes tipos de estrutura, devido à rigidez elevada da brita graduada tratada com cimento, e pela disposição dos materiais, a camada asfáltica fica comprimida, evitando sua fadiga por ruptura sob efeito da tração horizontal.

A instrução de projeto IP-05 da PMSP (2004), destinada ao dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego meio pesado a muito pesado, e corredores de ônibus, propõe algumas estruturas típicas de pavimentos, em termos de materiais e espessuras para as camadas de revestimento, base, e sub-base, conforme o volume de tráfego da via.

A Figura 3.8 apresenta estruturas recomendadas para corredores de ônibus, em vias com tráfego médio e elevado, caracterizados por números “N” de solicitações do eixo padrão de 8,2tf iguais a 10^7 e $5x10^7$, respectivamente.

Volume Médio	$N=10^7$
CAUQ - Faixa III	5,0 cm
CAUQ - Faixa II	5,0 cm
BGTC	21,0 cm
BGS	10,0 cm

Volume Elevado	$N=5x10^7$
CAUQ - Faixa III	5,0 cm
CAUQ - Faixa II	7,5 cm
BGTC	20,0 cm
BGS	10,0 cm

Legenda:
CAUQ: Concreto Asfáltico Usinado a Quente
BGTC: Brita Graduada Tratada com Cimento
BGS: Brita Graduada Simples

Figura 3.8 – Estruturas de pavimento recomendadas em corredores de Ônibus (PMSP, 2004)

As faixas granulométricas dos agregados das misturas asfálticas apresentadas na Figura 3.8 são indicadas na especificação técnica IE-03/2009, da PMSP.

Ressalta-se que, apesar da recomendação de espessura mínima para base cimentada para tráfego pesado, indicada na Tabela 3.3 e na Figura 3.8, ser de 20,0 cm, estruturas com 17 cm a 18 cm de base têm sido utilizadas com sucesso, quando apoiadas em bases granulares, com emprego de sub-base, conforme ilustrado na Figura 3.9. Nestes casos, ficam atendidas as verificações de fadiga para o CAUQ, BGTC e ruptura do subleito, segundo os modelos adotados pela PMSP.

CAUQ - Faixa III	**6,0 cm**	**Legenda:**
CAUQ - Faixa II	**6,5 cm**	**CAUQ: Concreto Asfáltico Usinado a Quente**
BGTC	**18,0 cm**	**BGTC: Brita Graduada Tratada com Cimento**
BGS	**30,0 cm**	**BGS: Brita Graduada Simples**

Figura 3.9 – Estrutura típica de pavimento semirrígido para corredores de ônibus

Todavia, até antes da última década, pavimentos asfálticos sem camada cimentada foram empregados largamente em faixas exclusivas de ônibus, utilizando grandes espessuras de revestimento asfáltico e bases granulares.

Em alguns casos, ainda nos dias de hoje, faixas de tráfego geral são transformadas em faixas exclusivas de ônibus por meio de soluções de restauração e reforço estrutural da camada asfáltica. Geralmente, em tais situações, tratam-se de pavimentos relativamente antigos, constituídos por camadas asfálticas sobre bases granulares, ambas com elevadas espessuras.

3.6 Defeitos de Pavimentos em Corredores de Ônibus

Pavimentos de corredores urbanos de ônibus no Brasil constituem uma situação de aplicação crítica, uma vez que estão sujeitos a tráfego pesado, intenso e canalizado, derramamento de óleos e combustíveis, esforços de aceleração e frenagem, além de gradientes térmicos sazonais típicos do clima tropical. Adicionalmente, interrupções constantes para sua manutenção geram enormes dispêndios.

Devido às características do tráfego solicitante, alguns defeitos no pavimento tornam-se bastante típicos nas faixas exclusivas, destacando-se:

- Escorregamentos de massa asfáltica;
- Formação de panelas;
- Afundamento plástico nas trilhas de rodas;
- Trincamento por fadiga da camada asfáltica;
- Desgaste superficial da camada asfáltica.

Visando minimizar os efeitos de abrasão química do ligante asfáltico proveniente do derramamento de produtos de derivados do petróleo, além do escorregamento de massa provocado pelos esforços de aceleração e frenagem para o concreto asfáltico convencional, camadas de revestimento constituídas por concreto asfáltico tipo SMA (*Stone Mastic Asphalt*) têm sido empregadas como alternativa.

A Figura 3.10 e a Figura 3.17 ilustram alguns dos principais tipos de defeitos detectados em pavimentos asfálticos de corredores de ônibus na zona Sul do município de São Paulo, bairro Vila Clementino. As fotos foram registradas em dezembro de 2013, e referem-se a faixas inicialmente construídas para o tráfego geral, convertidas em corredores de ônibus. As faixas operaram dessa forma por cerca de 1 ano até a data dos registros fotográficos. Ressalta-se que neste período não foi aplicada nenhuma solução de reforço estrutural ao pavimento para atender à nova condição de operação.

Conforme observado nas imagens, os defeitos tendem a ser mais graves nas regiões das paradas e interseções, locais onde tipicamente há frenagem e aceleração, além de operação a baixas velocidades.

A quantidade de defeitos observada, em conjunto com a elevada severidade destes, para o curto período de gênese, indica que a solução de pavimentação empregada não foi adequada para suportar o tráfego solicitante. É provável que a utilização de uma base ou sub-base cimentada, devidamente dimensionada, aliada a um revestimento adequado, evitaria tais defeitos.

O trecho foi vistoriado novamente em agosto de 2014, e observou-se que foram aplicadas intervenções localizadas de restauração, entretanto, novos defeitos surgiram, dentre eles: panelas, afundamentos plásticos e escorregamentos de massa asfáltica. Em alguns casos foi possível observar a base do pavimento antigo exposta, sendo esta constituída por paralelepípedos.

Figura 3.10 – Deformações plásticas no revestimento

Figura 3.11 – Afundamento nas trilhas de rodas e trincamento

Figura 3.12 e Figura 3.13 – Afundamento nas trilhas de rodas, trincas couro de jacaré de elevada severidade, formação de panelas

Figura 3.14 – Deformações plásticas junto a poços de visita e interseção

Figura 3.15 – Afundamento de alta severidade nas trilhas de rodas com escorregamento de massa asfáltica, remendo de revestimento

Figura 3.16 – Trincamento tipo couro de jacaré com formação de panela, afundamentos

Figura 3.17 – Afundamento nas trilhas de rodas

4 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Uma das formas de se determinar o módulo de resiliência de uma mistura é o ensaio de módulo de resiliência (MR), padronizado no país pela norma DNIT 135/2010 - ME. Segundo Bernucci *et al*. (2008), o ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado por aplicação de uma carga repetidamente no plano diametral vertical de um corpo-de-prova (CP) cilíndrico regular. Este carregamento por compressão diametral gera tensões de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Os deslocamentos recuperáveis são medidos por meio de LVDT's, *(linear variable differential transformer*).

No Brasil, o ensaio de MR é realizado apenas para temperatura de referência de 25°C e frequência de 1 Hz, com tempo de aplicação de carga de 0,10 segundo, e 0,90 segundo de repouso. O cálculo do módulo de resiliência é efetuado pela expressão 21, para corpos-de-prova com diâmetro de 100 mm.

$$MR = \frac{F}{100 \cdot \Delta \cdot H}(0{,}9976 \cdot \mu + 0{,}2692) \qquad (21)$$

Onde,
MR: modulo de resiliência, MPa;
F: carga vertical repetida aplicada diretamente no CP, N;
Δ: deslocamento elástico registrado para 300, 400 e 500 aplicações da carga P, cm;
H: altura do CP, cm;
μ: coeficiente de Poisson.

Segundo a norma DNIT 135/2010 - ME é recomendado valor de coeficiente de Poisson igual a 0,30. O valor do módulo de resiliência para o CP ensaiado corresponderá à média aritmética dos valores determinados para 300, 400 e 500 repetições de carga (F).

Ressalta-se que o MR não representa um parâmetro puramente elástico para misturas asfálticas, uma vez que no seu cálculo, associado a um pulso de carregamento, deformações visco elásticas são parcialmente contabilizadas como elásticas (BERNUCCI *et al*., 2008).

Outra consideração existente para fins de expressar a rigidez dos materiais asfálticos é o módulo complexo. Este parâmetro é estudado desde a década de 60 como uma possível alternativa ao ensaio de módulo de resiliência, com o intuito de caracterizar misturas asfálticas.

O ensaio de módulo complexo é padronizado pelas normas americanas AASHTO TP 62 e ASTM D 3497, e consiste na aplicação de um carregamento semi senoidal axialmente sobre corpos-de-prova cilíndricos, sendo medidos os respectivos deslocamentos verticais. O procedimento é repetido para diferentes frequências de carregamento e temperaturas, de modo a obter uma curva mestra que relacione a influência dessas duas variáveis.

Segundo Araújo Júnior *et al*. (2009), a norma da AASHTO estabelece um procedimento de ensaio com frequências entre 0,1 Hz e 25 Hz e temperaturas de -10°C a 54,4°C, enquanto a norma da ASTM estabelece somente três temperaturas de ensaio, 5°C, 25°C e 40°C, e três frequências de carregamento, 1Hz, 4 Hz e 16 Hz. As duas normas diferem ainda quanto à magnitude do carregamento, sendo que a norma da ASTM estabelece carregamentos de até 200 kPa, enquanto a norma da AASHTO preconiza carregamentos de 15 kPa a 2800 kPa, dependendo da rigidez do material ensaiado. Dessa forma, para a norma da AASHTO, no caso de temperaturas mais baixas é recomendada a utilização de carregamentos de maior magnitude.

A tensão aplicada (σ) e a deformação medida (ε) para um carregamento senoidal são representadas pelas seguintes expressões (22) a (24).

$$\sigma = \sigma_0 sen(\omega \cdot t) \quad (22)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 sen(\omega \cdot t - \delta) \quad (23)$$

$$\omega = 2\pi f \quad (24)$$

Onde,

σ_0: amplitude da tensão;

ε_0: amplitude da deformação;

δ: ângulo de fase ligado ao atraso da deformação em relação à tensão;

ω: velocidade angular.

O valor absoluto do módulo complexo, denominado módulo dinâmico, é determinado pela equação 25.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \tag{25}$$

Ressalta-se que a componente em fase ao carregamento denomina-se módulo de armazenamento, e está ligada à parcela elástica da resposta do material ao carregamento, enquanto a componente defasada é denominada módulo de perda, e está relacionada à parcela viscosa da resposta do material.

4.1 Influência da temperatura no módulo de misturas asfálticas

A influência da temperatura no comportamento de misturas asfálticas é significativa, à medida que afeta seu módulo de resiliência. Dessa forma, estudos que relacionam os efeitos da temperatura sobre misturas asfálticas são de grande utilidade para aplicações típicas da engenharia, principalmente em projetos de restauração. Um exemplo de aplicação para tais estudos é a obtenção de uma estimativa do módulo de resiliência de camadas asfálticas de pavimentos em serviço por meio de retro análise de dados deflectométricos obtidos em campo, com equipamento do tipo *Falling Weight Deflectometer* (FWD), sob condições climáticas específicas.

A metodologia atual preconizada pela AASHTO (MEPDG), baseada em estudos da *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP), considera o módulo dinâmico do material asfáltico, $|E^*|$, como dado de entrada no processo de análise, uma vez que este é representativo das propriedades elásticas de um material viscoelástico linear sob ação de um carregamento senoidal, além de permitir analisar

a influência da temperatura e da frequência do carregamento (BERNUCCI *et al*., 2008).

Akbarzadeh *et al*. (2012) estudaram a influência da temperatura em misturas asfálticas, para ensaios de módulo complexo e módulo de resiliência, e comparou fatores de correção laboratoriais por efeito de temperatura, além de modelos de correção por efeito de temperatura para deflexão obtida por FWD. Foram analisados resultados de ensaios de módulo complexo para 42 misturas asfálticas, e de módulo de resiliência para 41 misturas, publicadas em estudos norte-americanos, além de 13 modelos de correção de temperatura para FWD.

Os dados dos ensaios de módulo complexo utilizados, provenientes de 7 estudos, representaram diferentes condições climáticas e de materiais, tais como graduação, volume de vazios e tipos de ligante utilizados, conforme apresentado na Tabela 4.1. Ressalta-se que foram utilizadas duas misturas com ligante modificado por polímero. Todas as misturas foram submetidas à frequências de carregamento de 0,1, 0,5, 1, 5, 10 e 25 Hz, conforme indicado na norma AASHTO TP 62, entretanto, embora a temperatura de ensaio adotada para a maioria dos estudos tenha seguido a tal norma, situando-se entre -10ºC e 54,4ºC, alguns poucos estudos utilizaram temperaturas diferentes das preconizadas.

Os dados dos ensaios de módulo de resiliência utilizados foram obtidos a partir de 6 estudos, onde foram empregados diferentes tipos de misturas, métodos de compactação, tipos de ligantes e graduações de agregado, conforme apresentado na Tabela 4.2. Foi efetuado o ensaio de módulo de resiliência sobre amostras em laboratório, sendo consideradas duas configurações de ensaio: tração indireta (IT) e compressão uniaxial (UC – módulo dinâmico).

Tabela 4.1 – Adaptado de Akbarzadeh *et al*., 2012 - Dados dos Ensaios de Módulo Dinâmico Utilizados

Local do Estudo e Publicação de Referência	Mistura	Vazios (%)	% de Asfalto	$R_{3/4}$ (%)	$R_{3/8}$ (%)	R_4 (%)	R_{200} (%)
Idaho Abu Abdo, 2008	1	3,8	4,9	14,0	36,0	49,0	96,0
	2	4	4,9	14,0	36,0	49,0	96,0
	3	3,9	4,4	0,0	35,0	63,0	95,3
	4	4,5	4,9	0,0	35,0	63,0	95,3
	5	4,1	4,9	29,0	72,0	76,0	96,0
Ontario Uzarowski, 2006	6	6,2	5,3	0,0	14,0	40,0	96,3
	7	6,4	5,7	0,0	28,4	74,6	90,9
	8	5,8	5,7	0,0	34,3	75,0	92,0
	9	6,5	4,4	2,8	31,8	39,8	95,8
	10	5,7	4,6	3,0	36,8	62,0	96,2
Arizona Pellinen, 2001	11	8,2	5,1	0,0	6,7	32,7	95,4
	12	7,7	5,5	0,0	6,7	32,2	95,8
	13	5,6	5,8	0,0	7,2	32,2	95,6
	14	6,3	6,1	0,0	6,2	31,7	95,2
	15	6,5	5,4	0,0	6,0	31,5	95,7
Arkansas Tran, 2005	16	4,8	NA	0,0	20,0	49,0	95,8
	17	7,3	NA	0,0	20,0	49,0	95,8
	18	3,8	NA	29,0	41,0	54,0	96,2
	19	6,9	NA	29,0	41,0	54,0	96,2
	20	4,5	NA	10,0	46,0	63,0	96,8
	21	7,4	NA	10,0	46,0	63,0	96,8
	22	4,3	NA	0,0	15,0	45,0	94,3
	23	6,8	NA	0,0	15,0	45,0	94,3
	24	3,8	NA	0,0	14,0	45,0	94,3
	25	7,3	NA	0,0	14,0	45,0	94,3
Oklahoma Sumesh, 2007	26	4,8	4,6	15,0	26,0	48,0	97,3
	27	4,7	4,1	0,0	31,0	53,0	96,0
	28	3,7	5,4	0,0	14,0	45,0	95,9
	29	4,8	4,8	0,0	11,0	46,0	95,8
	30	4,3	5	0,0	14,0	36,0	94,0
Alberta Juhasz et al., 2009	31	6,8	NA	0,0	20,0	40,0	94,2
	32	6,8	NA	8,0	38,0	52,0	93,0
	33	6,3	NA	0,0	20,0	29,0	93,0
	34	6,6	NA	0,0	13,0	40,0	93,3
	35	6,5	NA	0,0	14,0	41,0	93,5
Texas Walubita et al., 2007	36	NA	6,8	6,7	34,5	73,0	91,6
	37	NA	4,2	24,0	NA	50,0	96,9
	38	NA	4,4	0,0	22,9	50,0	96,1
	39	NA	4	32,0	NA	66,0	96,8
	40	NA	4,5	25,0	NA	55,0	96,8
	41	NA	4,2	24,0	NA	55,0	95,0
	42	NA	5,3	0,0	NA	47,0	95,0

Onde,

$R_{3/4}$, $R_{1/2}$, $R_{3/8}$, $R_{3/8}$, R_4 e R_{200}: porcentagem acumulada retida nas peneiras Nº 3/4, 1/2, 3/8, 4 e 200, respectivamente.

Tabela 4.2 – Adaptado de Akbarzadeh *et al*., 2012 - Dados dos Ensaios de Módulo de Resiliência e Dinâmicos Utilizados

Local do Estudo e Publicação de Referência	*f* (Hz)	T (°C)	Mistura	Configuração do Teste	Vazios (%)	% de Asfalto	$R_{3/4}$ (%)	$R_{3/8}$ (%)	R_4 (%)	R_{200} (%)
Texas Hu et al., 2008	25, 10, 5, 1, 0,5, 0,1	-2 a 37	1	UC	6,2	6	0	15	48	90
			2	UC	4,9	4,9	10	50	73	92
			3	UC	5,8	4,5	5	32	55	95
			4	UC	4,2	5,6	0	32	58	92
Virginia Loulizi et al., 2006	5,3	-15 a 40	5	IT	3,6	NA	0	8	43	92
			6	IT	3,6	NA	0	8	43	92
			7	IT	6,2	NA	15	30	48	95
Carolina do Norte Lacroix et al., 2007	10	5 a 40	8	IT	3,5 a 4,5	NA	NA	NA	NA	NA
			9	IT	3,5 a 4,5	NA	NA	NA	NA	NA
			10	IT	3,5 a 4,5	NA	NA	NA	NA	NA
			11	IT	3,5 a 4,5	NA	NA	NA	NA	NA
Virginia Katicha, 2003	1,6 e 5,3	5 a 40	12	IT	NA	5,6	0	10,1	49,9	94
			13	IT	NA	5,6	0	13,9	66,3	94,5
			14	IT	NA	5,8	0	10,1	55,1	93,4
			15	IT	NA	5,6	0	7,7	41,7	93,7
			16	IT	NA	4,8	0	11,4	43,3	92,4
			17	IT	NA	7,2	0	27,9	72,2	88,3
			18	IT	NA	NA	0	1,5	15,8	94,4
			19	IT	NA	NA	NA	9,7	48,1	92,2
			20	IT	NA	NA	NA	5	38,3	91,8
			21	IT	NA	NA	NA	7,6	45,1	90,8
			22	IT	NA	NA	NA	5,7	36,2	92,4
			23	IT	NA	NA	0	5	48,2	92,7
Minesota Mateos Moreno, 2000	1, 0,5, 0,1	-18 a 40	24	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			25	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			26	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			27	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			28	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			29	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			30	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
			31	IT	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Oklahoma Tarefder, 2003	1,6	0 a 40	32	UC	7,6	5,1	NA	NA	NA	NA
			33	UC	4,7	5,4	NA	NA	NA	NA
			34	UC	5,5	4,9	NA	NA	NA	NA
			35	UC	7,4	4,9	NA	NA	NA	NA
			36	UC	6,5	4,6	NA	NA	NA	NA
			37	UC	3,4	4,6	NA	NA	NA	NA
			38	UC	3,1	5,6	NA	NA	NA	NA
			39	UC	10,1	5,6	NA	NA	NA	NA
			40	UC	12,1	5,9	NA	NA	NA	NA
			41	UC	8,6	5,9	NA	NA	NA	NA

A partir da análise dos dados obtidos nos estudos citados, para ambos os tipos de ensaio, observou-se que o módulo da mistura asfáltica decresce exponencialmente conforme a temperatura aumenta. A equação 26 representa a tendência do comportamento do módulo dinâmico em função da temperatura, para uma frequência de carregamento de ensaio *f*.

$$|E^*| = a \cdot e^{bT}, \text{ para } f=f_0 \qquad (26)$$

Onde *a* e *b* são coeficientes de regressão, que variam em função das propriedades dos materiais empregados na mistura, e f_0 é uma frequência de carregamento

arbitrária. Ressalta-se que tal tendência apresentou altos valores de R^2, em alguns casos superiores a 0,90, indicando que o modelo exponencial representa bem a dependência do material estudado em relação à temperatura, tanto para ensaios de módulo complexo quanto de módulo de resiliência. A *Figura 4.1* e a *Figura 4.2* ilustram o comportamento do módulo dinâmico e do módulo de resiliência, respectivamente, em função da temperatura, para ambos os tipos de ensaio, segundo os resultados obtidos nos estudos relacionados na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2. Observou-se que os resultados obtidos pelos ensaios de módulo dinâmico foram significativamente superiores aos obtidos pelos ensaios de módulo de resiliência.

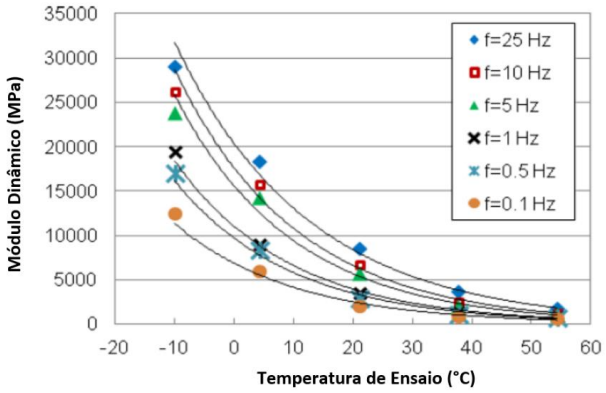

Figura 4.1 - Módulo Dinâmico em função da Temperatura e Frequência de Carregamento para Mistura 6, Ontario (Akbarzadeh et al., 2012)

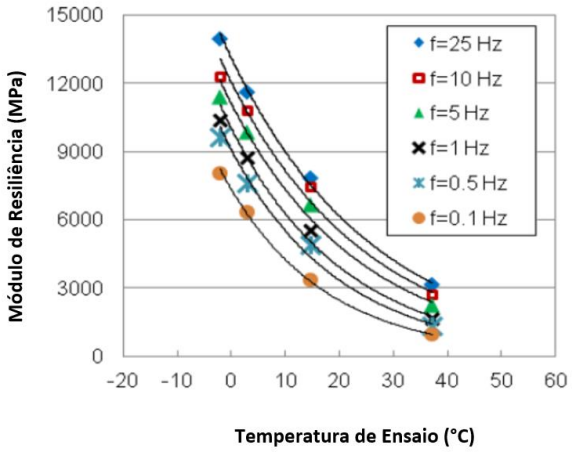

Figura 4.2 - Módulo de Resiliência em função da Temperatura e Frequência de Carregamento para mistura 4, Texas (Akbarzadeh *et al*., 2012)

Com base na equação 25 pode-se calcular fatores de ponderação laboratoriais do módulo dinâmico para temperatura, definidos pela relação entre o módulo à temperatura de referência e à temperatura de ensaio arbitrária, conforme apresentado na equação 27.

$$CF_{|E^*|} = \frac{|E^*|_{(T_0)}}{|E^*|_{(T_1)}} = \frac{a \cdot e^{b \cdot T_0}}{a \cdot e^{b \cdot T_1}} = e^{b(T_0 - T_1)} \quad \text{para } f = f_0 \qquad (27)$$

Onde,

$CF_{|E^*|}$: fator laboratorial de ponderação do módulo devido à temperatura;

T_0: temperatura de referência, °C;

T_1: temperatura de ensaio, °C;

a e *b*: coeficientes de regressão;

f: frequência de carregamento do ensaio, Hz;
f_0: frequência de carregamento específica, Hz.

Akbarzadeh *et al*. (2012) efetuaram uma comparação entre os fatores de correção de temperatura para o módulo obtidos por ensaios laboratoriais e por resultados de FWD, em campo. No caso do módulo obtido por retro análise dos dados do FWD, o fator de correção é definido como a relação entre o módulo do pavimento asfáltico à temperatura de referência e à temperatura de ensaio. Na Tabela 4.3 são apresentados diversos modelos de fatores de correção para o módulo obtido por FWD.

Para efetuar tal comparação foram adotados valores de frequência e temperaturas de referência equivalentes para os modelos de módulo de resiliência, módulo dinâmico e módulo por retro análise de dados do FWD, sendo utilizadas temperatura de referência igual a 21,1°C e frequência de carregamento de 25 Hz. Os modelos de correção laboratoriais utilizados na comparação foram os com valores de *b* máximo e mínimo obtidos na análise dos estudos norte-americanos, para a frequência de 25 Hz. Dessa forma, os modelos de correção foram plotados em um gráfico, conforme apresentado na Figura 4.3. Ressalta-se que além dos modelos laboratoriais e para FWD, foi adicionado o fator de correção proposto pela AASHTO (1993), para pavimento asfáltico com 200 mm de revestimento, e um modelo computacional obtido por meio dos softwares EVERCALC e MICHBACK.

Observou-se que a variação do módulo, para todos os modelos de fatores, foi significativamente menor para temperaturas abaixo da temperatura de referência do que para valores superiores a esta. Em alguns casos, como observado no modelo gerado pelo EVERCALC ou ainda no modelo obtido pelo ensaio de módulo dinâmico para b = -0,076, um acréscimo de cerca de 10°C em relação à temperatura de referência foi suficiente para reduzir o módulo da mistura asfáltica aproximadamente pela metade, como pode ser notado nas equações 28 e 29.

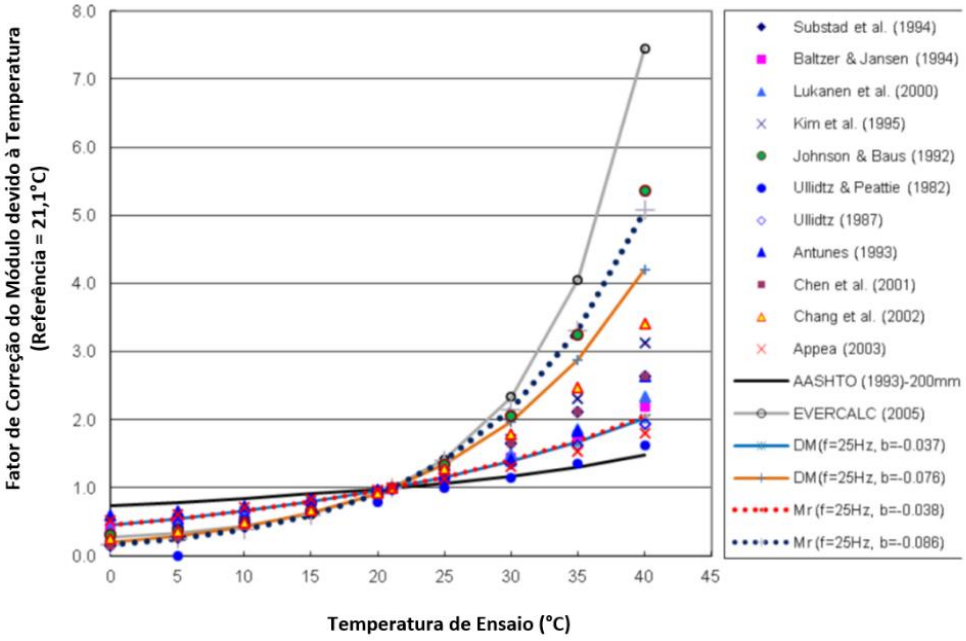

Figura 4.3 – Fator de Correção devido à Temperatura para Módulo Dinâmico, Módulo de Resiliência e FWD, para frequência de 25 Hz (Akbarzadeh et al., 2012)

$$CF = \frac{|E^*|_{(T_0)}}{|E^*|_{(T_1)}} = e^{-0,076(T_0 - T_1)} \ ; \ T_0 = 21,1°C \tag{28}$$

$$\frac{|E^*|_{21,1°C}}{|E^*|_{31,1°C}} = e^{-0,076(-10)} = 2,138 \ \therefore \ |E^*|_{31,1°C} = 0,47|E^*|_{21,1°C} \tag{29}$$

É importante ressaltar que o modelo gerado com base no programa computacional EVERCALC apresenta fatores de correção muito superiores aos demais, especialmente para acréscimos de temperatura superiores a 10 °C. Dessa forma, é razoável concluir que sua utilização pode resultar em resultados distantes da realidade.

O manual técnico de dimensionamento de pavimentos da AUSTROADS, *Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design* (2012) apresenta um modelo de correção para o módulo da mistura asfáltica com ligante convencional, para ensaio de tração indireta por compressão diametral. De acordo com a metodologia australiana, o dimensionamento e a análise do pavimento consideram a temperatura média anual ponderada à qual o pavimento é submetido em serviço, sendo que esta temperatura é catalogada para as cidades australianas e neozelandesas.

Tabela 4.3 – Adaptado de Akbarzadeh *et al*. (2012)– Modelos de Fator de Correção do Módulo de Resiliência para dados de FWD

Nº	Autor	Modelo de Correção devido à Temperatura	Parâmetros
1	Stubstad *et al*., 1994	$\frac{E_{ref}}{E_{AC}} = \frac{1}{1 - 2.2 log\left(\frac{T_{AC}}{T_{ref}}\right)}$	E_{ref} e E_{AC}: Módulos de Referência e Retroanalisado, respectivamente T_{ref}: Temperatura de Referência (°C) T_{AC}: Temperatura do pavimento a 1/3 da espessura (°C)
2	Baltzer e Jansen, 1994	$\frac{E_{ref}}{E_{AC}} = 10^{-0.018(20 - T_{AC})}$	T_{AC}, E_{ref} e E_{AC}: conforme definido no modelo 1
3	Lukanen *et al.* , 2000	$ATAF = 10^{slope.(T_r - T_m)}$	ATAF: Fator de ajuste por temperatura do asfalto Slope: declividade da curva Log-Módulo x Temperatura T_r: Temperatura de referência (°C) T_m: Temperatura do pavimento na metade de sua espessura (°C)
4	Kim *et al.* , 1995	$\frac{E_{68}}{E_T} = 10^{-0.0153(68 - T)}$	E_{68}: Módulo do asfalto na temperatura de 68 F (20°C) E_T: Módulo do asfalto restroanalisado à temperatura T T: temperatura do asfalto na metade da espessura da camada (F)
5	Johnson e Baus, 1992	$\frac{E_{std}}{E_{field}} = 10^{-0.0002175\ (70^{1.886} - T^{1.886})}$	Es_{td}: Módulo do concreto asfaltáltico na temperatura de referência E_{field}: Módulo do concreto asfáltico na temperatura de campo T: Temperatura em campo (F)
6	Ullidtz e Peattie, 1982	$\frac{S_T}{S_{15}} = 1 - 1.384\ log(\frac{T}{15})$	S_T, S_{15}: Módulos do asfalto nas temperaturas T(°C) e a 15°C, respectivamente
7	Ullidtz, 1987	$\frac{E_{To}}{E_T} = \frac{1}{3.177 - 1.673\ log\ T}$	E_{T0}, E_T: Módulos do asfalto nas temperaturas T_0(°C) e T(°C), respectivamente
8	Antunes, 1993	$\frac{E_{T1}}{E_{T2}} = \frac{1.635 - 0.0317\ T_1}{1.635 - 0.0317\ T_2}$	E_{T1}, E_{T2}: Módulos do asfalto nas temperaturas T_1(°C) e T_2(°C), respectivamente

9	Chen *et al*., 2001	$\frac{E_{Tw}}{E_{Tc}} = \frac{(1.8T_c + 32)^{2.4462}}{(1.8T_w + 32)^{2.4462}}$	E_{Tw}, E_{Tc}: Módulos do asfalto nas temperaturas T_w(°C) e T_c(°C), respectivamente
10	Chang *et al*., 2002	$\frac{E_r}{E_0} = 10^{-0.02822(25-T_c)}$	E_r, E_0: Módulos do asfalto nas temperaturas 25°C (referência) e T_c(°C), respectivamente T_c: temperatura medida à metade da espessura da camada
11	Appea, 2003	$\frac{E_{25}}{E_T} = e^{-0.031(25-T)}$	E_{25}, E_T: Módulos nas temperaturas 25°C (referência) e T(°C), respectivamente T: temperatura medida no fundo da camada asfáltica
12	Departamento de Transportes do Estado de Washington, 2005	$TAF = 10^{-0.000147362.(77^2-T_p^2)}$	TAF: Fator de ajuste por temperatura T_p: Temperatura do asfalto (F) Temperatura de Referência: 77 F

A equação 30 apresenta o modelo preconizado pelo método da AUSTROADS, para uma temperatura de ensaio de 25°C, que pode ser representado pela curva da Figura 4.4.

$$\frac{E_{WMAPT}}{E_{25}} = e^{-0,08(WMAPT-25)} \quad (30)$$

Onde,

$WMAPT$: temperatura média anual ponderada, °C;

E_{25}: módulo da mistura asfáltica à temperatura de referência 25°C, MPa;

E_{WMAPT}: módulo da mistura asfáltica à temperatura de serviço (temperatura média anual ponderada), MPa;

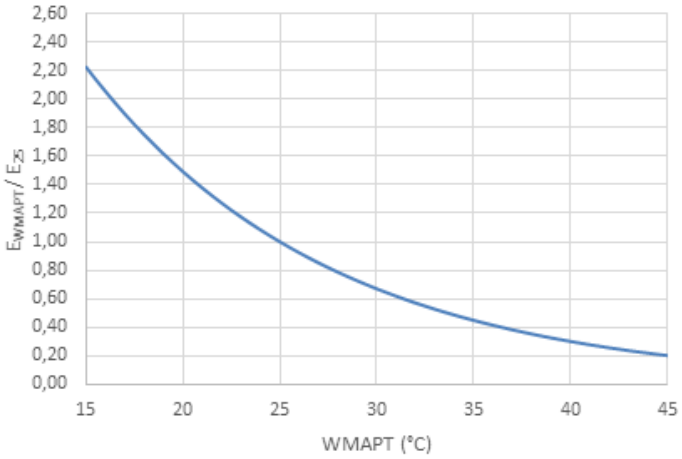

Figura 4.4 – Fator de Correção devido à Temperatura, Ensaio de MR (Adaptado de AUSTROADS, 2012)

De acordo com o modelo australiano observa-se que, para um acréscimo de 10°C em relação à temperatura de referência (25°C), tem-se uma redução no módulo de resiliência da mistura da ordem de 45%, conforme apresentado na equação 31. Este resultado é semelhante aos obtidos em modelos apresentados no estudo de Akbarzadeh. Tal fato é esperado devido ao valor do coeficiente “b” ser bastante próximo para tais modelos.

$$\frac{E_{35°C}}{E_{25°C}} = e^{-0,08(10)} = 0,45 \quad \therefore \quad E_{35°C} = 0,45E_{25°C} \tag{31}$$

A Austroads, em seu relatório técnico *Improved Design Procedures for Asphalt Pavements: Pavement Temperature and Load Frequency* Estimation, 2013, construiu curvas mestras para estudar as relações entre o módulo das misturas, temperatura e frequência de carregamento, por meio de ensaios de módulo complexo sobre misturas asfálticas. Um exemplo de curva mestra desenvolvida como parte do estudo é apresentado na Figura 4.5, onde se adotou mistura asfáltica do tipo AC14 com betume classe 320. Uma vez desenvolvida a curva, pode-se calcular o módulo em qualquer ponto de interesse, processo geralmente automatizado por programas computacionais.

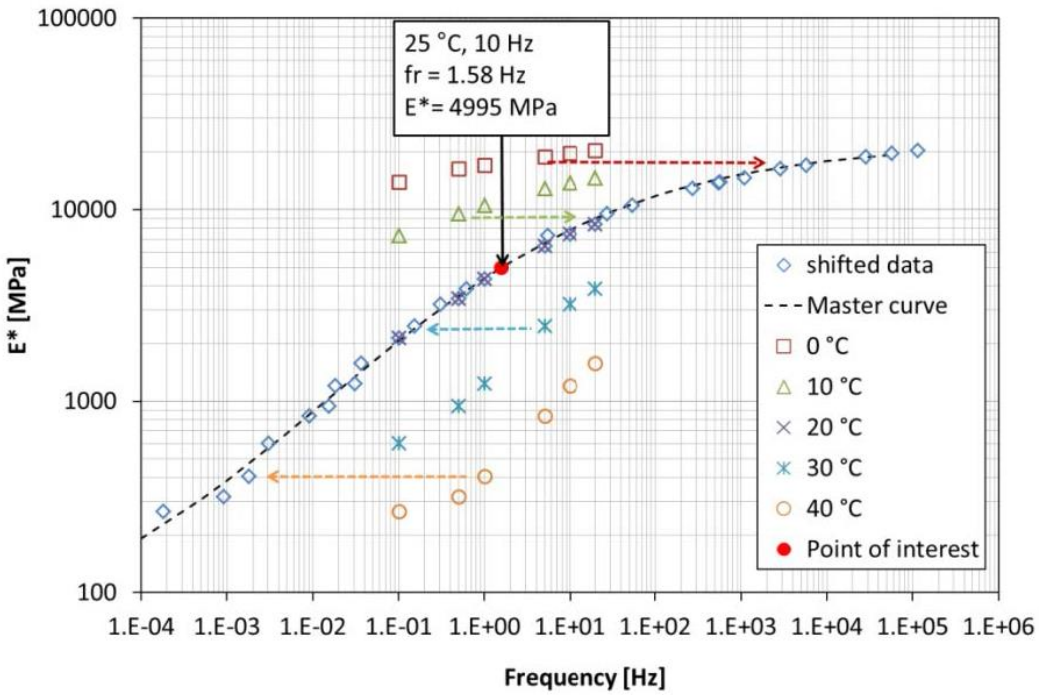

Figura 4.5 – Curva Mestra (AUSTROADS, 2013)

O relatório técnico da Austoroads de 2013 apresenta valores de temperatura para a camada asfáltica de um pavimento flexível situado em Canberra, estimados por meio de modelos em função da temperatura horária do ar, obtida a partir de dados da estação climática da região. A estrutura do pavimento estudada é ilustrada pela Figura 4.6 enquanto a composição das camadas é apresentada na Tabela 4.4.

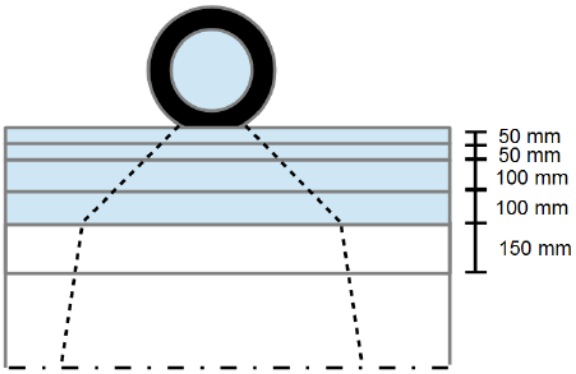

Figura 4.6 – Estrutura de Pavimento Flexível, Canberra (AUSTROADS, 2013)

Tabela 4.4 – Propriedades das camadas do pavimento flexível, Canberra (AUSTROADS, 2013)

Número da Camada	Espessura (mm)	Material	Módulo (MPa)
1	50	Concreto Asfáltico de Graduação Densa (C320)	Variável
2	50	Concreto Asfáltico de Graduação Densa (C320)	Variável
3	100	Concreto Asfáltico de Graduação Densa (C320)	Variável
4	100	Concreto Asfáltico de Graduação Densa (C320)	Variável
5	150	Sub-base em Material Britado	400
6	-	Subleito	50

Foi efetuada análise apenas na camada asfáltica, sendo considerado o valor de WMAPT em Canberra igual a 23 °C, conforme indicado no manual australiano de 2012. Foram determinadas as temperaturas na superfície do pavimento, e no centro das camadas asfálticas apresentadas na Figura 4.7, para um dia quente de verão. Os resultados são apresentados na Figura 4.8.

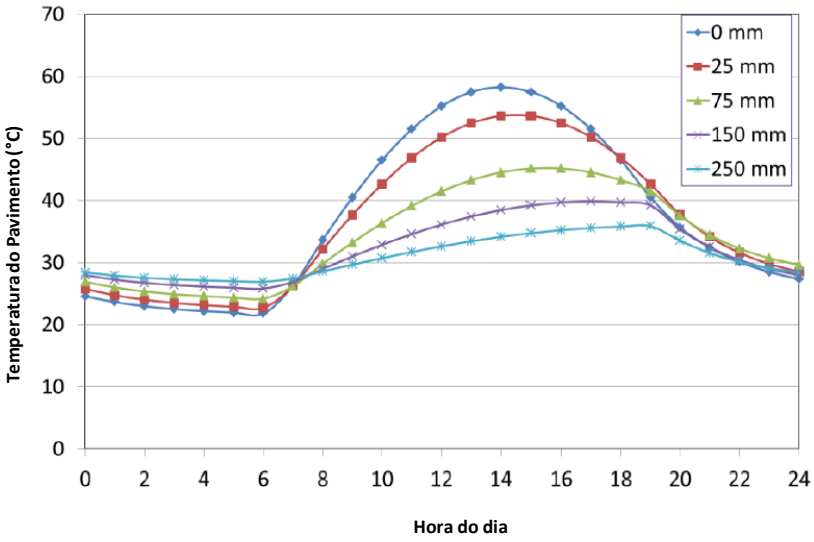

Figura 4.7 – Temperatura horária a diversas profundidades do revestimento, verão, Canberra (Adaptado de AUSTROADS, 2013)

As curvas de temperatura horária mostradas na Figura 4.7 foram utilizadas para determinar o módulo dinâmico das camadas asfálticas, por meio da curva mestra

indicada na Figura 4.5. Foi considerada frequência constante de carregamento igual a 10 Hz. Adicionalmente, efetuou-se uma comparação com o módulo obtido utilizando os procedimentos do *Austroads Guide,* 2012, para WMAPT igual a 23 °C. Os resultados são indicados na Figura 4.8.

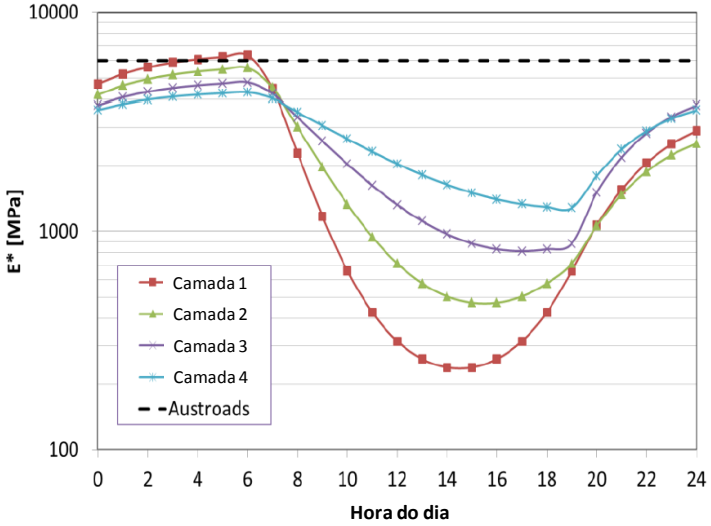

Figura 4.8 – Módulo em função da profundidade do revestimento ao longo do dia, verão, Canberra (Adaptado de AUSTROADS, 2013)

Observou-se que, dependendo da hora do dia e da profundidade analisada, o módulo do material asfáltico apresentou valores de magnitude inferior ao valor médio anual calculado pelo procedimento australiano de 2012.

Analogamente, o procedimento foi repetido para um dia frio de inverno, para o qual se concluiu que, em geral, o módulo das camadas é substancialmente maior que o valor médio anual aplicado no procedimento atual do método australiano. A Figura 4.9 ilustra os valores horários de temperatura e os valores de módulo determinados para as camadas asfálticas do pavimento em estudo.

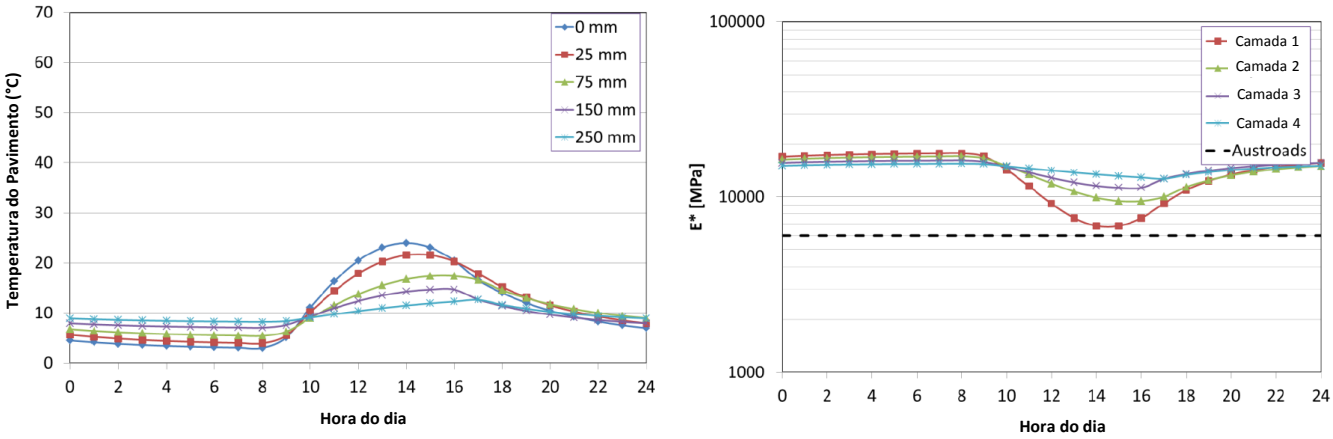

Figura 4.9 – Temperaturas horárias do pavimento e módulo em função da profundidade do revestimento, inverno, Canberra (Adaptado de AUSTROADS, 2013)

Para o estudo referente ao dia quente de verão, as temperaturas das camadas asfálticas situaram-se aproximadamente entre 21 °C e 28 °C nas primeiras 6 horas do dia, atingindo temperaturas máximas próximas a 60 °C, entre as 12 h e as 14 h. As estimativas de módulo para camadas nas horas iniciais do dia situaram-se entre 4.000 MPa e 6.000 MPa, enquanto no intervalo de pico de temperatura, os valores de módulo apresentaram queda bastante acentuada, atingindo valores entre 200 MPa e 1500 MPa, dependendo da profundidade de análise. Ressalta-se que, sob altas temperaturas, houve considerável variação nos valores de módulo em função da profundidade estudada.

No caso do dia de inverno, nas primeiras 8 horas a temperatura observada se manteve no intervalo entre 4 °C e 9 °C aproximadamente, atingindo pico de cerca de 25 °C às 14 horas. Os valores de módulo no intervalo mais frio situaram-se próximos de 16.000 MPa a 19.000 MPa, para todas as profundidades analisadas, apresentando redução no pico de temperatura. No intervalo mais quente do dia, foram estimados valores da ordem de 7.000 MPa para a camada superior, e 9.000 MPa para a segunda camada, entretanto, a redução foi menos acentuada para as camadas inferiores.

Thives et al (2013) efetuaram uma comparação entre o comportamento de misturas asfálticas, convencionais e com asfalto-borracha, em termos de módulo dinâmico a diferentes temperaturas, visando estimar o acréscimo de útil da camada asfáltica de

um pavimento, ou ainda sua redução de dano, quando solicitado exclusivamente no período noturno em vez do diurno.

Para a mistura do tipo convencional foi empregado asfalto CAP 50/70, sendo utilizada granulometria correspondente à faixa “C” do DNIT (2006). Na mistura modificada foi empregado asfalto-borracha do tipo *terminal blend*, com 15% de borracha granulada (TB15%), sendo utilizada curva granulométrica dentro do tipo IV do *Asphalt Institute*.

Foram efetuados ensaios de módulo dinâmico, com frequências de 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,2 e 0,1 Hz, repetidos para as temperaturas de 15, 20 e 25 °C. Foram realizados ainda, ensaios de fadiga por deformação controlada, sobre corpos de prova prismáticos simplesmente apoiados nas extremidades, para ambas as misutras. A Tabela 4.5 e a Tabela 4.6 ilustram os resultados obtidos para os ensaios de módulo dinâmico e de deformação controlada, sendo os coeficientes apresentados referentes à lei de fadiga representada por uma função o tipo $N = a \times (1/\varepsilon_t)^b$.

Tabela 4.5 – Módulo dinâmico, mistura convencional e modificada (Thives et al, 2013)

Mistura	Módulo Dinâmico (MPa) a 25 ºC	Módulo Dinâmico (MPa) a 15 ºC	Granulometria	Teor de asfalto (%)
Convencional (BBB)	4456	8554	DNIT faixa “C”	5,5
Com asfalto borracha (IBB151)	3506	6085	AI, tipo IV	7,5

Tabela 4.6 – Parâmetros experimentais para leis de fadiga (Thives et al, 2013)

Parâmetro	Mistura convencional (BBB)	Mistura com asfalto borracha (IBB151)
a	$1{,}185 \times 10^{15}$	$2{,}031 \times 10^{21}$
b	4,037	5,915
R^2	0,99	0,99

As respostas estruturais do pavimento foram obtidas por simulação no software BISAR 3.0, para um eixo simples de rodas duplas, de 8,2 tf, e uma estrutura de pavimento flexível com 17 cm de revestimento asfáltico, sobre 15 cm de base granular e 20 cm de sub-base granular. As características elásticas das camadas foram consideradas constantes, exceto pelo módulo de resiliência do revestimento. A temperatura diurna foi adotada como 25 °C, enquanto a noturna, 15 °C. Os resultados da análise empírico-mecanicista, para módulos dinâmicos

correspondentes às temperaturas citadas, e leis de fadiga determinada na Tabela 4.6, são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resultados da análise Empírico-Mecanicista (Thives et al, 2013)

Mistura	T (ºC)	Período	Módulo (MPa)	ε_t (m)	$N_{80\ kN}$
Convencional (BBB)	25	Diurno	4456	240	2,92E+05
Convencional (BBB)	15	Noturno	8554	141	2,50E+06
Com borracha (IBB151)	25	Diurno	3506	286	6,00E+06
Com borracha (IBB151)	15	Noturno	6085	188	7,18E+07

Os resultados obtidos por Thives et al (2013) indicaram que um pavimento solicitado exclusivamente no período noturno, para uma temperatura média de mistura asfáltica de 15 °C, apresenta uma vida útil até cerca de 12 vezes superior ao mesmo pavimento solicitado exclusivamente no período diurno, com temperatura média da mistura igual a 25 °C.

Dessa forma, a influência da temperatura para o módulo de misturas asfálticas é bastante significativa, fato demonstrado por resultados de diferentes tipos de ensaios, tanto laboratoriais quanto efetuados em campo.

5 MODELOS DE PREVISÃO DE TEMPERATURA NAS CAMADAS ASFÁLTICAS DE PAVIMENTOS

Para compreender o comportamento de misturas asfálticas como camada de pavimentos em serviço, expostas aos efeitos do tráfego e também a intempéries, é fundamental estudar a relação entre a temperatura do ar e a temperatura da camada asfáltica.

O guia australiano de projeto de projeto de pavimentos, em sua versão do ano de 2012, caracteriza a temperatura da camada asfáltica pela temperatura média anual ponderada do pavimento (WMAPT), cujo procedimento de cálculo foi criado de acordo com o manual de projeto de pavimentos da Shell, de 1978. A WMAPT considera as variações de temperaturas mensais e diárias, entretanto, por se tratar de um valor médio, pode diferir consideravelmente da temperatura da camada num dado instante.

O cálculo da WMAPT, conforme Austroads (2012 e 2013), tem início a partir da determinação da temperatura média mensal do ar (MMAT) para cada mês do ano em função dos dados da estação climática mais próxima de uma região de estudo. Em seguida, utilizando o gráfico apresentado na Figura 5.1 ou a equação 32, derivada do mesmo gráfico, determina-se os fatores de ponderação (WF) para cada MMAT.

Calcula-se o fator de ponderação médio, em seguida, utiliza-se novamente o gráfico indicado na Figura 5.1, ou ainda a equação 33, para determinar a temperatura média ponderada anual do ar (WMAAT).

Determina-se então a temperatura da mistura asfáltica no pavimento, considerada como a WMAPT, por meio do gráfico indicado na Figura 5.2. Ressalta-se que os valores de WMAPT são definidos em função da espessura da camada. O manual australiano apresenta um modelo, derivado deste gráfico, para determinação da WMAPT para pavimentos com 100 mm de revestimento asfáltico, indicado na equação 34.

$$WF = 10^{(-1{,}224+0{,}06508\cdot T_{ar}-0{,}000145\cdot T_{ar}^2)} \quad (32)$$

Onde,

WF = Fator de ponderação;

T_{ar} = Temperatura média do ar para um determinado mês, MMAT, °C;

$$WMAAT = 19{,}66 + 16{,}91\log(WF) + 0{,}3117\log(WF)^2 \quad (33)$$

Onde,

WMAAT = Temperatura média ponderada anual do ar, °C;

WF = Fator de Ponderação.

$$WMAPT = -12{,}4 + \frac{6{,}32WMAAT}{\ln(WMAAT)} \quad (34)$$

Onde,

WMAPT = Temperatura média anual ponderada do pavimento, para espessura de 100 mm, °C;

WMAAT = Temperatura média ponderada anual do ar, °C.

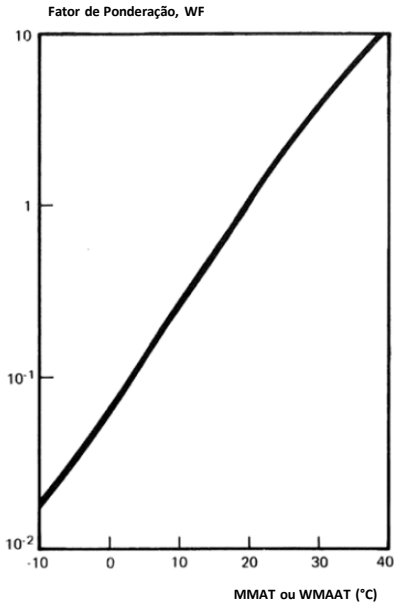

Figura 5.1 – Fator de Ponderação em função da Temperatura Media Mensal do Ar (Adaptado de Shell, 1978)

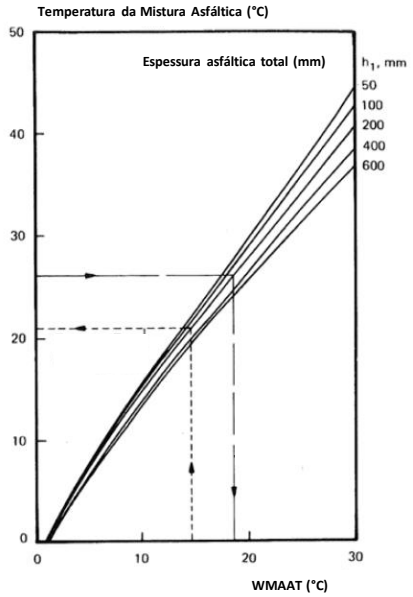

Figura 5.2 – Temperatura da Mistura Asfáltica em função da WMAAT e da Espessura (Adaptado de Shell, 1978)

A metodologia proposta pelo Superpave - *Superior Performing Asphalt Pavements* (1994) determina uma estimativa da temperatura do pavimento, em profundidades arbitrárias, a partir de dados da temperatura do ar, por meio do seguinte processo:

- Conversão da temperatura média máxima do ar coletada durante 7 dias em temperatura máxima na superfície do pavimento;
- Cálculo da temperatura máxima do pavimento, na profundidade de projeto, para estes 7 dias;
- Conversão da temperatura mínima do ar em temperatura mínima na superfície do pavimento;
- Cálculo da temperatura mínima do pavimento em na profundidade de projeto.

A temperatura máxima do ar é convertida em temperatura máxima na superfície do pavimento por meio da equação 35, baseada no balanço energético na superfície. A solução para esta equação é obtida por métodos numéricos.

$$1331 \cdot \alpha \tau_a^{\frac{1}{cosZ}} \cdot cosZ + \varepsilon_a \sigma T_a^4 - h_c(T_s - T_a) - 164k - \varepsilon \sigma T_s^4 = 0 \qquad (35)$$

Onde,

α = Coeficiente de absorção da superfície do pavimento;

τ_a= Coeficiente de transmissão do ar;

Z = Latitude, °;

ε = Emissividade da superfície do pavimento;

σ = Constante de Stefan-Boltzman, m²°K^4;

h_c= Coeficiente superficial de transferência de calor, W/m²°C;

k = Coeficiente de condutividade térmica, W/m°C;

T_a = Temperatura do ar, °K;

T_s = Temperatura da superfície, °K.

Uma forma simplificada de efetuar o cálculo é a equação 36, obtida por regressão dos resultados da equação 35, considerando dias ensolarados, portanto sem

nuvens, e diferencial térmico de 8°C entre a superfície do pavimento 5 cm de profundidade.

$$T_{s(\max)} = T_{ar(\max)} + 0{,}00618 \cdot \phi^2 + 0{,}2289 \cdot \phi + 24{,}4 \quad (36)$$

Onde,

$T_{s(max)}$ = Temperatura diária máxima do pavimento na superfície, °C;

$T_{ar(max)}$ = Temperatura diária máxima do ar, °C.

$T_{s(min)}$ = Temperatura diária mínima da superfície do pavimento, °C;

$T_{ar(max)}$ = Temperatura diária mínima do ar, °C;

ϕ = Latitude da região de estudo, graus.

A temperatura mínima na superfície do pavimento é adotada igual à mínima temperatura do ar.

A máxima temperatura do pavimento à profundidade definida é calculada pela expressão 37.

$$T_{d(\max)} = (T_{s(\max)} + 17{,}8) \cdot [1 - 2{,}48(10^{-3})d + 1{,}085(10^{-5})d^2 - 2{,}441(10^{-8})d^3] - 17{,}8 \quad (37)$$

Onde,

$T_{d(\max)}$ = Temperatura máxima do pavimento na profundidade d, °C;

$T_{s(\max)}$ = Temperatura máxima na superfície do pavimento, °C;

d = Profundidade a partir da superfície, mm.

A estimativa da temperatura mínima do pavimento a uma dada profundidade é determinada pela equação 38.

$$T_{d(\min)} = T_{s(\min)} + 5{,}1(10^{-2})d - 6{,}3(10^{-5})d^2 \quad (38)$$

Onde,

$T_{d(\min)}$ = Temperatura do pavimento na profundidade d, °C;

$T_{s(\min)}$ = Temperatura do pavimento na superfície, °C;

d = profundidade a partir da superfície, mm.

A profundidade de projeto definida pela metodologia Superpave para cálculo da temperatura máxima é de 20 mm, enquanto a temperatura mínima é definida pela temperatura da superfície, ou seja, a própria temperatura mínima do ar.

Um outro modelo foi proposto por Viljoen (2001 apud AUSTROADS 2012), derivado do modelo integrado de efeitos climáticos sobre pavimentos, desenvolvido pela Universidade Texas A & M. Diferentemente da equação do Superpave, neste caso é possível estimar a temperatura máxima na superfície do pavimento para todo o ano, devido à inclusão da variável ângulo de zênite (Z), ao invés da latitude. A relação de Viljoen é apresentada na equação 37.

$$T_{s(\max)} = T_{ar(\max)} + 24{,}5(cosZ)^2 \cdot C \qquad (39)$$

Onde,

$T_{s(max)}$ = Temperatura diária máxima do pavimento na superfície, °C;

$T_{ar(max)}$ = Temperatura diária máxima do ar, °C;

Z = ângulo de zênite ao meio-dia, graus;

C = Índice de cobertura por nuvem, sendo:

C = 1,1 se $T_{ar(max)} \geq 30$ °C

C = 1,0 se $T_{ar(media\ mensal)} \leq T_{ar(max)} < 30$ °C

C = 0,25 se $T_{ar(max)} < T_{ar(media\ mensal)}$

Hassan et al. (2005), analisaram dados de temperatura do pavimento no Sultanato de Omã, por meio de uma estação de monitoramento montada no campus da Universidade de *Sultan Quaboos*. Foram coletados dados de temperaturas do ar, do pavimento e radiação solar, por um período de 445 dias. Os modelos determinados para temperatura máxima (a 20 mm de profundidade) e mínima (na superfície) são

apresentados nas equações 38 e 39, enquanto os gráficos com os pontos analisados são apresentados nas Figura 5.3 e Figura 5.4.

$$T_{20mm(\max)} = 3{,}160 + 1{,}319 \cdot T_{ar(\max)} \quad (40)$$

$$T_{sup(\min)} = -1{,}437 + 1{,}121 \cdot T_{ar(\min)} \quad (41)$$

Onde,

$T_{20(max)}$ = Temperatura diária máxima do pavimento a 20 mm de profundidade, °C;

$T_{ar(max)}$ = Temperatura diária máxima do ar, °C;

$T_{sup(min)}$ = Temperatura diária mínima pavimento, na superfície, °C;

$T_{ar(min)}$ = Temperatura diária mínima do ar, °C.

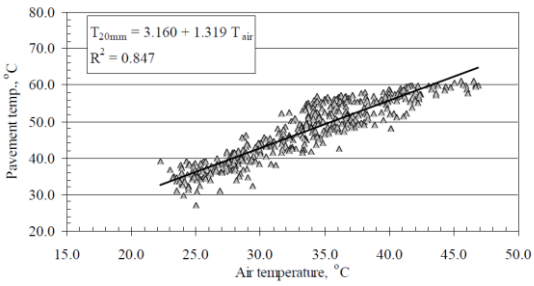

Figura 5.3 – Temperaturas Diárias Máximas no Pavimento (Hassan et al., 2005)

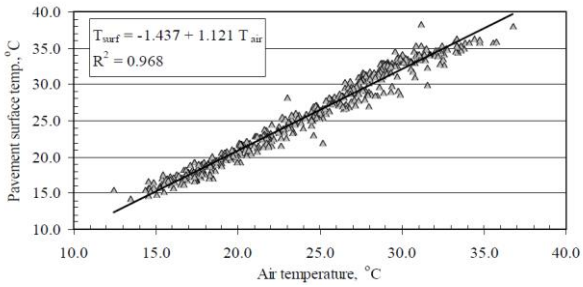

Figura 5.4 – Temperaturas Diárias Mínimas no Pavimento (Hassan et al., 2005)

A temperatura da camada asfáltica varia conforme a sua profundidade. Dessa forma, é importante destacar modelos que estimam a variação da temperatura ao longo da profundidade do pavimento a partir da superfície.

Solaimanian e Kennedy (1993), apresentam seu modelo de equação cúbica, indicado na equação 42.

$$T_d = T_s(1 - 0{,}063d + 0{,}007d^2 - 0{,}0004d^3) \quad (42)$$

Onde,

T_s = Temperatura na superfície da camada asfáltica, °C;

d = profundidade, mm.

Roberts et al. (2010) baseou-se no modelo BELLS, calibrando-o para as condições climáticas da Austrália, com dados de temperatura do pavimento fornecidos pela

pesquisa de Dickinson (1981). O modelo gerado determina a temperatura da camada asfáltica na metade de sua espessura, a partir da temperatura da superfície. O resultado é apresentado na equação 43. As Figura 5.5 e Figura 5.6 comparam os resultados experimentais da pesquisa de Dickinson com a estimativa gerada pelo modelo, para revestimentos com espessuras de 100 mm a 400 mm, ao longo de um dia de verão, em Brisbane. Observou-se que os valores obtidos pelo modelo se aproximaram dos dados experimentais, principalmente para espessuras até 200 mm.

$$T_d = AAF(8{,}77 + 0{,}649T_s + (2{,}2 + 0{,}044T_s) \cdot sen\left(2\pi\left(\frac{hr-14}{24}\right)\right) + \log\left(\frac{hi}{100}\right) \cdot \left(-0{,}503T_s + 0{,}786MMAT + 4{,}79sen\left(\frac{2\pi(hr-18)}{24}\right)\right)) \quad (43)$$

Onde,

T_d = temperatura na metade da espessura da camada, °C;

T_s = temperatura na superfície da camada asfáltica, °C;

hr = hora de interesse, em decimal;

hi = espessura da camada, mm;

MMAT = temperatura média mensal do ar, °C;

AAF = fator de ajuste, conforme equação 44;

$$AAF = 0{,}0175 \cdot MMAT + 0{,}6773 \quad (44)$$

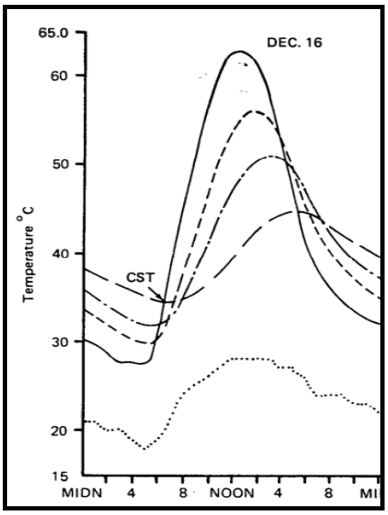

Figura 5.5 – Temperaturas Horárias no Revestimento (Dickinson, 1981)

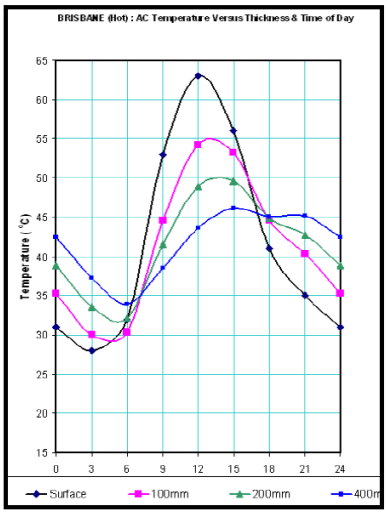

Figura 5.6 – Temperaturas Diárias Mínimas no Pavimento (Roberts et al., 2010)

Vilijoen (2001) desenvolveu expressões separadas para estimar as temperaturas máxima e mínima em função da profundidade e temperatura superficial, conforme equações 45 e 46.

$$T_{d(\max)} = T_{s(max)}(1 - 4{,}237 \cdot 10^{-3} + 2{,}95 \cdot 10^{-5} d^2 - 8{,}53 \cdot 10^{-8} d^3) \quad (45)$$

$$T_{d(\min)} = T_{s(min)} + 3{,}7 \cdot 10^{-2} d - 6{,}29 \cdot 10^{-5} d^2 \quad (46)$$

Onde,

T_s = Temperatura na superfície da camada asfáltica, °C;

$T_{s\,(min)}$ = Temperatura mínima na superfície do pavimento, na superfície, °C;

$T_{s\,(max)}$ = Temperatura máxima na superfície do pavimento, na superfície, °C;

$T_{d\,(min)}$ = Temperatura mínima da camada asfáltica, profundidade d, °C;

$T_{d\,(max)}$ = Temperatura máxima da camada asfáltica, profundidade d, °C;

d = profundidade, mm.

Preussler (2002) apresenta o modelo do Instituto do Asfalto norte americano, proposto por Witczak, para o cálculo da temperatura média mensal do pavimento a partir da temperatura média mensal do ar, conforme equação 47.

$$T_P = T_a\left(1 + \frac{1}{z+4}\right) - \frac{34}{z+4} + 6 \quad (47)$$

Onde,

T_p = temperatura média mensal do revestimento na profundidade z, °F;

T_a = temperatura média mensal do ar, °F;

z = profundidade de análise, pol.

Rodrigues (1991 apud PREUSSLER 2002) desenvolveu um modelo para determinação da temperatura na camada asfáltica do pavimento a partir da temperatura superficial, baseado nos dados de Motta, 1979, que monitorou as temperaturas do ar e do pavimento durante o período de um ano por meio de um painel montado na UFRJ. O modelo obtido é indicado na expressão 48.

$$T(x) = T_{sup} + (T_{sup} - T_{ar}) \cdot (1 - \exp(0{,}06855 - 0{,}002633 \cdot x) \cdot x) \quad (48)$$

Onde,

T(x) = temperatura do revestimento na profundidade x, °C;

T_{sup} = temperatura da superfície do revestimento, °C;

T_{ar} = temperatura do ar, °C;

x = profundidade de análise, cm.

Barber (1957 apud MEDINA E MOTTA 2005) aplicou o seguinte modelo, equação 49 com base em dados meteorológicos e estudos de transferência de calor.

$$T = T_m + T_V \left(\frac{He^{-xC}}{((H+C)^2+C^2)^{1/2}}\right) sen\left(0{,}262t - xC - arctg\left(\frac{C}{H+C}\right)\right) \quad (49)$$

Onde,

T = temperatura média do pavimento à profundidade x, °F;

T_m = temperatura média do ar junto à superfície, °F;

T_V = amplitude ou variação máxima de temperatura do ar em relação à média, T_m;

t = tempo a partir do início de um ciclo, horas;

x = profundidade, pés;

H = h/k, m^{-1};

h = coeficiente de transmissão térmica, $J.h^{-1}.m^{-2}.°C^{-1}$;

k = condutividade térmica, $J.h^{-1}.m^{-1}.°C^{-1}$;

C = coeficiente em função da difusividade térmica, $[C]=L^{-1}$.

Temperatura Equivalente na Camada Asfáltica

Uma vez determinadas as temperaturas a diferentes profundidades na camada asfáltica, e consequentemente, as estimativas dos módulos de resiliência para subcamadas formadas pelas áreas de influência destes pontos, é possível determinar uma temperatura equivalente tal que, quando aplicada ao conjunto destas subcamadas, resulte num módulo de resiliência equivalente para toda a camada asfáltica.

Van Gurp (1995) apresenta um método para lidar com a variação da temperatura no revestimento asfáltico baseado no módulo de resiliência da camada. Em sua

metodologia, o revestimento é subdividido em três subcamadas, e a espessura equivalente para o conjunto de subcamadas é determinada de acordo com a equação 50. A expressão é válida para temperaturas determinadas a 25 mm de profundidade, no centro da segunda subcamada, e a 25 mm do fundo da terceira subcamada, conforme ilustrado pela figura Figura 5.7.

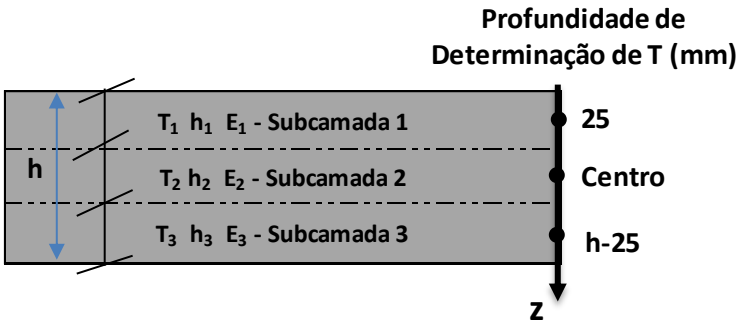

Figura 5.7 – Esquema de Camadas do Método de Van Gurp

$$h_{eq} = \frac{h}{4}\sqrt[3]{\frac{n_1 n_2^2 + 64 n_1 n_2^2 + 110 n_1 n_2 + 16 n_2^2 + 64 n_2 + 1}{n_1 n_2 + 2 n_2 + 1}} \quad (50)$$

Onde

h_{eq} = espessura equivalente;
h = espessura total da camada asfáltica;
E_i = Módulo da i-ésima subcamada asfáltica;
$n_1 = E_1/E_2$;
$n_2 = E_2/E_3$.

A espessura equivalente pode ser utilizada para determinação do parâmetro gradiente térmico (TGP), pela expressão 51. Este parâmetro corrige a máxima deformação de tração no fundo da camada asfáltica segundo a equação 52.

$$TGP = 1 - \frac{h_{eq}}{h} \quad (51)$$

$$\varepsilon_{r,cor} = \varepsilon_{r,uncor}(1 - TGP) \quad (52)$$

Onde

TGP = parâmetro gradiente térmico;

h_{eq} = espessura equivalente;

h = espessura total da camada asfáltica;

$\varepsilon_{r,cor}$ = deformação máxima de tração na camada asfáltica corrigida pelo gradiente térmico;

$\varepsilon_{r,uncor}$ = deformação máxima de tração na camada asfáltica não corrigida;

Van Gurp propõe um procedimento para estimar a temperatura equivalente uniforme na camada do revestimento asfáltico, uma vez estimados os valores de módulo em cada subcamada. Inicialmente é calculado o módulo equivalente, por meio da expressão 53. Em seguida, conhecida a relação entre temperatura da camada asfáltica e módulo de resiliência, utiliza-se este módulo equivalente para determinar a temperatura uniforme. O fluxograma da Figura 5.8 ilustra a sequência do procedimento.

$$E_{eq} = E_3 \left(\frac{n_1 n_2^2 + 64 n_1 n_2^2 + 110 n_1 n_2 + 16 n_2^2 + 64 n_2 + 1}{64(n_1 n_2 + 2 n_2 + 1)} \right) \quad (53)$$

Onde

E_{eq} = Módulo equivalente;

E_i = Módulo da i-ésima subcamada asfáltica;

$n_1 = E_1/E_2$;

$n_2 = E_2/E_3$.

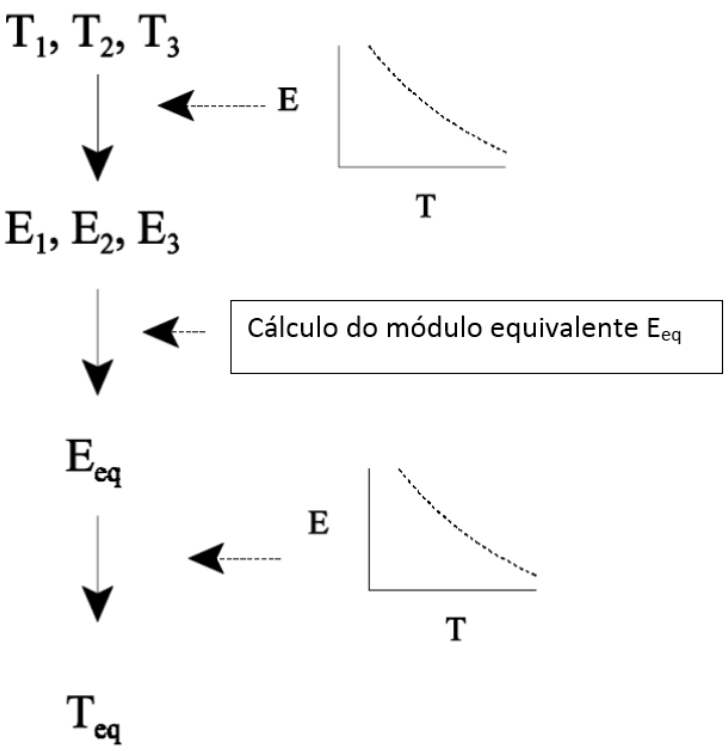

Figura 5.8 – Fluxograma Método de Van Gurp (adaptado de Emmanuel et. al., 2001)

6 INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DO TRÁFEGO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Um outro fator que afeta consideravelmente a magnitude do módulo de resiliência das misturas asfálticas, além da temperatura, é a velocidade de operação dos veículos. Tal fato ocorre devido à natureza visco elástica dos ligantes asfálticos, de modo que quanto mais lenta for a aplicação das cargas menor será a rigidez da mistura.

Este efeito pode assumir proporções significativas em regiões com pavimento asfáltico caracterizadas por tráfego de veículos com baixa velocidade, tais como vias próximas a interseções, trechos com rampas longas íngremes, paradas de ônibus ou ainda locais de estacionamento de veículos.

Normalmente, segundo as metodologias dos principais órgãos brasileiros e estrangeiros, ao efetuar o dimensionamento de novos pavimentos é realizada a

análise mecanicista da estrutura do pavimento, de modo a avaliar os deslocamentos e deformações produzidos nas diversas camadas desta, devido ao carregamento solicitante. Nesta análise, em geral, são considerados valores típicos de módulos obtidos através de ensaios de laboratório com testes realizados em condições padronizadas de carregamento e a uma determinada temperatura de referência. Entretanto, as condições no campo e na prática podem ser relativamente diferentes.

De acordo com o manual técnico desenvolvido na Austrália, *Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design* (2012), o efeito da velocidade de carregamento no módulo de misturas asfálticas densas pode ser representado pela correlação mostrada na Figura 6.1, para ensaios de módulo do tipo tração indireta.

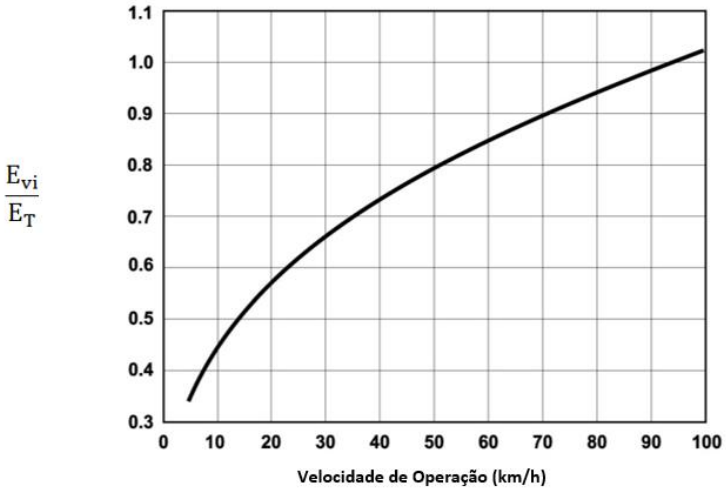

Figura 6.1 – Variação da Relação entre Módulos de Concreto Asfáltico Convencional e a Velocidade de Operação (adaptado de Austroads, 2012)

A curva apresentada na figura corresponde à equação 54.

$$R_m = \frac{E_{vi}}{E_T} = 0{,}19 \,.\, V^{0{,}365} \qquad (54)$$

Onde:

R_m = relação entre módulos para a velocidade de projeto;

E_{vi} = módulo à velocidade v de serviço;

E_T = módulo para as condições padronizadas do ensaio;

V = velocidade de operação, km/h.

O manual australiano recomenda ainda que para misturas asfálticas densas utilizando-se ligantes betuminosos convencionais, o módulo calculado pela fórmula anterior não seja inferior a 10.000 kgf/cm², que representa o menor valor obtido por retroanálise, a partir de dados deflectométricos levantados no campo em pavimentos existentes.

A Tabela 6.1 apresenta uma análise de sensibilidade para o módulo de resiliência de uma mistura asfáltica densa, convencional, em função da velocidade de serviço. Os valores aproximados foram obtidos a partir do modelo de correção citado.

Tabela 6.1 – Variação dos Valores de Módulo em função da Velocidade

E (kgf/cm²)	30.000	25.000	20.000	15.000	10.000
V (km/h)	95	60	30	15	5

Para misturas asfálticas recicladas com espuma de asfalto, o órgão australiano (AUSTROADS), por meio da publicação *Guide to Pavement Technology Part 5: Pavement Evaluation and Treatment Design* (2011), recomenda a utilização do modelo da equação 55 para considerar o efeito da velocidade de operação no módulo de resiliência do material.

$$R_m = \frac{E_{vi}}{E_T} = 0{,}46 \,.\, V^{0{,}16} \qquad (55)$$

Onde:

R_m = relação entre módulos para a velocidade de projeto;

E_{vi} = módulo a velocidade v de serviço;

E_T = módulo para as condições padronizadas do ensaio;

V = velocidade de operação, km/h.

O gráfico da Figura 6.2 ilustra a correlação comentada.

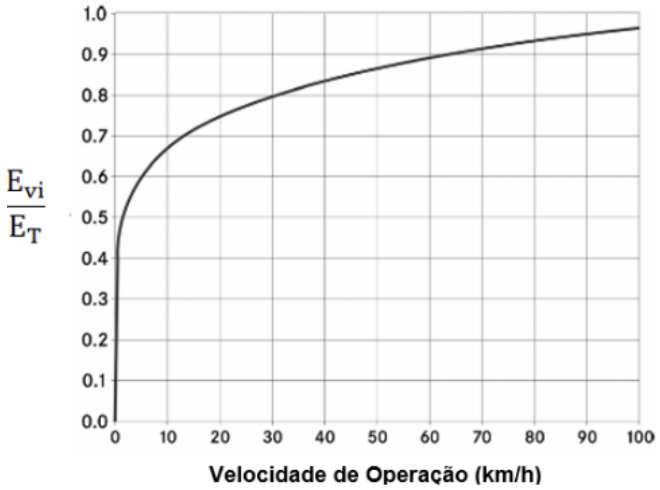

Figura 6.2 – Variação da Relação entre Módulos de Misturas Asfálticas Recicladas e a Velocidade de Operação (adaptado de Austroads, 2011)

O efeito combinado da temperatura e velocidade de operação sobre o módulo de misturas asfálticas convencionais é apresentado no manual técnico da AUSTROADS, Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design (2012), e é ilustrado pelo gráfico da Figura 6.3.

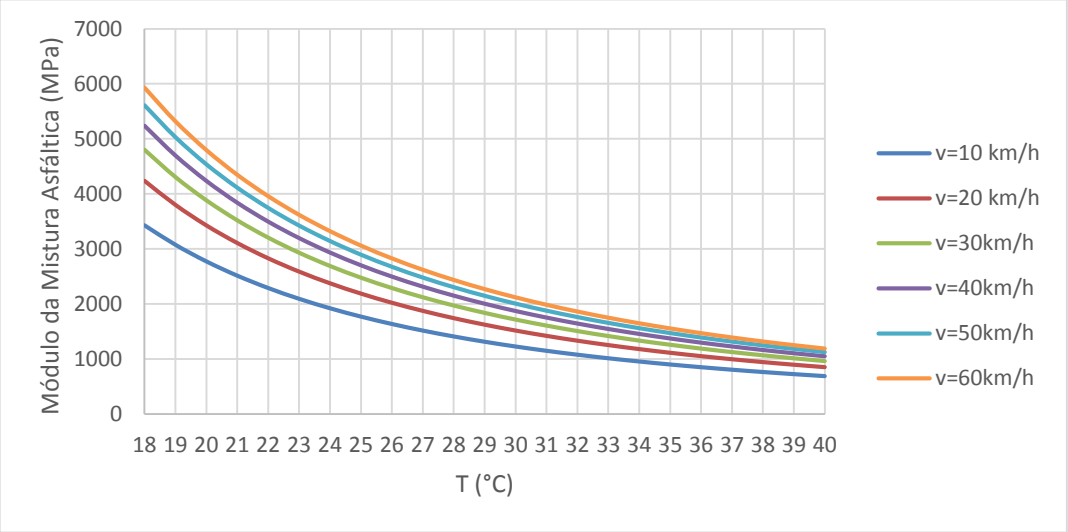

Figura 6.3 – Variação do Módulo de Misturas Asfálticas Densas em função da Temperatura e Velocidade de Operação (adaptado de AUSTROADS, 2012)

A equação 56 foi obtida por meio de regressão múltipla dos dados do gráfico apresentado no manual australiano, e foi utilizada para gerar as curvas representadas na Figura 6.3.

$$E = 10^{5,7591} \cdot T^{-2,0154} \cdot v^{0,3059} \qquad R^2 = 0,97 \tag{56}$$

Onde:

E= módulo de resiliência da mistura, MPa;

T= Temperatura de serviço, °C;

V = velocidade de operação, km/h.

Branco *et al*. (1985), estudaram a influência da temperatura e velocidade de operação sobre o módulo de misturas asfálticas, para concreto asfáltico convencional e macadame betuminoso. A Figura 6.4 e a Figura 6.5 ilustram os dados apresentados no estudo.

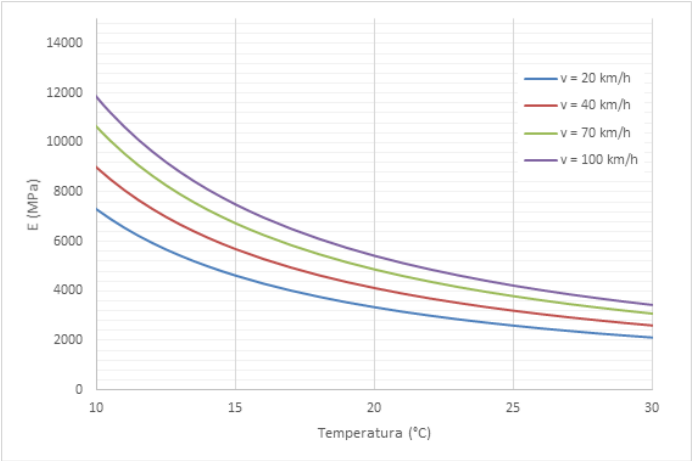

Figura 6.4 – Variação do Módulo de Misturas Asfálticas Densas em função da Temperatura e Velocidade de Operação (adaptado de Branco *et al*, 1985)

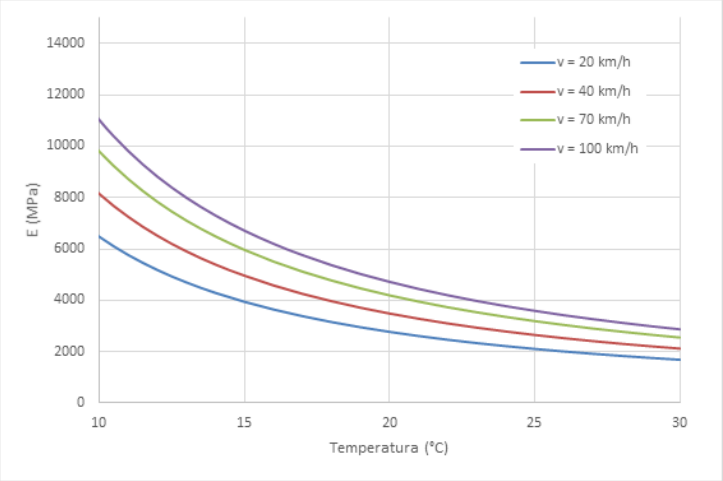

Figura 6.5 – Variação do Módulo do Macadame Betuminoso em função da Temperatura e Velocidade de Operação (adaptado de Branco *et al*, 1985)

As equações 57 e 58 foram obtidas por meio de regressão múltipla das leituras dos dados do gráfico apresentado nos estudos de Branco *et al*, sendo utilizadas para gerar as curvas representadas nas figuras Figura 6.4 e Figura 6.5.

$$E_{CAUQ} = 10^{4,5978} \cdot T^{-1,1253} \cdot v^{0,3004} \quad R^2 = 0,91 \tag{57}$$

$$E_{MB} = 10^{4,6052} \cdot T^{-1,2232} \cdot v^{0,3302} \quad R^2 = 0,91 \tag{58}$$

Onde,

E_{CAUQ}= módulo de resiliência da mistura densa, MPa;

E_{MB}= módulo de resiliência do macadame betuminoso, MPa;

T= Temperatura de serviço, °C;

V = velocidade de operação, km/h.

Observou-se que a variação do módulo de resiliência em função da temperatura e velocidade é semelhante para os modelos presentes nos estudos de Branco *et al*. e no manual técnico da AUSTROADS. Dessa forma, a Figura 6.6 ilustra uma comparação entre os modelos citados, para temperaturas entre 15°C e 30°C, e velocidades entre 20 km/h e 100 km/h. Nota-se que a maior discrepância ocorre para valores de temperatura entre 15 e 19°C, onde os valores de módulo de resiliência determinados segundo o ábaco da AUSTROADS são cerca de 30% superiores aos determinados conforme Branco et. al, especialmente a velocidades elevadas, da ordem de 100 km/h. No caso das temperaturas maiores, entre 27°C e 30°C, as diferenças entre os valores são sensivelmente inferiores.

Pappagiannakis *et al.*, 1992, efetuou um estudo de campo para avaliar o efeito da velocidade e da carga por eixo em pavimentos flexíveis. Foram empregadas velocidades de 20, 40 e 50 km/h. O estudo concluiu que as deformações de tração no fundo da camada asfáltica são bastantes sensíveis à velocidade de operação do tráfego, sendo que os valores obtidos chegaram a triplicar quando comparada a situação de veículo trafegando a 50 km/h com 20 km/h. Dessa forma, observou-se que quanto menor a velocidade de operação, maiores as deformações de tração no revestimento asfáltico.

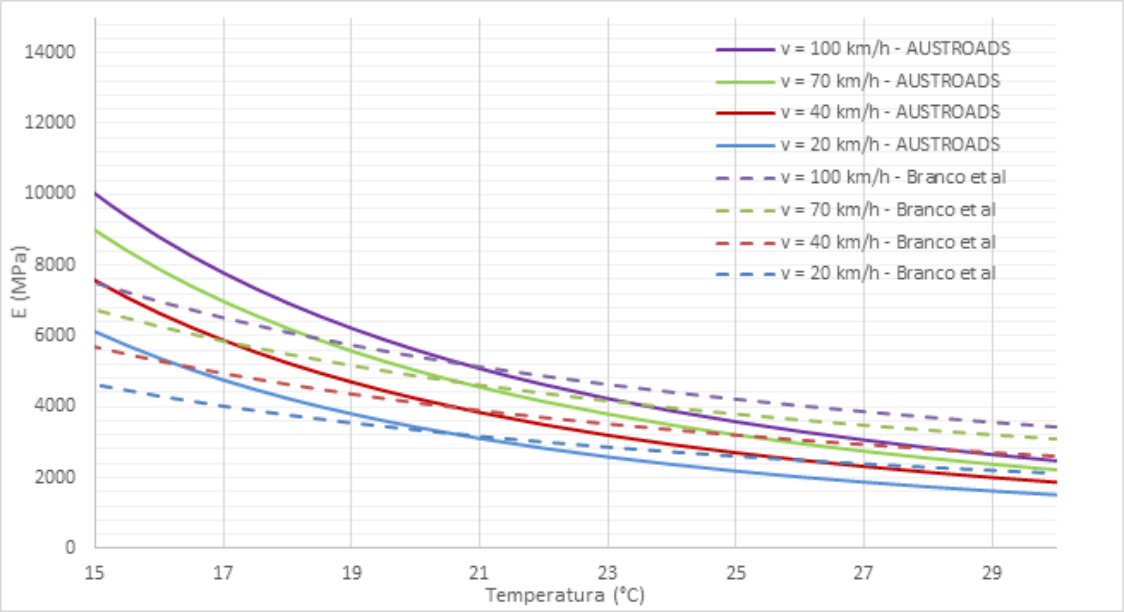

Figura 6.6 – Variação do Módulo de Misturas Asfálticas Densas em função da Temperatura e Velocidade de Operação – Modelos AUSTROADS, 2012 e Branco *et al, 1985*

Abaza (2007) apresenta um procedimento simplificado de projeto de pavimentos flexíveis, baseado em análise mecanicista por elementos finitos, considerando as variáveis de entrada do método da AASHTO, versão 1993. A regressão múltipla efetuada considera o módulo de resiliência do subleito, número de repetições do eixo padrão e o comportamento dinâmico dos veículos incorporando a velocidade de operação.

Para tal, a análise das camadas do pavimento foi efetuada com o programa computacional SAAP 2000, em modelagem tridimensional, sendo que a calibração do modelo foi realizada com auxílio do manual de dimensionamento de pavimentos da AASHTO, 1993. O modelo proposto é formado por 3 camadas: revestimento asfáltico, base e subleito. Foi empregada largura total de 7,5 m, correspondente a duas faixas de tráfego, e elementos em formas de concha, com distribuição de carga em área de contato retangular, a uma pressão de 50 psi.

Em termos de características elásticas, foram adotados módulos de revestimento e de base iguais a, respectivamente, 600.000 psi e 31.000 psi. Para o subleito foram empregados valores entre 4.500 a 13.500 psi.

O efeito dinâmico do carregamento foi empregado conforme a metodologia proposta por Lin e Gaziz (1999). A redução da deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica obtida em função da velocidade é ilustrada na Figura 6.7.

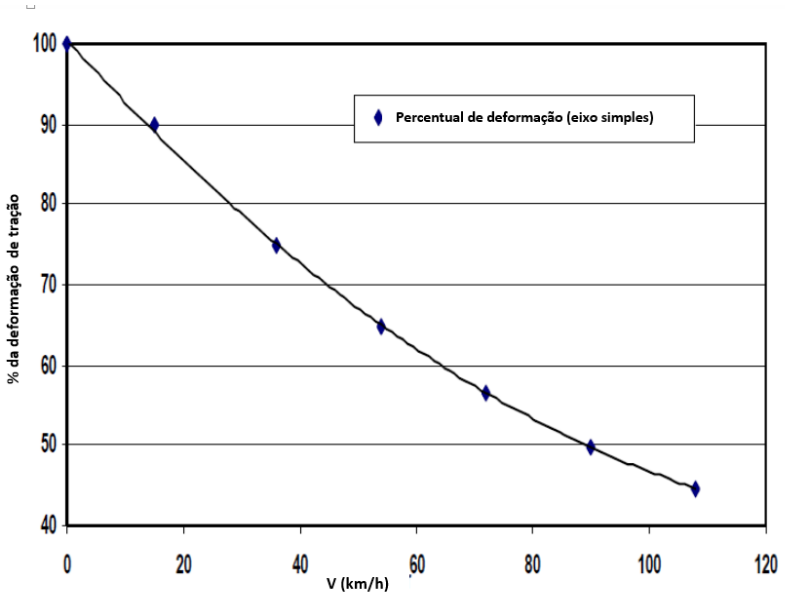

Figura 6.7 – Percentagem de deformação de tração no fundo da camada asfáltica em função da velocidade (Adaptado de Abaza, 2007)

Com base nas saídas do programa para a análise estática e dinâmica obtidas, calibradas segundo os parâmetros da AASHTO para obtenção de números estruturais (SN), foi efetuada a regressão múltipla, com o número estrutural em função da velocidade de operação, valor do módulo de resiliência do subleito e número de repetições do eixo padrão de 80 kN. A equação 59 representa a regressão obtida no estudo.

$$SN = 0{,}44 \cdot \ln(N) - 1{,}74 \cdot \ln(Mr) - 0{,}14 \cdot V^{0{,}5} + 14{,}71 \qquad (59)$$

Onde,

SN = número estrutural do pavimento;

N = número de repetições do eixo padrão de 80 kN, ou ainda 18 kip;

Mr = módulo de resiliência do subleito, psi;

V = velocidade de operação, km/h.

A Figura 6.8 apresenta a variação do valor do número estrutural em função do número de repetições do eixo padrão e da velocidade de operação, para subleito com módulo de resiliência igual a 4.500 psi.

Os valores de número “N” de solicitações do eixo padrão de 80 kN são apresentados na Tabela 6.2.

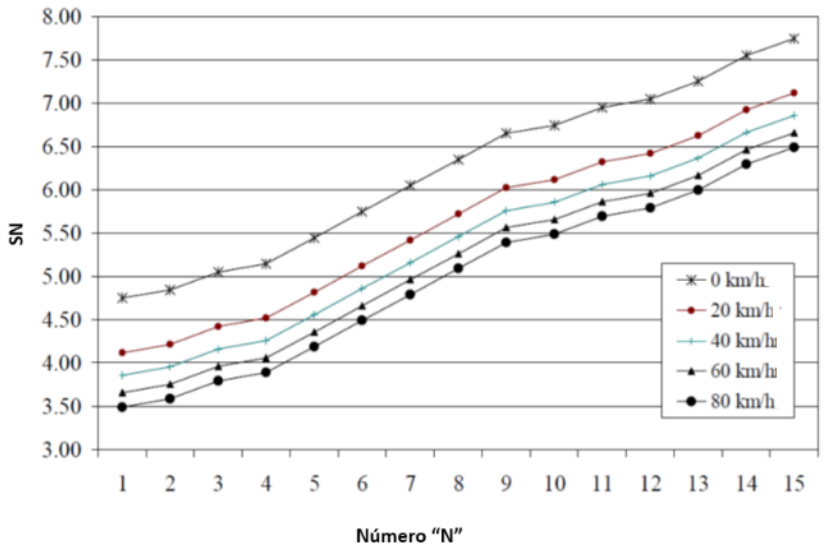

Figura 6.8 – Número estrutural em função do número “N” e da velocidade de operação (Adaptado de Abaza, 2007)

Tabela 6.2 – Números “N” (Abaza, 2007)

Índice	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
N	5,00 E+04	6,25 E+04	1,00 E+05	1,25 E+05	2,50 E+05	5,00 E+05	1,00 E+06	2,00 E+06	4,00 E+06	5,00 E+06	8,00 E+06	1,00 E+07	1,60 E+07	3,20 E+07	5,00 E+07

6.1 Relações entre Frequência de Carregamento em Laboratório e Serviço

O tempo de carregamento e portanto, a frequência de carregamento, aos quais o material asfáltico de um pavimento fica sujeito depende de diversos fatores, tais como velocidade de tráfego, área e forma de contato entre pneu e pavimento, rigidez das camadas constituintes, magnitude das cargas, profundidade da camada, dentre outros.

Barksdale e Hicks (1973 apud MEDINA E MOTTA 2005) e Austroads (2013) analisaram dados de pulsos de tensão medidos na pista de testes da AASHO,

utilizando teoria sobre efeitos inerciais e viscosos, visando desenvolver relações para determinar a duração do pulso de carregamento equivalente a diferentes profundidades para carregamentos trafegando a velocidades de até 72 km/h. A Figura 6.9 mostra a variação do tempo de pulso de tensão vertical equivalente calculado em função da velocidade e da profundidade, para ondas de pulso de tensão vertical semi-senoidais e triangulares.

Verificou-se uma considerável variação nos valores de tempo de pulso de tensão, para uma profundidade de 30 cm, quando comparados veículos trafegando a velocidades extremamente baixas, da ordem de 1,5 km/h (arranque), com tempo de pulso de 0,045 s, a veículos em condição de fluxo livre, com velocidade da ordem de 70 km/h, na qual foi calculado tempo de pulso de 1,7s. Para valores de velocidade típicos de tráfego lento, da ordem de 25 km/h, o pulso de tensão apresentou duração de 0,14 s, cerca de 3 vezes o tempo do pulso gerado por um veículo a 70 km/h, à profundidade de 30 cm.

Ressalta-se ainda que as curvas de tempo de pulso são praticamente lineares para profundidades superiores a 10 cm, portanto, o comportamento citado é semelhante para profundidades de até 70 cm, conforme pode ser observado na Figura 6.9.

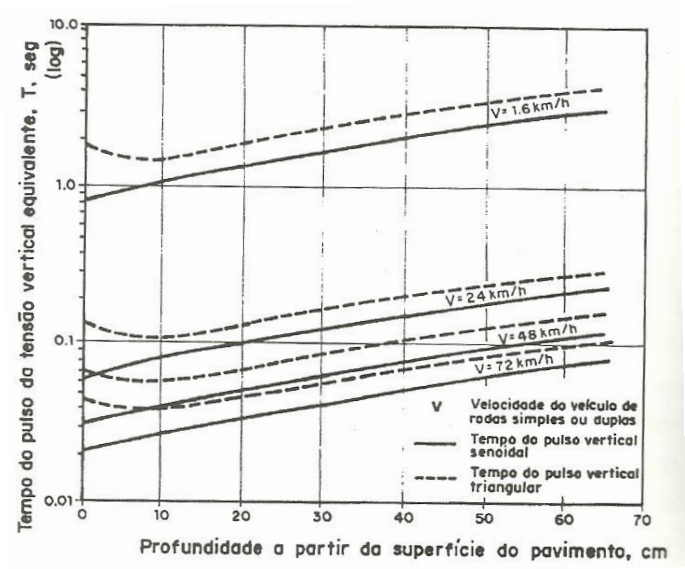

Figura 6.9 – Tempo de pulso de tensão vertical equivalente em função da velocidade do veículo e profundidade (Barksdale e Hicks, 1973)

Brown (1973) analisou posteriormente os dados fornecidos por Barksdale e outros, desenvolvendo uma relação para determinação do tempo de carregamento em

função da velocidade do veículo e espessura da camada asfáltica, representada na equação 60.

$$\log t = 0{,}5h - 0{,}2 - 0{,}94logV \quad (60)$$

Onde,
t = tempo de carregamento calculado no centro da camada asfáltica, s;
h = espessura da camada asfáltica, m;
V = velocidade de operação, km/h.

Com base na relação de Brown (1973), a Austroads efetuou uma simplificação, expressando “t” como uma função apenas da velocidade de tráfego dos veículos “V”, conforme a equação 61. Tal equação é adotada no guia de pavimentação atual australiano.

$$\mathrm{t} = \frac{1}{V} \quad (61)$$

Onde,
t = tempo de carregamento, s;
V = velocidade de operação, km/h.

Os resultados obtidos pela expressão da Austroads são equivalentes aos fornecidos pela equação de Brown, para camada asfáltica com espessura de 200 mm.

Jameson e Hopman (2000) desenvolveram um modelo que introduz a profundidade de análise, baseados na modelagem da resposta viscoelástica de pavimentos asfálticos, conforme apresentado na equação 62. A expressão é válida para velocidades superiores a 5 km/h e camadas asfálticas com espessuras superiores a 20 mm.

$$\log t = -1{,}798 - 2{,}738 \cdot \log(0{,}981 + 0{,}352 \cdot \log(V) - 0{,}314 \cdot \log(h)) \quad (62)$$

Onde,

t = tempo de carregamento calculado no centro da camada asfáltica, s;

h = profundidade de análise, mm;

V = velocidade de operação, km/h.

A Figura 6.10 apresenta as comparações entre a expressão simplificada adotada pela Austroads e os modelos de Brown e de Jameson e Hopman. É notável que o modelo da Austroads se aproxima bastante do modelo de Brown, especialmente para espessura de 200 mm, tanto a velocidades inferiores quanto elevadas.

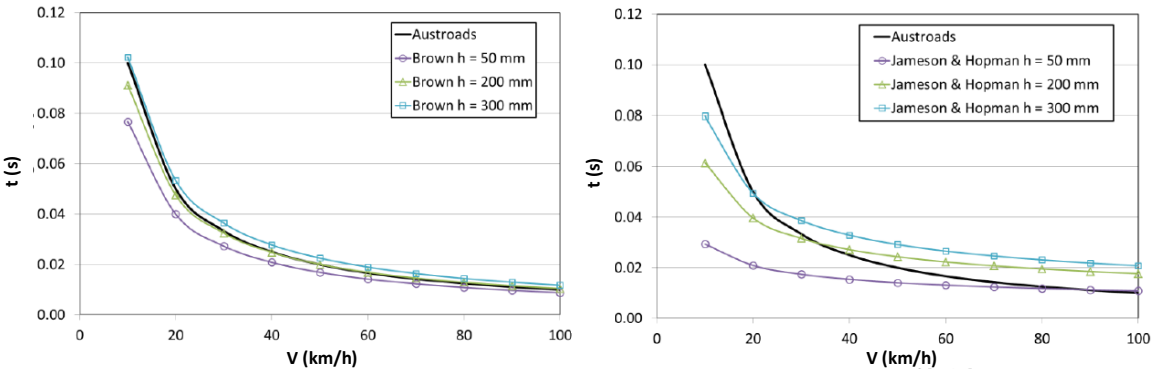

Figura 6.10 – Comparações entre Modelos de Tempo de Carregamento em função da Velocidade (Adaptado de Austroads, 2013)

Ullidtz et al. (2006) apresenta um modelo para estimar o tempo de carregamento em função da profundidade do pavimento e da velocidade do pneu, baseado num cone de tensões aplicadas no pavimento com ângulo de 45°, apresentado na equação 63. Tal modelo é utilizado no método de projeto mecanístico empírico californiano (CalME).

$$t = \frac{200+2d}{S} \qquad (63)$$

Onde,

t = tempo de carregamento, s;

S = velocidade do pneu, mm/s;

d = profundidade no pavimento.

Uma comparação entre os modelos do CalME e da Austroads é apresentada na Figura 6.11. Observou-se que o modelo da Austroads resultou em valores de tempo

próximos aos do modelo do Calme para profundidade igual a 50 mm. A medida que a profundidade se eleva, aumenta a diferença entre os resultados, especialmente para velocidades abaixo de 60 km/h.

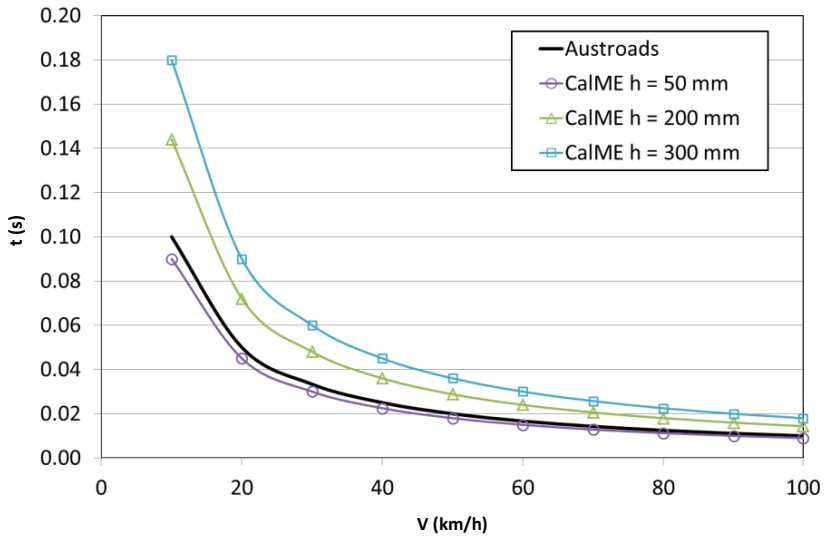

Figura 6.11 – Comparação entre Modelos de Tempo de Carregamento CalME e Austroads (Adaptado de Austroads, 2013)

Ressalta-se que a conversão do domínio do tempo “t” para o domínio de frequência cíclica “f” (em Hz) é necessária para selecionar frequências apropriadas em ensaios de laboratório visando estimar o módulo do material asfáltico em campo.

A conversão de tempo para frequência adotada pelo MEPDG é destacada na equação 64.

$$\mathrm{f} = \frac{1}{t} \tag{64}$$

Onde,

f = frequência, Hz;

t = tempo de carregamento, s.

6.2 Velocidade de Operação de Ônibus Urbanos

A velocidade de operação dos ônibus urbanos, segundo o *Highway Capacity Manual* (2010), é influenciada pelos mesmos fatores que afetam velocidade dos automóveis, particularmente atrasos nos semáforos, ou outras formas de controle em interseções. Uma vez que trata-se de veículos pesados, as acelerações e desacelerações são mais lentas que as de veículos de passeio.

Diversos fatores específicos da operação dos ônibus urbanos influenciam sua velocidade, destacando-se espaçamento entre paradas, forma de pagamento da tarifa, localização das paradas, características dos veículos e da via de circulação.

O espaçamento entre as paradas, quando reduzido, proporciona atrasos devido às desacelerações para aproximação e acelerações para reentrada na faixa de tráfego, que costumam ser bastante lentas. Dependendo das condições do tráfego e características de operação, o tempo de viagem aumenta devido à necessidade de brechas para reentrada.

Em termos de operação nos corredores de ônibus, vias segregadas, como no caso de modelos *Bus Rapid Transit* (BRT), permitem maior otimização do sistema, a qual se dá em diversos componentes deste, tais como a distribuição e organização das paradas, aplicação de métodos de cobrança de tarifas antecipadas ao embarque, utilizando tecnologias avançadas, como cartões magnéticos por proximidade, além das vantagens de fluxo obtidas pela segregação.

A Figura 6.12 mostra um exemplo de variação da velocidade média para ônibus em função da taxa volume capacidade (v/c) e do número de paradas por milha, segundo o *Highway Capacity Manual* (2010). Observa-se que, para para valores de relação “v/c” até 0,5, a velocidade varia praticamente apenas em função do número da densidade de paradas. Quando a relação atinge o valor 1,0, as velocidades decrescem pela metade, aproximadamente.

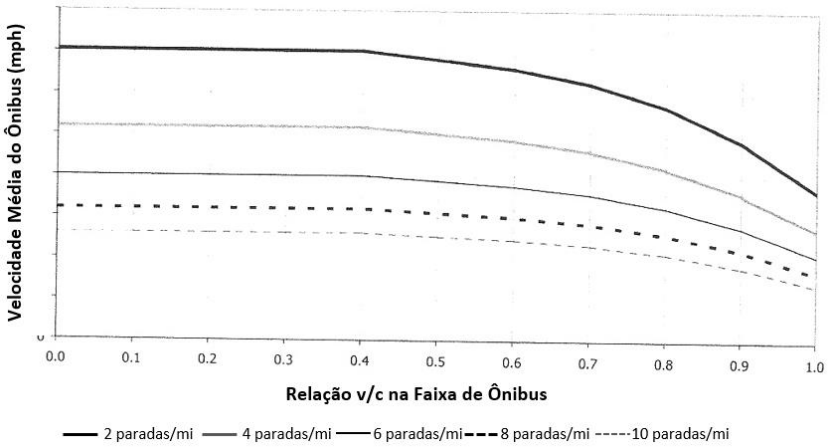

Figura 6.12 – Velocidade média de ônibus urbano em função do número de paradas e da taxa v/c (HCM, 2010)

6.3 Velocidade de Operação de Caminhões

Nas rodovias brasileiras de pista simples, situadas em zonas rurais, para trechos com aclives extensos e acentuados, superiores a 3%, a presença de veículos pesados e com baixo desempenho motriz proporcionam a formação de comboios de veículos leves, de maior desempenho, elevando o tempo de viagem, custos operacionais e probabilidade de ocorrência de acidentes, além de reduzir o nível de serviço da via.

No caso de rodovias com longas rampas descendentes, situação observada em trechos de serra, a velocidade máxima dos caminhões é limitada devido a fatores ligados à segurança e desempenho do sistema de freios, o qual perde eficiência à elevadas temperaturas de trabalho, típicas em trechos como este.

O *Highway Capacity Manual* (2010) apresenta curvas de redução de velocidade para veículos pesados, com relação peso-potência igual a 200 lb/hp, conforme ilustrado na Figura 6.13. Com base no gráfico, observa-se que os veículos estudados entram no trecho de aclive com velocidade de 55 mph, ou seja, 88,5 km/h, e após percorrer cerca de 2.500 pés, ou ainda 760 m, sofrem redução da velocidade, atingindo valores mínimos da ordem de 25 km/h (16 mph), para rampa de 8%. Em rampas com 5% de inclinação, sob as mesmas condições, reduzem a velocidade dos veículos para aproximadamente 50 km/h.

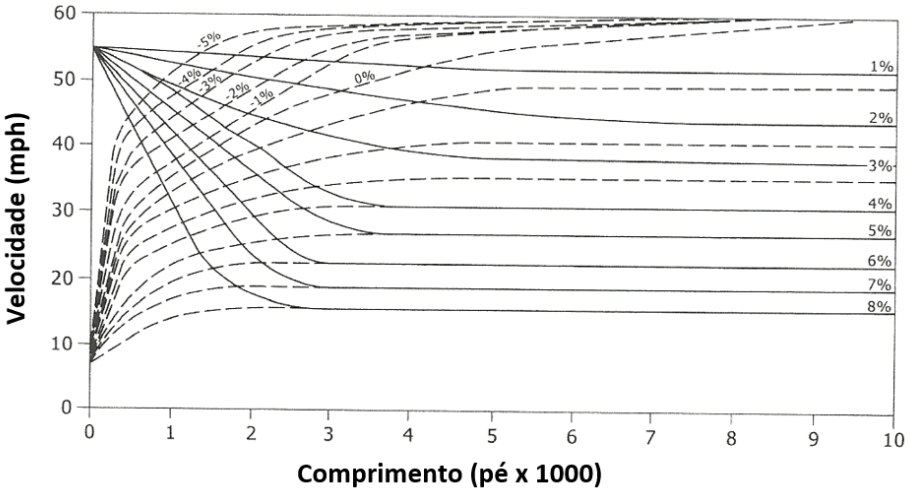

Figura 6.13 – Curvas de velocidade em função do comprimento e declividade, caminhão 200 lb/hp (HCM, 2010)

Machado Neto e Setti (1996) efetuaram o cálculo de equivalentes veiculares para veículos pesados em trecho de aclive, com base em pesquisa de campo realizada na rodovia SP 127, no trecho que liga Rio Claro a Piracicaba. Com base nos dados, foram geradas as curvas de velocidades médias na rampa de aclive, para rampas entre 2% e 7%, para caminhão semi-presado, conforme Figura 6.14.

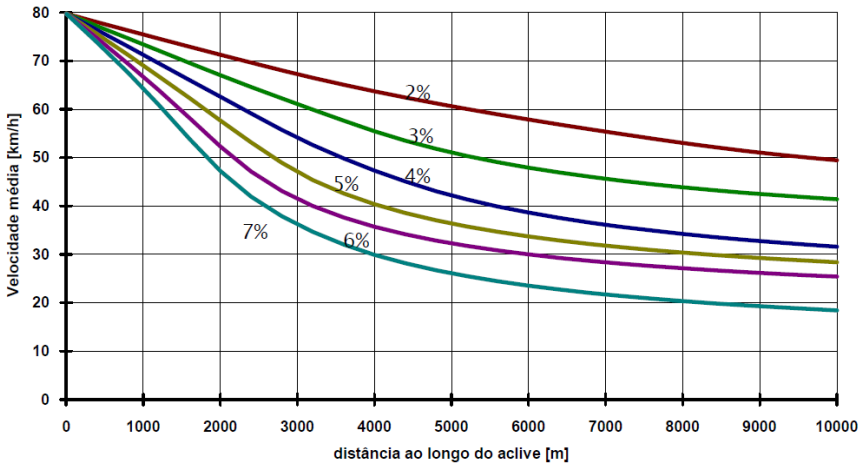

Figura 6.14 – Curvas de velocidade em função do comprimento e declividade, caminhão semi-pesado (Machado Neto e Setti, 1996)

Lucas (2004) estudou a redução da velocidade de caminhões em rampas descendentes extensas, modelando em programa de computador a temperatura do

sistema de freios em função das características do veículo, massa transportada, velocidade desenvolvida e declividade da rampa.

A Figura 6.15 apresenta os resultados obtidos para um caminhão Mercedes-Benz MB 1720, trucado, para declividades descendentes entre 6% e 12%.

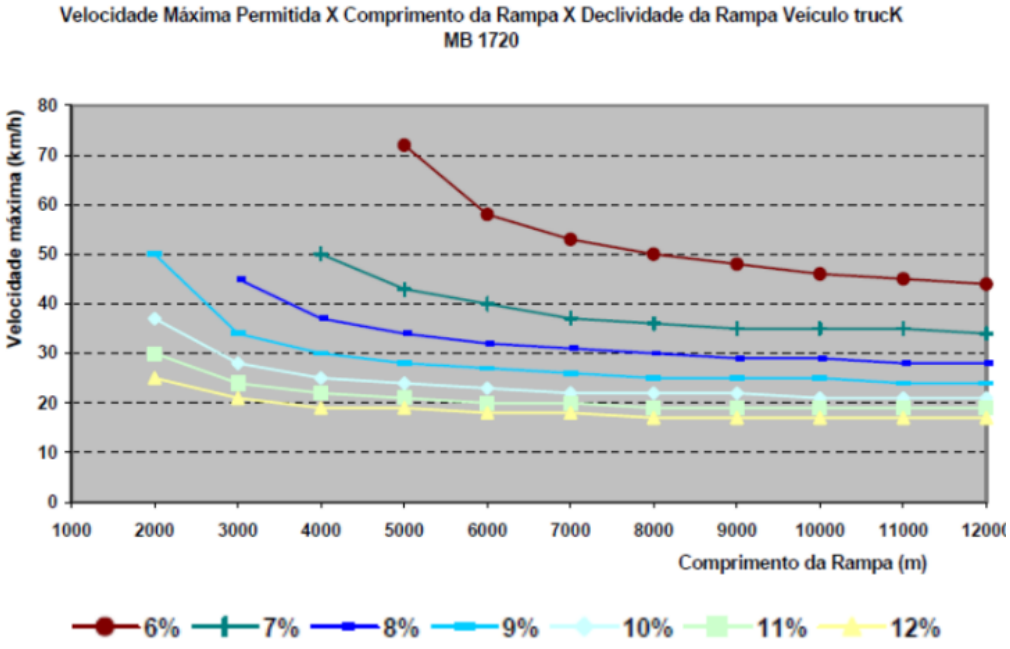

Figura 6.15 – Curvas de velocidade máxima permitida em função do comprimento e declividade, caminhão MB1720 (Lucas, 2004)

Em resumo, todos os estudos desenvolvidos para corredores de ônibus poderiam ser considerados para as rampas ascendentes e descendentes íngremes e longas de rodovias com elevada incidência de veículos comerciais.

7 ESTUDOS PARAMÉTRICOS DE INDICADORES ESTRUTURAIS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Com o intuito de se obter relações entre o carregamento, os materiais constituintes do pavimento e sua resposta estrutural, foram elaborados dois estudos paramétricos de indicadores estruturais em pavimentos flexíveis, utilizando o software Elsym 5. Na sequência são apresentadas as estruturas das duas análises efetuadas.

A primeira correspondente a um pavimento flexível composto por três camadas, revestimento, base e subleito, avaliado segundo os modelos mecanicistas preconizados no método de dimensionamento de pavimentos da Prefeitura de São Paulo, em conjunto com a variação do módulo de resiliência em função da temperatura e velocidade de operação, proposta pela AUSTROADS (2012). As camadas do pavimento foram simuladas para módulos de resiliência e espessuras diversas. Esta análise está relacionada a diversos pavimentos atualmente em serviço, tanto para faixas de tráfego exclusivas de ônibus quanto para faixas de veículos pesados em geral. Pode-se considerar ainda casos especiais, onde a operação da faixa é alterada, de veículos leves para faixas exclusivas urbanas, caso que ocorre tipicamente em grandes centros urbanos, ou ainda situações de projetos de alargamentos de pista que priorizem utilização de pavimentos flexíveis devido à compatibilização das camadas drenantes das estruturas existentes e novas.

A segunda análise realizada refere-se a uma estrutura de pavimento flexível composta por duas camadas, representando um revestimento asfáltico sobre uma infraestrutura, analisado segundo as metodologias de dimensionamento do DNIT, DER/SP e PMSP/SIURB em termos de espessura mínima de revestimento asfáltico. Para tal foi avaliado o efeito da deformação horizontal de tração na fibra inferior desta camada. Em seguida, foi estudado o efeito da temperatura e da velocidade de operação nas espessuras mínimas de revestimento, segundo o modelo de variação do módulo de resiliência da AUSTROADS (2012).

Estudo Paramétrico 1

Neste primeiro estudo foi utilizado carregamento correspondente a duas cargas circulares, simulando um par de rodas de um eixo simples de rodas duplas, com magnitudes variando conforme mostrado na Tabela 7.1. Os valores de módulo de resiliência adotados para as camadas, espessuras, e os respectivos coeficientes de Poisson são apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.1 – Valores de Carga por Roda Simulados no Elsym 5

Cargas (tf)
8,20
10,00
13,00

Tabela 7.2 – Parâmetros de Entrada das Camadas Simulados no Elsym 5 para Pavimento Flexível

Camadas	Espessuras (cm)	Módulo (kgf/cm²)	Poisson
Revestimento Asfáltico	5 - 10 - 15 - 20 - 30 - 45 - 60	7.500 - 15.000 - 22.500 - 30.000 - 37.500 - 45.000	0,35
Base Granular	15 - 30 - 45 - 60	750 - 1.500 - 2.250 - 3.000 - 3.750 - 4.500	0,40
Subleito	Semi Infinito	250 - 500 - 750 - 1.000 - 1.250 - 1.500	0,45

Tais parâmetros estão dentro da faixa de valores preconizada pela instrução de projeto da Prefeitura do Município de São Paulo “IP-08 Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas de Pavimento”, exceto pelos valores de módulo de resiliência inferiores a 30.000 kgf/cm² para a camada asfáltica. Valores de módulo de resiliência desta magnitude foram utilizados na simulação visando possibilitar o estudo da variação dos parâmetros de resposta da estrutura do pavimento diante de revestimentos com módulos consideravelmente mais baixos que os usualmente adotados em projetos de pavimentação.

Após efetuar todas as combinações entre as espessuras, módulos e cargas citadas, foram obtidos 18.144 casos. A análise dos resultados da simulação apontou 3 casos onde o fundo da camada asfáltica apresentou deformação por compressão, os quais foram removidos do estudo. Dessa forma, foram analisados 18.141 casos neste estudo.

Foram determinados os deslocamentos e deformações internas da estrutura em seus locais críticos, ou seja: no topo da camada de concreto asfáltico (deslocamento vertical D_0), na fibra inferior da camada de concreto asfáltico (deformação horizontal de tração ε_t), e no topo do subleito (deformação vertical de compressão ε_v). A Figura 7.1 e a Figura 7.2 mostram, respectivamente, a variação dos parâmetros D_0 e ε_t obtidas em função do módulo da camada asfáltica, em CAUQ. Os valores apresentados correspondem a estruturas de pavimento com módulo da camada de subleito igual a 500 kgf/cm², correspondente a um solo com CBR da ordem de 5% segundo a correlação de Heukelom e Klomp, módulo da camada de base igual a 2.250 kgf/cm², correspondente à brita graduada simples, espessura de base igual a 30 cm e espessuras de revestimento entre 10 e 45 cm.

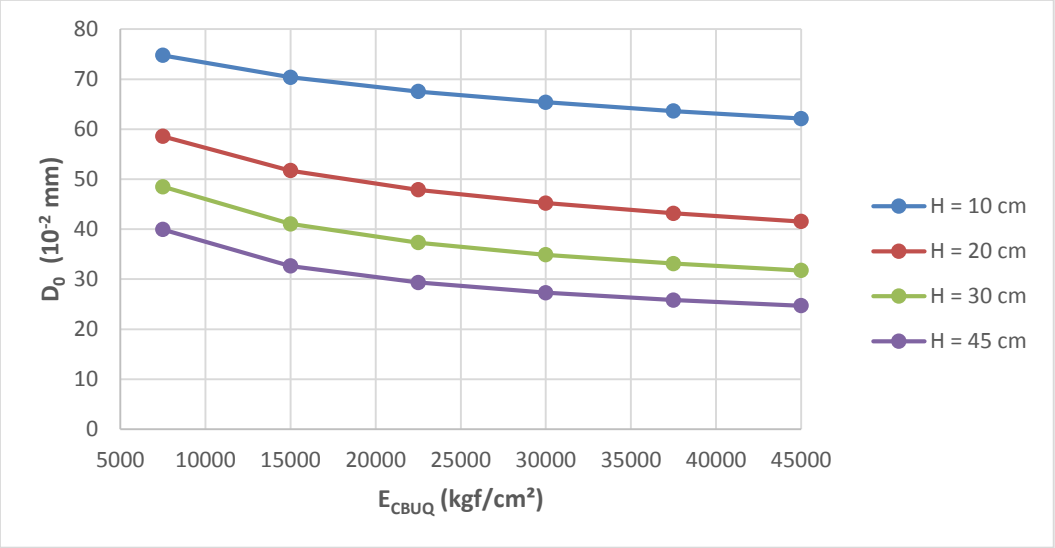

Figura 7.1 – Deflexão em função do Módulo de Resiliência do CAUQ – Pavimento Flexível

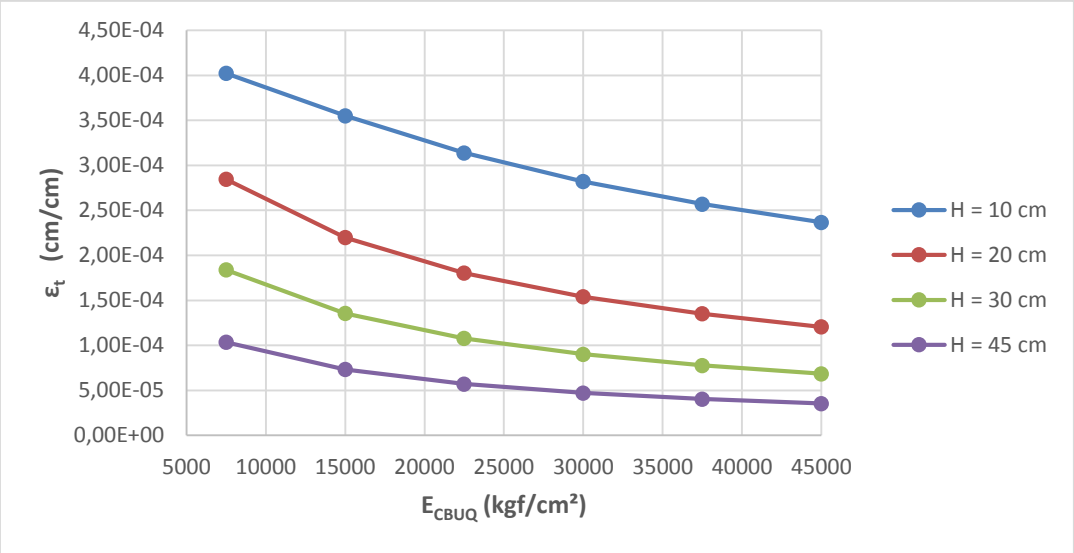

Figura 7.2 – Deformação de Tração em função do Módulo de Resiliência do CAUQ – Pavimento Flexível

A partir dos resultados dos dados simulados para todos os casos, foram efetuadas regressões múltiplas de modo a obter relações entre os parâmetros de saída D_0, ε_t, ε_v e as variáveis elásticas das camadas, conforme as equações 65 a 67.

$$D_0 = 72.327 \cdot E_{SL}^{-0,5636} \cdot H_{BGS}^{-0,1500} \cdot E_{BGS}^{-0,2383} \cdot H_{CAUQ}^{-0,5033} \cdot E_{CAUQ}^{-0,2161} \cdot Q^{1,0170} \quad (65)$$

$$R^2 = 0,95$$

$$\varepsilon_t = 1,3798 \cdot E_{SL}^{-0,0628} \cdot H_{BGS}^{-0,0949} \cdot E_{BGS}^{-0,4321} \cdot H_{CAUQ}^{-0,9352} \cdot E_{CAUQ}^{-0,4196} \cdot Q^{0,8455} \quad (66)$$

$$R^2 = 0,86$$

$$\varepsilon_V = 5,9656 \cdot E_{SL}^{-0,4811} \cdot H_{BGS}^{-0,6652} \cdot E_{BGS}^{-0,1335} \cdot H_{CAUQ}^{-0,9296} \cdot E_{CAUQ}^{-0,2994} \cdot Q^{0,9697} \quad (67)$$

$$R^2 = 0,93$$

Onde,

D_0: Deflexão no topo da camada de CAUQ, 10^{-2} mm;

ε_t: Deformação horizontal de tração no fundo da camada de CAUQ, cm/cm;

ε_v: Deformação vertical de compressão no topo do subleito, cm/cm;

Q: carga por eixo, tf;

H_{BGS}, H_{CAUQ}: espessuras das camadas de BGS e CAUQ respectivamente, cm;

E_{SL}, E_{BGS}, E_{CAUQ}: Módulos de elasticidade das camadas de subleito, BGS e CAUQ, respectivamente, kgf/cm².

Todos os modelos resultantes apresentaram expoente de carregamento “Q” próximos de 1, fato este condizente com o fenômeno físico estudado, ou seja, os parâmetros estudados são praticamente proporcionais ao carregamento.

Em todos os casos, as relações determinadas apresentaram bom coeficientes de determinação, R^2, com valores acima de 0,85, indicando que tais modelos representam razoavelmente bem os parâmetros estudados.

Utilizando os modelos gerados, foram estabelecidas relações para situações onde foram variados apenas os valores de módulo e espessura da mistura asfáltica, conforme as expressões 68 a 70.

$$\frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{-0,5033} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,2161} \quad (68)$$

$$\frac{\varepsilon_{t1}}{\varepsilon_{t2}} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{-0,9352} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,4196} \quad (69)$$

$$\frac{\varepsilon_{v1}}{\varepsilon_{v2}} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{-0,9296} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,2994} \quad (70)$$

Onde,

D_1 = deflexão na superfície do pavimento para espessura e módulo de revestimento iguais a H_{R1} e E_{R1}, respectivamente, 10^{-2}mm;

D_2 = deflexão na superfície do pavimento para espessura e módulo de revestimento iguais a H_{R2} e E_{R2}, respectivamente, 10^{-2}mm;

ε_{t1} = deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico para espessura e módulo de revestimento iguais a H_{R1} e E_{R1}, respectivamente, cm/cm;

ε_{t2} = deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico para espessura e módulo de revestimento iguais a H_{R2} e E_{R2}, respectivamente, cm/cm;

ε_{v1} = deformação vertical de compressão no topo do subleito para espessura e módulo de revestimento iguais a H_{R1} e E_{R1}, respectivamente, cm/cm;

ε_{v2} = deformação vertical de compressão no topo do subleito para espessura e módulo de revestimento iguais a H_{R2} e E_{R2}, respectivamente, cm/cm;

H_{R1}, H_{R2} = espessuras do revestimento asfáltico, situações 1 (projeto) e 2 (referência) respectivamente, cm;

E_{R1}, E_{R2} = módulos do revestimento asfáltico, situações 1 (projeto) e 2 (referência) respectivamente, kgf/cm².

Utilizando-se dos modelos de fadiga propostos no método de dimensionamento de pavimentos asfálticos da PMSP, os quais estimam os números máximos de solicitações admissíveis (N) em função da deflexão no topo da camada do revestimento (D), e da tração no fundo da camada asfáltica (ε_t), combinados às equações 68 e 69, foram estabelecidos novos modelos que expressam a relação de números solicitações admissíveis (N_1/N_2) em função das relações de espessuras de revestimento (H_{R1}/H_{R2}) e de módulo (E_{R1}/E_{R2}) , apresentadas nas equações 71 e 72. A sequência do equacionamento para o parâmetro deflexão é ilustrada a seguir.

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{-3,922}$$

$$\frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{-0,5033} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,2161} \rightarrow \frac{N_1}{N_2} = \left[\left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{-0,5033} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,2161}\right]^{-3,922}$$

- Relação de vida útil e fator de ajuste de espessura de revestimento devido ao efeito da deflexão na superfície do pavimento:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{1,9739} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{0,8475} \tag{71}$$

Ou ainda,

$$FA_1 = \frac{H_{R1}}{H_{R2}} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0,5066} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,4294} \tag{72}$$

O procedimento descrito foi repetido para a deformação horizontal de tração no fundo da camada asfáltica e deformação vertical de compressão no topo do subleito, entretanto, uma vez que a IP-08 da PMSP não contempla um modelo de falha por ruptura do subleito específico, foi utilizado o modelo da Shell, proposto por Dormon & Metcalf (1965), adotado também pelo Departamento de Estradas de Rodagem de

São Paulo, em sua instrução de projeto de pavimentação IP-DE-P00/001 (2006). Dessa forma, foram obtidos os modelos representados pelas equações 73 a 76.

- Relação de vida útil e fator de ajuste de espessura de revestimento devido ao efeito da deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{2,7401} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{1,2294} \quad (73)$$

Ou ainda,

$$FA_2 = \frac{H_{R1}}{H_{R2}} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0,3650} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,4485} \quad (74)$$

- Relação de vida útil e fator de ajuste de espessura de revestimento devido ao efeito da deformação de compressão no topo do subleito:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{4,4268} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{1,4257} \quad (75)$$

Ou ainda,

$$FA_3 = \frac{H_{R1}}{H_{R2}} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0,2259} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,3221} \quad (76)$$

Os modelos gerados, representados pelas equações 71 a 76, foram utilizados para estimar as relações N_1/N_2 e H_1/H_2 (fatores de ajuste de espessura de revestimento FA_1 a FA_3) para valores arbitrários de relação modular da camada asfáltica. A Tabela 7.2 mostra as estimativas calculadas de N_1/N_2, mantendo-se a espessura asfáltica constante entre as situações 1 e 2, representando a redução ou ganho de vida útil da camada asfáltica em função da variação do módulo da camada. A Tabela 7.4 aponta os valores estimados de relação entre espessuras H_1/H_2 do revestimento asfáltico, mantendo-se constante o número de solicitações admissíveis para ambas situações 1 e 2, em função da variação da relação modular, representando o sub ou superdimensionamento para tal camada.

Tabela 7.3 – Cálculo de N_1/N_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos

E_1/E_2	H_1/H_2	Modelo D_0	Modelo ε_t	Modelo ε_v
			N_1/N_2	
0,50	1,00	0,56	0,43	0,37
0,60	1,00	0,65	0,53	0,48
0,70	1,00	0,74	0,65	0,60
0,80	1,00	0,83	0,76	0,73
0,90	1,00	0,91	0,88	0,86
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,10	1,00	1,08	1,12	1,15
1,20	1,00	1,17	1,25	1,30
1,30	1,00	1,25	1,38	1,45
1,40	1,00	1,33	1,51	1,62
1,50	1,00	1,41	1,65	1,78

A Figura 7.3 e a Figura 7.4 ilustram os gráficos dos valores estimados, conforme os dados da Tabela 7.3 e da Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Cálculo de H_1/H_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos

E_1/E_2	N_1/N_2	Modelo D_0	Modelo ε_t	Modelo ε_v
			H_1/H_2	
0,50	1,00	1,35	1,36	1,25
0,60	1,00	1,25	1,26	1,18
0,70	1,00	1,17	1,17	1,12
0,80	1,00	1,10	1,11	1,07
0,90	1,00	1,05	1,05	1,03
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,10	1,00	0,96	0,96	0,97
1,20	1,00	0,92	0,92	0,94
1,30	1,00	0,89	0,89	0,92
1,40	1,00	0,87	0,86	0,90
1,50	1,00	0,84	0,83	0,88

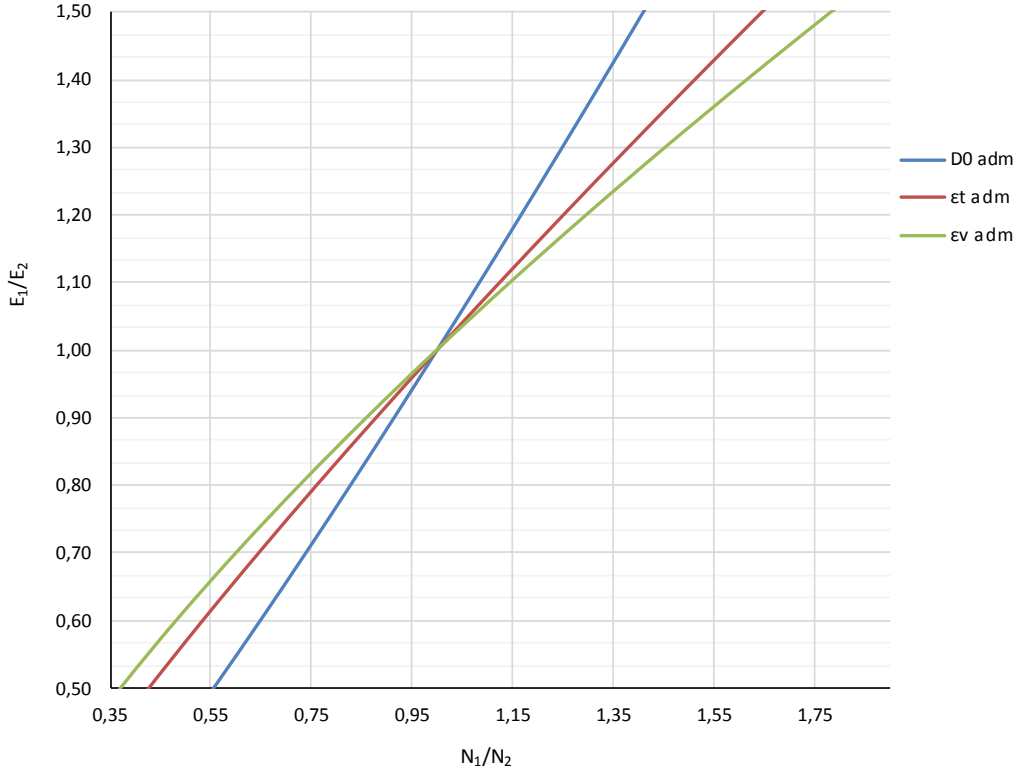

Figura 7.3 – N_1/N_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos

Observa-se nas curvas apresentadas na Figura 7.3 e na Figura 7.4 que, para a análise da relação N_1/N_2, o modelo mais sensível é o representado pela deformação de compressão no subleito (ε_v), enquanto a análise da relação H_1/H_2 é mais sensível ao modelo representado pela deformação de tração na camada asfáltica (ε_t). É notável entretanto, que o modelo paramétrico da deflexão (D_0) ilustrado na Figura 7.4 resultou em relações de espessura bastante próximas às do modelo paramétrico de ε_t.

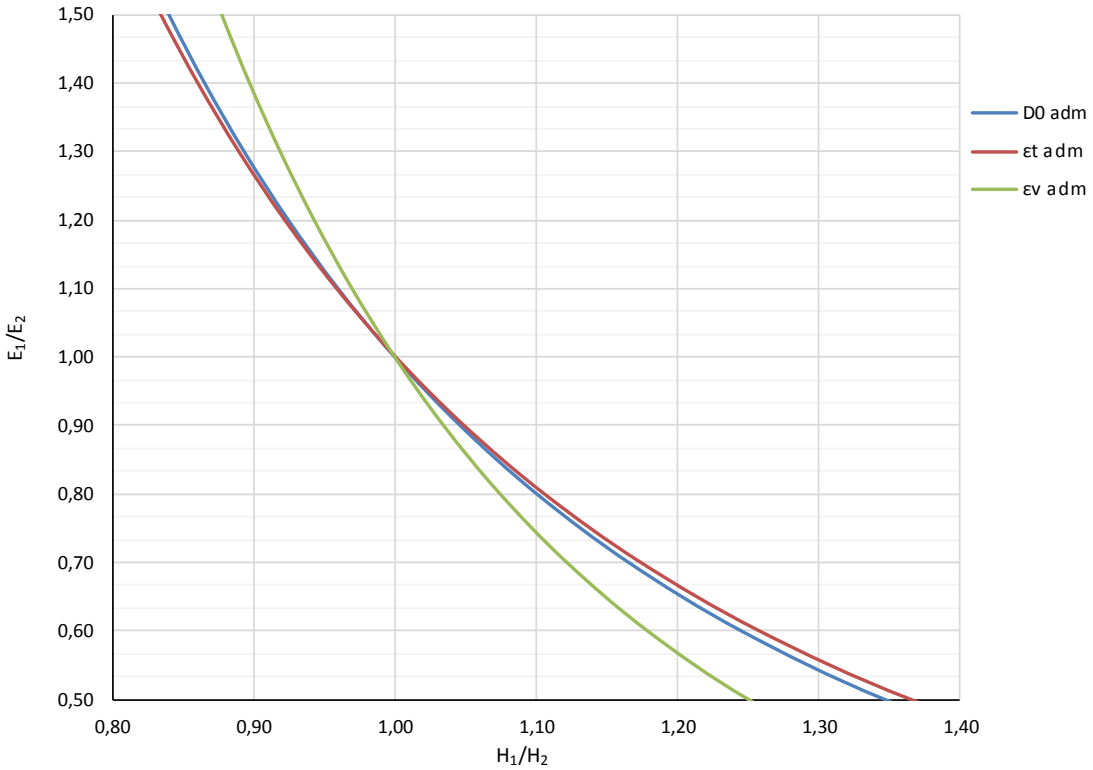

Figura 7.4 – H_1/H_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos

Os modelos paramétricos desenvolvidos são de grande utilidade quando combinados aos modelos de variação do módulo de resiliência das camadas asfálticas em função da temperatura de serviço e da velocidade de operação do tráfego, disponíveis na literatura. Um exemplo de aplicação é apresentado na Figura 7.5 e na Figura 7.6, para módulo de resiliência de referência da camada asfáltica igual a 30.000 kgf/cm², valor este dentro da faixa adotada pela PMSP, aproximando-se do valor médio para a camada de revestimento com CAP 30-45 adotada pelo DER/SP. Neste caso foi adotado o modelo de temperatura e velocidade da AUSTROADS.

Para uma situação hipotética na qual a velocidade de operação dos veículos é de 35 km/h e a temperatura média da camada asfáltica é de 30 °C, utilizando o ábaco da Figura 7.5 observa-se que o módulo da mistura (E_1) para tais condições é estimado em 17.500 kgf/cm², e corresponde a 60% do valor de referência (E_2), 30.000 kgf/cm². Dessa forma, de acordo com o mesmo ábaco, obtém-se relações N_1/N_2 entre 0,65 e 0,45, conforme os modelos de deflexão superficial e deformação de compressão no

subleito, respectivamente. O modelo representativo da tração na camada asfáltica resultou em relação de número de solicitações igual a 0,45.

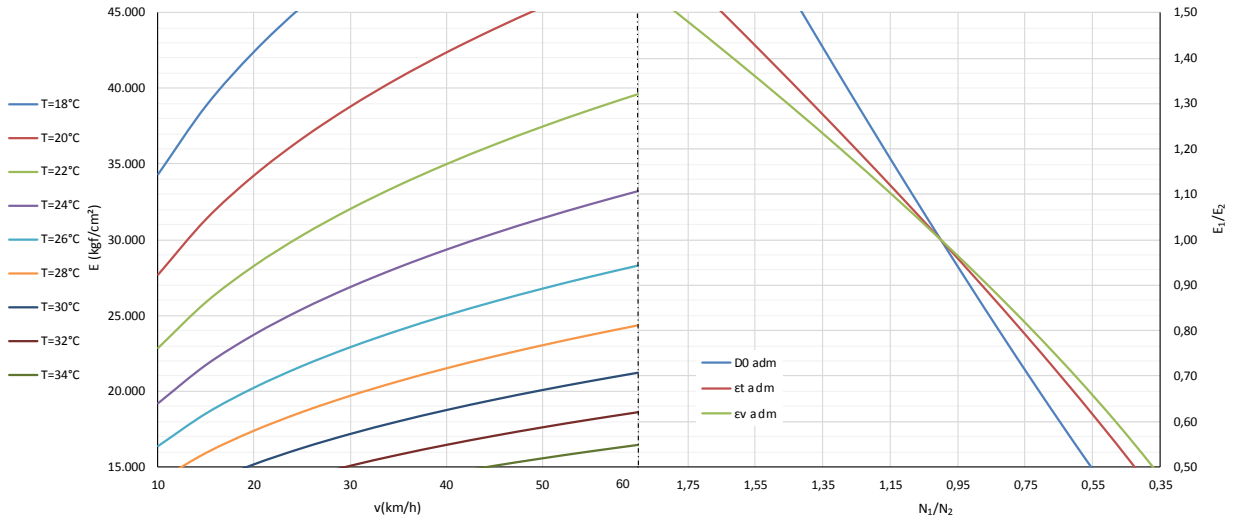

Figura 7.5 – N_1/N_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos

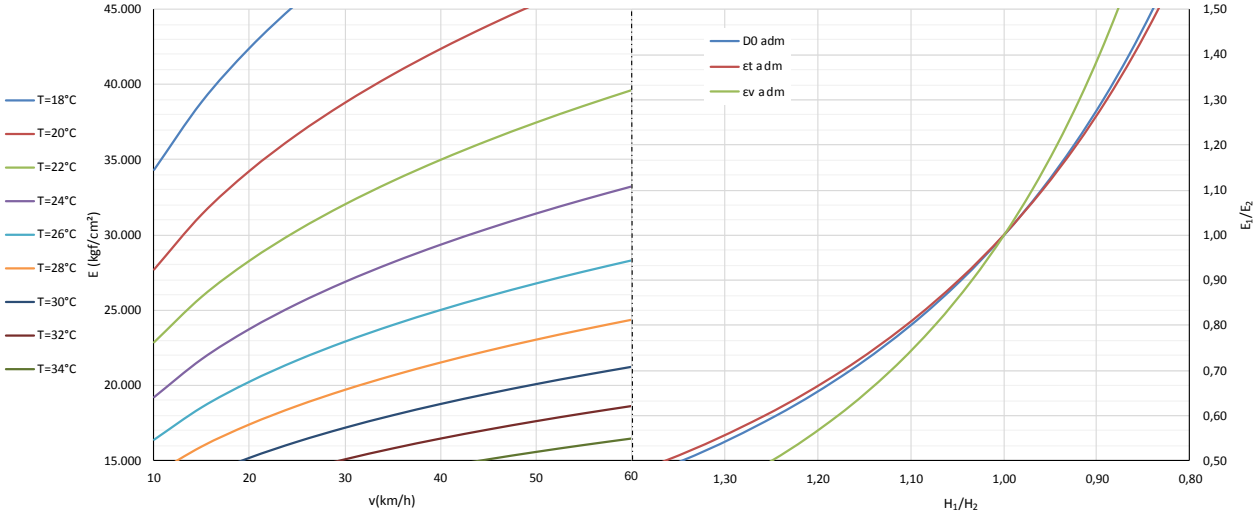

Figura 7.6 – H_1/H_2 em função de E_1/E_2 e dos modelos paramétricos

Ainda de acordo com a hipótese acima, verificou-se no ábaco da Figura 7.6 que a relação de espessura necessária H_1/H_2 resultou em valores aproximadamente iguais a 1,25 para os modelos representados pelos parâmetros D_0 e ε_t, enquanto o modelo representado por ε_v resultou em 1,18.

Dessa forma, caso o tráfego previsto apresente velocidade de 35 km/h, com pavimento à temperatura de 30 ºC, em vez de 60 km/h, e pavimento a 25 ºC,

ocorrerá redução na vida útil, da ordem de 55%, ou haverá necessidade de se aumentar a espessura do revestimento asfáltico em torno de 25%, visando manter a mesma vida útil de projeto.

Visando efetuar o cálculo da relação de vida útil e do fator de correção de espessura de maneira direta, independente da consulta gráfica aos ábacos apresentados na Figura 7.5 e na Figura 7.6, efetuou-se a manipulação algébrica os modelos representados pelas equações 71 a 76, combinando-os ao modelo de variação do módulo de resiliência apresentado pela AUSTROADS (equação 56). O processo aplicado sobre as equações 71 e 72 é apresentado na sequência.

- Relação de vida útil e fator de correção de espessura de revestimento devido ao efeito da deflexão na superfície do pavimento (com base nas equações 71 e 72):

O cálculo da relação de vida útil é efetuado da seguinte forma:

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{1,9739} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{0,8475} = \left(\frac{H_{R1}}{H_{R2}}\right)^{1,9739} \cdot \left[\left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-2,0154} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,3059}\right]^{0,8475}$$

Para a condição onde a espessura de revestimento é a mesma nas situações 1 e 2, a relação de vida útil pode ser calculada pela equação 77.

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-1,7081} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,2593} \tag{77}$$

O cálculo do fator de ajuste de espessura de revestimento é efetuado da seguinte forma:

$$FA_1 = \frac{H_{R1}}{H_{R2}} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0,5066} \cdot \left(\frac{E_{R1}}{E_{R2}}\right)^{-0,4294} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0,5066} \cdot \left[\left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-2,0154} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,3059}\right]^{-0,4294}$$

Para a condição onde a vida útil do pavimento é a mesma nas situações 1 e 2, o fator de correção da espessura asfáltica pode ser determinado pela equação 78.

$$FA_1 = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0,8654} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{-0,1314} \quad (78)$$

- Relação de vida útil e fator de correção de espessura de revestimento devido ao efeito da deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica (com base nas equações 73 e 74):

De maneira análoga à efetuada anteriormente, as equações 79 e 80 apresentam os modelos para determinação da relação de vida útil e do fator de ajuste de espessura do revestimento em função da temperatura da camada asfáltica e da velocidade de operação dos veículos.

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-2,4777} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,3761} \quad (79)$$

$$FA_2 = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0,9039} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{-0,1372} \quad (80)$$

- Relação de vida útil e fator de ajuste de espessura de revestimento devido ao efeito da deformação de compressão no topo do subleito (com base nas equações 75 e 76):

De maneira análoga à efetuada anteriormente, as equações 81 e 82 apresentam os modelos para determinação da relação de vida útil e do fator de ajuste de espessura do revestimento em função da temperatura da camada asfáltica e da velocidade de operação dos veículos.

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-2,8734} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,4361} \quad (81)$$

$$FA_3 = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0,6492} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{-0,0985} \quad (82)$$

Estudo Paramétrico 2

Este estudo visa avaliar de maneira mecanicista a adequabilidade estrutural da espessura mínima de revestimento asfáltico necessária segundo as principais metodologias brasileiras para dimensionamento de pavimentos flexíveis (DNIT, PMSP e DER/SP), além de analisar a influência da temperatura e da velocidade de operação na sua determinação. Atualmente, a dependência de tais fatores não é claramente contemplada por nenhuma das metodologias empíricas citadas.

Os parâmetros críticos que afetam a vida útil do revestimento asfáltico, e portanto, avaliados neste estudo, são a deflexão (D_0), medida no topo da camada, e a deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica (ε_t).

Para este estudo foi realizado um conjunto de simulações no software Elsym-5, utilizando carregamento correspondente a duas cargas circulares, de modo a simular um par de rodas de um eixo simples de rodas duplas, totalizando 8,2 tf. O pavimento flexível deste estudo paramétrico é composto por duas camadas, sendo a primeira o revestimento asfáltico, e a segunda a infraestrutura que o suporta (conjunto de camadas da base até o subleito).

Os valores de módulo de resiliência adotados para as camadas, espessuras, e os respectivos coeficientes de Poisson são apresentados na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Parâmetros Geométricos e Elásticos das Estruturas Simuladas

Camadas	Espessuras (cm)	Módulo (kgf/cm²)	Poisson
Revestimento Asfáltico	5 - 10 - 15 - 20 - 30	7.500 - 15.000 - 22.500 - 30.000 - 37.500 - 45.000 – 52.500	0,35
Infraestrutura	Semi Infinito	250 - 750 - 1.250 - 2.250 - 3.000 - 3.750 – 4.500	0,45

Ressalta-se que os parâmetros utilizados estão dentro da faixa de valores preconizada pelas metodologias propostas pelo DNIT, DER/SP e pela Prefeitura do Município de São Paulo, exceto pelos valores de módulo de resiliência inferiores a 30.000 kgf/cm² para a camada asfáltica, utilizados visando estudos da resposta do

pavimento em condições extremas de temperatura a baixas velocidades de operação.

No total foram simulados 245 casos, sobre os quais foram determinadas as deformações horizontais na fibra inferior da camada de concreto asfáltico (ε_t) e as deflexões na superfície (D_0). Por meio da análise dos dados de saída foram efetuadas regressões múltiplas, expressas pelas equações 83 e 84.

$$\varepsilon_t = 6{,}051 \cdot H_{CAUQ}^{-0{,}822} \cdot E_{CAUQ}^{-0{,}488} \cdot E_{INFRA}^{-0{,}430} \quad (83)$$

$$R^2 = 0{,}90$$

$$D_0 = 3{,}019 \cdot 10^5 \cdot H_{CAUQ}^{-0{,}526} \cdot E_{CAUQ}^{-0{,}205} \cdot E_{INFRA}^{-0{,}776} \quad (84)$$

$$R^2 = 0{,}90$$

Onde,

D_0: Deflexão no topo da camada de CAUQ, 10^{-2} mm;

ε_t: Deformação horizontal de tração no fundo da camada de CAUQ, cm/cm;

H_{CAUQ}: espessura da camada de CAUQ, cm;

E_{INFRA}, E_{CAUQ}: Módulos de elasticidade das camadas de infraestrutura e CAUQ, respectivamente, kgf/cm².

O método de dimensionamento de pavimentos preconizado pelo DNIT (2006) não determina um modelo específico para estudo da fadiga da camada asfáltica devido ao efeito da deformação de tração na fibra inferior, dessa forma, para a análise que segue, foi empregado o modelo proposto pela *Federal Highway Administration* (1976), que é um dos modelos sugeridos pela metodologia do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo, conforme a instrução de projeto IP-DE-P00/001 (2006). As equações 85 e 86 representam este modelo, em função do número “N” de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf.

$$N = 1{,}092 \cdot 10^{-6} \cdot \varepsilon_t^{-3{,}512} \quad (85)$$

A equação 79 pode ser reescrita, na forma da equação 80.

$$\varepsilon_t = 2{,}007 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0{,}285} \quad (86)$$

Uma vez desenvolvido o modelo de deformações horizontais atuantes no pavimento proposto (equação 83), e definido um modelo de ruptura à fadiga do material (equação 86), a situação limite é aquela na qual ambos se igualam, conforme desenvolvido na expressão 87.

$$H_{CAUQ} = 1055{,}169 \cdot N^{0{,}348} \cdot E_{INFRA}^{-0{,}524} \cdot E_{CAUQ}^{-0{,}595} \quad (87)$$

Onde,

N: número de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, ou 80 kN;

H_{CAUQ}: espessura da camada de CAUQ, cm;

E_{INFRA}, E_{CAUQ}: Módulos de elasticidade das camadas de infraestrutura e CAUQ, respectivamente, kgf/cm².

Utilizando a expressão 87 é possível determinar espessuras mínimas de revestimento asfáltico segundo a análise mecanicista efetuada, para ε_t. Na Figura 7.7 são apresentados os gráficos gerados por este modelo, para revestimentos com módulos de resiliência entre 25.000 kgf/cm² e 45.000 kgf/cm², sobre infraestrutura com módulo de 2.200 kgf/cm².

Segundo a instrução de projeto de pavimentação IP-DE-P00/001 (2006), do DER/SP, a deflexão admissível atuante na superfície do pavimento pode ser determinada pelos modelos constantes nas normas rodoviárias DNER-PRO 011/79 e DNER-PRO 269/94, representados nas equações 88 e 89 respectivamente.

$$\log D_{adm} = 3{,}010 - 0{,}174 \cdot \log N \quad (88)$$

$$\log D_{adm} = 3{,}148 - 0{,}188 \cdot \log N \quad (89)$$

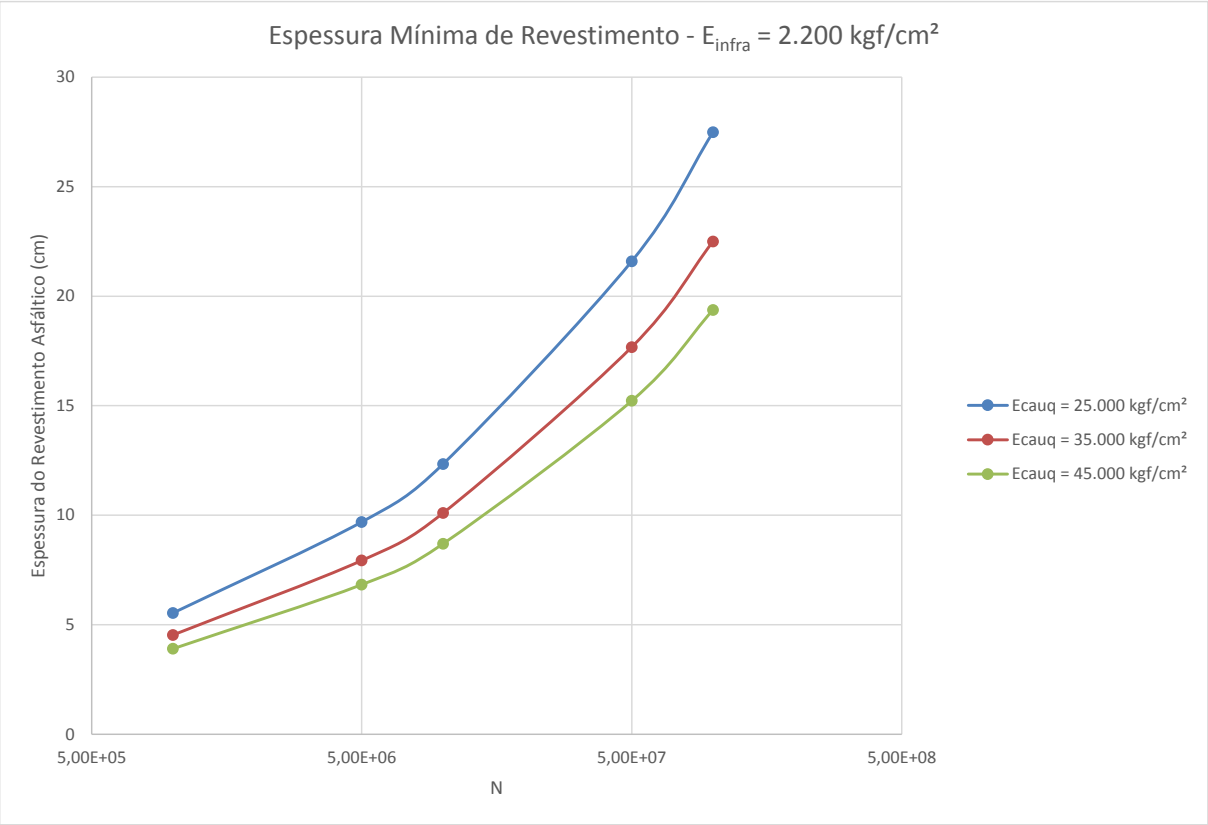

Figura 7.7 – Espessuras Mínimas de Revestimento – Análise Mecanicista ε_t

De forma análoga à realizada anteriormente com o parâmetro da deformação, igualando-se o modelo de deflexões atuantes obtido por simulação computacional (equação 84) aos modelos de máxima deflexão admissível (equações 88 e 89), situação correspondente ao limite do material, obtém-se as expressões 90 e 91. A equação 90 refere-se à espessura mínima de revestimento asfáltico devido ao efeito da deflexão atuante limitada pelo modelo da norma DNER-PRO 011/79, enquanto a equação 91 refere-se ao modelo da norma DNER-PRO 269/94.

$$H_{CAUQ} = 4{,}961 \cdot 10^4 \cdot N^{0{,}331} \cdot E_{CAUQ}^{-0{,}390} \cdot E_{INFRA}^{-1{,}475} \quad (90)$$

$$H_{CAUQ} = 2{,}711 \cdot 10^4 \cdot N^{0{,}357} \cdot E_{CAUQ}^{-0{,}390} \cdot E_{INFRA}^{-1{,}475} \quad (91)$$

As espessuras mínimas de revestimento asfáltico obtidas a partir dos modelos representados nas equações 90 e 91 constam na Tabela 7.6. O cálculo foi efetuado para infraestrutura com módulo de resiliência de 2.200 kgf/cm² e revestimento com módulos entre 25.000 kgf/cm² e 45.000 kgf/cm².

Tabela 7.6 – Espessuras Mínimas de Revestimento Asfáltico para Modelos Deflectométricos

h_{CAUQ} (D0 PRO11/79) (cm)	h_{CAUQ} (D0 PRO269/94) (cm)	N	E_{INFRA} (kgf/cm²)	E_{CAUQ} (kgf/cm²)
1,1	0,9	1,00E+06	2.200	25.000
1,9	1,5	5,00E+06	2.200	25.000
2,3	1,9	1,00E+07	2.200	25.000
4,0	3,4	5,00E+07	2.200	25.000
5,0	4,4	1,00E+08	2.200	25.000
1,0	0,7	1,00E+06	2.200	35.000
1,6	1,3	5,00E+06	2.200	35.000
2,0	1,7	1,00E+07	2.200	35.000
3,5	3,0	5,00E+07	2.200	35.000
4,4	3,9	1,00E+08	2.200	35.000
0,9	0,7	1,00E+06	2.200	45.000
1,5	1,2	5,00E+06	2.200	45.000
1,9	1,5	1,00E+07	2.200	45.000
3,2	2,7	5,00E+07	2.200	45.000
4,0	3,5	1,00E+08	2.200	45.000

Observou-se que a espessura necessária de revestimento proveniente do modelo deflectométrico de ruptura da norma DNER-PRO 269/94 é cerca de 15% menor que a espessura calculada segundo o modelo da norma DNER-PRO 011/74, dessa forma, ambas são razoavelmente próximas.

Visando comparar as espessuras mínimas de revestimento asfáltico necessárias com base nos parâmetros de deflexão e de deformação horizontal de tração, os modelos desenvolvidos expressos pelas equações 87 e 90 foram plotados em um gráfico, juntamente com as espessuras mínimas recomendadas pelos manuais ou instruções de projeto de pavimentação do DNIT, DER/SP e PMSP/SIURB além da AASHTO 1993. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7.8.

As espessuras mínimas de revestimento recomendadas pelas três metodologias brasileiras citadas, acrescidas da AASHTO (1993) são resumidas na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Espessuras Mínimas de Revestimento Asfáltico (DNIT 2006, DER/SP 2006, PMSP/SIURB 2004, AASHTO 1993)

Número de Solicitações do Eixo Padrão	Espessura Mínima - Revestimento Asfáltico (cm)			
	DNIT	DER/SP	PMSP	AASHTO
< 5,00E+04	-	-	-	2,5
5,01E+04				5,1
1,50E+05	-	-	-	6,4
5,00E+05	-	-	-	7,7
1,00E+06	5,0	5,0	-	-
2,00E+06	-	-	5,0	8,9
5,00E+06	7,5	7,5	7,5	-
≥7,00E+06	-	-	-	10,2
1,00E+07	10,0	10,0	10,0	-
2,50E+07	-	12,5	-	-
≥5,00E+07	12,5	15,0	12,5	-

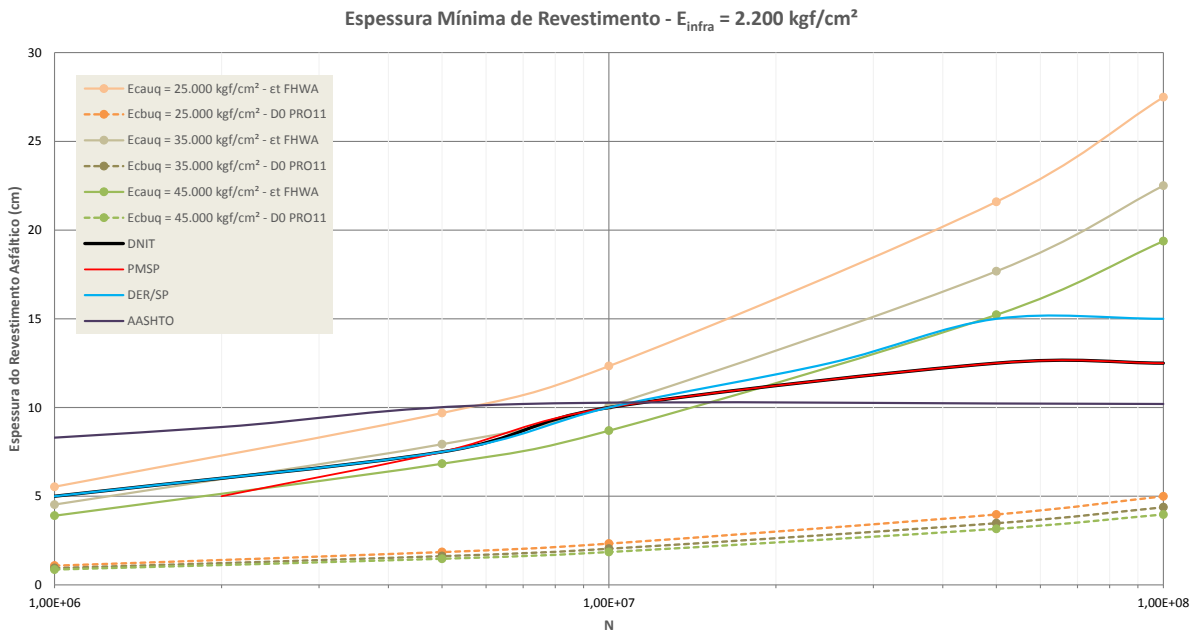

Figura 7.8 – Espessuras Mínimas de Revestimento – Análise Mecanicista ε_t e D_0

Observou-se que, para infraestrutura com módulo de resiliência de 2.200 kgf/cm², as espessuras mínimas estabelecidas pelo método do DER/SP atendem a espessura necessária para número de solicitações até 2.10^7, conforme metodologia mecanicista, desde que o módulo da mistura asfáltica se situe entre 35.000 kgf/cm² e 45.000 kgf/cm², segundo o parâmetro de deformação horizontal na fibra inferior da camada asfáltica. Já os métodos do DNIT e da PMSP/SIURB não apresentam espessura mínima suficiente para evitar ruptura da camada asfáltica para número de

solicitações de ordem superior a 2.10^7, mesmo que o revestimento apresente módulo de resiliência próximo de 45.000 kgf/cm². Um bom exemplo é o caso do número de solicitações igual a 5.10^7, para revestimento com módulo igual a 35.000 kgf/cm², para o qual é necessária uma espessura de revestimento asfáltico de aproximadamente 17,5 cm segundo a análise mecanicista. O método do DNIT e da PMSP/SIURB estabelecem, para este número de solicitações, apenas 12,5 cm de revestimento asfáltico, logo, não atenderia o critério mecanicista. A escolha do módulo de resiliência para infraestrutura igual a 2.200 kgf/cm² refere-se a um valor coerente com um subleito com capacidade de suporte adequada, com CBR da ordem de 10%, sob uma camada granular.

A metodologia da AASHTO (1993) também estabelece espessuras mínimas em função do número de solicitações do eixo padrão, conforme apresentado na Figura 7.8. Pelo exposto, pode-se concluir que para número N_{usace} inferior a $1,3.10^7$ e revestimentos com módulos de resiliência próximos de 45.000 kgf/cm², as espessuras recomendadas devem suportar o carregamento sem ruptura à fadiga, entretanto, para números de solicitações superiores a este, o critério mecanicista não é atendido.

Observou-se que para N superior a 5.10^7 todas as metodologias não atendem ao critério mecanicista, segundo o parâmetro da deformação horizontal (ε_t).

A análise efetuada mostrou que as espessuras mínimas recomendadas por todas as metodologias apresentadas são suficientes para evitar a ruptura devido ao parâmetro da deflexão, pelos modelos empregados (DNER-PRO 011/79 e DNER-PRO 269/94), além de serem bastante superiores às necessárias. Tal fato indica que para o tipo de estrutura simulado, um pavimento flexível, com as magnitudes de parâmetros elásticos dos materiais empregadas, tem-se o parâmetro da deformação horizontal como crítico.

Destaca-se que esta análise é válida para infraestrutura com módulo de resiliência de 2.200 kgf/cm², em espessura semi-infinita.

Ressalta-se ainda que, na análise ilustrada pela Figura 7.8, estão representados no mesmo gráfico números “N” de operações não levando em consideração os diferentes fatores de equivalência de carga (USACE e AASHTO).

Influência da Temperatura e Velocidade de Operação na determinação de Espessuras Mínimas

Com base no exposto no capítulo 6, através do modelo da AUSTROADS, expresso pela equação 56, é possível estimar o módulo de resiliência do revestimento asfáltico em função da temperatura e velocidade de operação dos veículos. Dessa forma, para uma temperatura de 25 °C, a qual é a temperatura padrão para ensaio de módulo de resiliência segundo a norma DNIT 135/2010 – ME, obtém-se estimativas do módulo asfáltico ilustrado no gráfico da Figura 7.9.

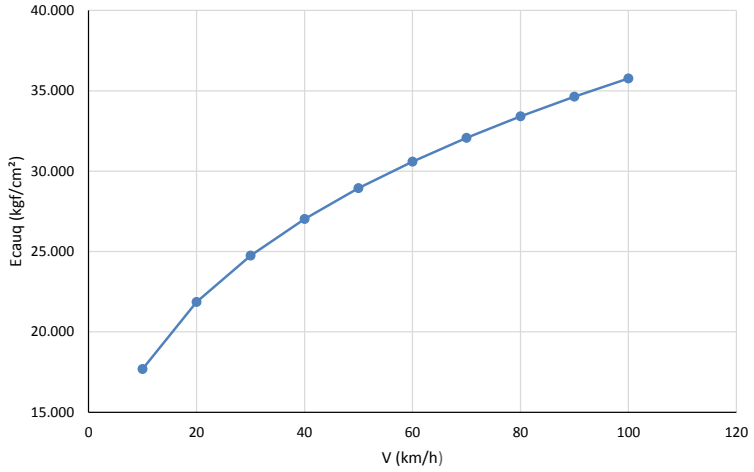

Figura 7.9 – Módulo de CAUQ – Temperatura de 25 °C (adaptado de AUSTROADS, 2012)

Observa-se na Figura 7.9 que, para uma temperatura da camada asfáltica igual a 25 °C, velocidades entre 60 km/h e 90 km/h proporcionam módulos de resiliência da ordem de 30.000 kgf/cm² a 35.000 kgf/cm². Tais valores são condizentes com os módulos estudados neste item, necessários para atender até cerca de 2.10^7 solicitações do eixo padrão, com as espessuras mínimas preconizadas pelas principais metodologias de dimensionamento brasileiras.

Utilizando os modelos desenvolvidos neste capítulo para estimar a espessura necessária de revestimento asfáltico, de modo a atender aos critérios mecanicistas

para esta camada, mesclados ao modelo da AUSTROADS (equação 56), pode-se obter fatores de correção para situações de temperaturas e velocidades diversas.

Conforme os resultados obtidos neste capítulo, ilustrados no gráfico da Figura 7.8, o modelo crítico para determinação de espessuras mínimas é aquele baseado na deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica (equação 87). Utilizando este modelo, o fator de correção de espessura pode ser definido como a relação entre duas espessuras, h_1 e h_2, calculada para condições em que apenas o módulo da mistura varia, conforme a equação 92.

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{-0,595} \tag{92}$$

Onde,
H_1, H_2 = espessura\s do revestimento asfáltico, situações 1 e 2 respectivamente;
E_1, E_2 = módulos do revestimento asfáltico, situações 1 e 2 respectivamente.

Introduzindo a relação entre módulo de resiliência, velocidade e temperatura proposta pela AUSTROADS (2012), obtém-se a equação 93, que expressa o fator de correção em função da variação de temperatura e variação de velocidade de operação.

$$FA = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{1,199} \cdot \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-0,182} \tag{93}$$

Onde,
FA = fator de ajuste de espessura;
H_1, H_2 = espessuras do revestimento asfáltico, situações 1 e 2 respectivamente;
T_1, T_2 = temperaturas do revestimento asfáltico, situações 1 e 2 respectivamente;
v_1, v_2 = velocidades de operação, situações 1 e 2 respectivamente;

Dessa forma, segundo a equação 93 tem-se que, para uma situação em que o revestimento asfáltico inicialmente com temperatura de 25 °C em campo, sofre acréscimo da ordem de 5°C, e os veículos pesados trafegam a 60 km/h, obtém-se

um fator de correção da espessura próximo de 1,24, ou seja, há necessidade de utilizar uma espessura de revestimento em cerca de 24%.

Em outra situação hipotética, para uma camada com temperatura de 25 °C, se houver redução da velocidade de tráfego dos veículos pesados de 60 km/h para 30 km/h, o fator de ajuste de espessura (FA) é de 1,13, ou seja, é necessária uma espessura de revestimento 13% maior.

É importante ressaltar que o modelo apresentado na equação 93 é consideravelmente mais sensível às variações de temperatura do que a variações na velocidade de operação dos veículos, como mostrado nos exemplos anteriormente.

8 ESTUDOS DE CASO

Visando analisar a influência da velocidade de operação dos veículos pesados e da temperatura do pavimento, neste capítulo serão apresentados 3 estudos de caso referentes a um pavimento hipotético, destinado a um corredor exclusivo de ônibus com tráfego pesado, dimensionado de acordo com o a instrução de projeto IP-05, preconizada pela Prefeitura do Município de São Paulo.

No primeiro estudo foi considerada temperatura constante ao longo de toda a espessura do revestimento asfáltico, e consequentemente, módulo de resiliência constante em função da profundidade, estimado segundo modelo da AUSTROADS (2012). Foram elaborados 4 cenários, onde variou-se a temperatura do revestimento e a velocidade de operação dos ônibus, de uma condição mais favorável (cenário 1) até uma condição mais crítica (cenário 4), na qual a velocidade dos veículos é baixa e a temperatura da camada asfáltica é relativamente mais alta.

O segundo estudo analisa os mesmos cenários do estudo 1, entretanto, considera a dissipação da temperatura ao longo da camada asfáltica em função da profundidade, segundo o modelo da Superpave. Uma vez que a temperatura decresce com a profundidade no interior da camada de revestimento asfáltico, foi

empregado o modelo da AUSTROADS (2012) para estimar o módulo a profundidades arbitrárias, considerando a velocidade de operação prevista para cada cenário.

O terceiro estudo baseia-se nos dados obtidos no estudo 2, aplicando o conceito de módulo de resiliência equivalente e espessura equivalente propostos por Van Gurp (1995). Para cada cenário, foram aplicadas as expressões de Van Gurp para calcular um módulo e uma espessura equivalentes, representativas do conjunto de subcamadas asfálticas definidas no estudo 2.

Conforme recomendado pelo procedimento de dimensionamento da Prefeitura de São Paulo, o número N característico para corredores de ônibus com tráfego pesado é igual a $5x10^7$ repetições do eixo padrão, e para um subleito com capacidade de suporte CBR igual a 5%, as camadas constituintes devem possuir as seguintes espessuras mínimas ou calculadas.

Tabela 8.1 – Materiais e Respectivas Espessuras Propostas

CAMADA	ESPESSURA (cm)	COEFICIENTE ESTRUTURAL	ESPESSURA EQUIVALENTE (cm)
REVESTIMENTO - CAUQ	12,5	2,0	25,0
BASE CIMENTADA - BGTC	20,0	1,4	28,0
SUB-BASE GRANULAR - BGS	18,0	1,0	18,0
SUBLEITO CBR ≥ 5%	-	-	-
TOTAIS	50,5		71,0

Para verificação da influência da variação do módulo do revestimento no desempenho do pavimento serão considerados dois procedimentos, a saber: Método da AASHTO (1993) e critério mecanicista segundo recomendações da IP-08 da SIURB – PMSP.

8.1 Aplicação do Método da AASHTO (1993)

O conceito básico do método de dimensionamento da AASHTO é determinar a espessura total requerida do pavimento para atender à solicitação do tráfego previsto durante um período de projeto, admitindo que a estrutura deva apresentar

uma degradação aceitável em seu desempenho ou serventia, para um determinado nível de confiabilidade estatística.

Convém ressaltar que os coeficientes estruturais fornecem indicações da habilidade dos materiais de suportar cargas, mas não são diretamente parâmetros de resistência dos materiais. Considerando que as medidas de resistência são mais simples de serem medidas e entendidas, os coeficientes têm sido estimados a partir de correlações empíricas com indicadores estruturais, entre eles o módulo de resiliência.

Estabelecendo como aceitável para projeto de pavimentos em corredores de ônibus uma redução de serventia ∆psi igual a 1,7, confiabilidade estatística Zr de 85% e desvio padrão S_0 igual a 0,35, compatíveis com vias urbanas arteriais, a fórmula de dimensionamento da metodologia da AASHTO, que correlaciona os diversos parâmetros de projeto, pode ser transformada no modelo da equação 88. A correlação foi efetuada para valores de número estrutural entre 4,35 e 5,29, e valores de CBR do subeito entre 5% e 15%, que correspondem a uma estrutura de pavimento conforme Tabela 8.1, com valores de módulo de resiliência da camada asfáltica entre 10.000 kgf/cm² e 30.000 kgf/cm², módulo da camada de BGTC igual a 70.000 kgf/cm², e módulo da camada de BGS igual a 2.000 kgf/cm². Foi empregada a correlação entre o módulo de resiliência Mr e o CBR do subleito apresentada na equação 95.

$$SN = 0{,}7684.W_{18}^{0{,}1456}.CBR^{-0{,}3378} \quad (94)$$

$$R^2 = 0{,}99$$

$CBR = 6{,}67.10^{-4}.M_r$, onde Mr está em psi (95)

$$W_{18} = 6{,}1066.SN^{6{,}8681}.CBR^{2{,}3201} \quad (96)$$

Os coeficientes estruturais dos materiais (a_i) são parâmetros obtidos estatisticamente a partir de correlações com outros indicadores de resistência e

avaliações da pista experimental da AASHTO. Neste trabalho os mesmos foram estimados considerando-se os módulos de resiliência (E_i) dos materiais, expressos em kgf/cm², e utilizando-se as expressões 97 a 100.

- Revestimento de concreto asfáltico

$$a_1 = 0{,}4.\,log\left({E_1}/{30.000}\right) + 0{,}44 \qquad (97)$$

ou

$$a_1 = 2{,}319\,.\,10^{-3}.\,{E_1}^{0{,}51072} \qquad (98)$$

$0{,}20 < a_1 < 0{,}44$

- Base cimentada

$$a_2 = 0{,}51.\,log\left({E_2}/{30.000}\right) + 0{,}08 \qquad (99)$$

$$a_2 = 1{,}917\,.\,10^{-6}.\,{E_2}^{1{,}0615}$$

$0{,}10 < a_2 < 0{,}28$

- Base granular

$$a_3 = 0{,}25.\,log\left({E_3}/{1600}\right) + 0{,}11 \qquad (100)$$

$$a_3 = 1{,}436\,.\,10^{-4}.\,{E_3}^{0{,}8883}$$

$0{,}06 < a_3 < 0{,}20$

Tráfego de Projeto

O pavimento dimensionado pelo método da AASHTO deve atender um tráfego previsto para um determinado período de projeto, apresentando degradação aceitável, expressa em termos de perda de serventia.

Para ambos os estudos de caso apresentados na sequência, foi adotado tráfego muito pesado, que de acordo com a instrução de projeto IP-02, Classificação de Vias, corresponde a um volume diário entre 1.001 e 2.000 veículos.

Em projetos atuais de corredores de ônibus, a consideração usual em termos veículo de projeto é de ônibus do tipo articulados, com taxa de crescimento anual da frota da ordem de 1%. Essa taxa é próxima à média do crescimento da população da região metropolitana de São Paulo nos últimos 10 anos, a qual equivale a 1,2% ao ano, segundo dados do IBGE.

Dessa forma, com base no volume de tráfego e taxa de crescimento descritos, além da distribuição de cargas propostas na IP-02 para faixa exclusiva de ônibus, as considerações adotadas para a determinação do número “N” de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, segundo os fatores de veículo da AASHTO, são apresentados na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Considerações de Tráfego

Período de Projeto	12 Anos
VDM inicial	1.300 Ônibus articulados
Taxa de Crescimento anual da frota	1%
Veículos com 100% da carga útil máxima	35%
Veículos com 75% da carga útil máxima	40%
Veículos com 105% da carga útil máxima	20%
Veículos vazios	5%

O cálculo dos fatores de equivalência de operações, utilizados para converter o tráfego misto atuante em um tráfego equivalente de operações de um eixo padrão de 8,2 tf (18 kip), que produzirá o mesmo efeito no pavimento, segundo AASHTO (1986), é efetuado conforme as expressões 101 a 104.

$$log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = 4{,}79 \cdot \log(18+1) - 4{,}79 \cdot \log(L_x + L_2) + 4{,}33 \cdot \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}} \quad (101)$$

$$G_t = \log\left(\frac{4{,}2 - p_t}{4{,}2 - 1{,}5}\right) \quad (102)$$

$$\beta_x = 0{,}40 + \frac{0{,}081 \cdot (L_x + L_2)^{3{,}23}}{(SN+1)^{5{,}19} \cdot L_2^{3{,}23}} \quad (103)$$

$$EALF = \frac{W_{t18}}{W_{tx}} \quad (104)$$

Onde

G_t: logaritmo da taxa de perda de serventia no instante t;

β: função das variáveis do projeto e do carregamento;

W_{tx} = número de eixos “x” aplicados no fim do instante t;

W_{t18} = número de eixos simples, 18 kip, aplicados no fim do instante t;

p_t = serventia no fim do instante t;

L_x = carregamento de eixo simples ou tandem, em kip;

L_2 = código de eixo, igual a 1 para eixo simples, 2 para eixo tandem duplo e 3 para eixo tandem triplo;

β_{18}: valor de β_x para L_x igual a 18 kip e L_2 igual a 1;

SN = número estrutural do pavimento;

EALF = fator de equivalência de carga.

Com base nos parâmetros de projeto adotados, são apresentados na Tabela 8.3 os valores dos fatores de equivalência de carga calculados pela metodologia da AASHTO.

Tabela 8.3 –Fatores de Equivalência de Carga

EIXO SIMPLES DE RODA SIMPLES				*EIXO SIMPLES DE RODA DUPLA*				*EIXO TANDEM DUPLO*			
Carga por Eixo (tf)	***Carga por Eixo (kips)***	***βx***	***FEC Calculado***	***Carga por Eixo (tf)***	***Carga por Eixo (kips)***	***βx***	***FEC Calculado***	***Carga por Eixo (tf)***	***Carga por Eixo (kips)***	***βx***	***FEC Calculado***
6,0	13,2	0,43263	0,27994	10,0	22,0	0,55471	2,22477	17,0	37,5	0,49390	1,61724
4,5	9,9	0,41387	0,09083	7,5	16,5	0,46399	0,71692	12,8	28,2	0,43960	0,50464
6,3	13,9	0,43777	0,35802	10,5	23,2	0,58011	2,57991	17,9	39,5	0,50998	1,98494
3,0	6,6	0,40432	0,01758	5,0	11,0	0,41891	0,13962	6,0	13,2	0,40433	0,02077

Dessa forma, o cálculo do número AASHTO de solicitações ano a ano, no período de projeto, é apresentado na Tabela 8.4.

Tabela 8.4 – Número "N" AASHTO

Ano	VDM	N	N acumulado
	2SB1	AASHTO	AASHTO
	Ônibus	Flexível	Flexível
0	1300	1,6E+6	-
1	1313	1,6E+6	1,6E+6
2	1327	1,6E+6	3,3E+6
3	1341	1,7E+6	4,9E+6
4	1355	1,7E+6	6,6E+6
5	1369	1,7E+6	8,3E+6
6	1383	1,7E+6	1,0E+7
7	1397	1,7E+6	1,2E+7
8	1411	1,7E+6	1,3E+7
9	1426	1,8E+6	1,5E+7
10	1441	1,8E+6	1,7E+7
11	1456	1,8E+6	1,9E+7
12	1471	1,8E+6	**2,1E+7**

Caso 1 – Temperatura constante para toda espessura do revestimento

Para o primeiro caso de estudo, a estrutura do pavimento dimensionado pelo método da SIURB IP-05 apresenta, de acordo com o procedimento da AASHTO-93, um número estrutural igual a SN = 5,22 conforme mostrado na Tabela 8.6, considerando o módulo do revestimento igual a 30.000 kgf/cm².

Para efeito de simulação de variação da velocidade de operação e temperatura da mistura asfáltica, e consequentemente, do módulo do revestimento, mantendo-se fixos os coeficientes estruturais e espessuras das camadas, foi efetuada uma análise

de sensibilidade utilizando o modelo da Austroads (2012), apresentado na Figura 6.3. Dessa forma, foram obtidos os seguintes cenários hipotéticos.

- Cenário 1 (E_{CAUQ}=30.000 kgf/cm²): velocidade de operação próxima de 45 km/h e temperatura do pavimento aproximadamente igual a 24°C;
- Cenário 2 (E_{CAUQ}=20.000 kgf/cm²): velocidade de operação próxima de 12 km/h e temperatura do pavimento aproximadamente igual a 24°C;
- Cenário 3 (E_{CAUQ}=15.000 kgf/cm²): velocidade de operação próxima de 12 km/h e temperatura do pavimento aproximadamente igual a 28°C;
- Cenário 4 (E_{CAUQ}=10.000 kgf/cm²): velocidade de operação de 12 km/h e temperatura do pavimento igual a 32°C.

Conforme os dados apresentados na Tabela 8.5, foram calculados novos valores de SN para cada cenário apresentado. Os resultados são indicados na Tabela 8.6.

Para cada número estrutural e valor estabelecido de suporte do subleito é possível determinar o número admissível de solicitações do eixo padrão para cada cenário, e a partir das quais pode-se estimar a redução de vida útil para cada alternativa a ser analisada. O cálculo pode ser realizado empregando-se a fórmula da AASHTO representada pela equação 8, ou ainda utilizando a aproximação determinada no modelo encontrado W = f (SN, CBR), equação 96. Os resultados apresentados neste trabalho foram calculados conforme a fórmula completa da AASHTO, equação 8.

Para verificar a redução da vida útil do pavimento, em função da variação da velocidade de operação dos ônibus empregando-se o método da AASHTO foram adotados os seguintes parâmetros mostrados na Tabela 8.5.

Foi analisada a variação do número estrutural do pavimento em função dos diferentes valores de módulo do revestimento, representada pela variação dos coeficientes estruturais a_1 que multiplica a espessura da camada. A Figura 8.1 apresenta a análise realizada, indicando a redução da vida útil em função da variação do módulo de revestimento e do número estrutural para cada situação estudada.

Tabela 8.5 – Parâmetros de Dimensionamento

Parâmetro	Valores Adotados
Período de projeto (anos)	12
Perda de serventia - PSI	1,70
Tráfego – N_{AASHTO}	$2,10 \times 10^7$
Módulo de resiliência do subleito (kgf/cm²)	500
Módulo de resiliência da base – BGTC (kgf/cm²)	70.000
Coeficiente de Drenagem – BGS (m_i)	1,0
Desvio Padrão	0,35
Confiabilidade (%)	85
Número Estrutural Inicial – SN	5,22
Índice de Serventia Final - Pt	2,5

Tabela 8.6 – Parâmetros da Seção Tipo

Material	Espessura (cm)	Coeficiente Drenagem (m_i)	Variação das Características Elásticas Módulo Resiliência (kgf/cm²) / Coeficiente Estrutural							
			Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
Concreto Asfáltico (CA)	12,5	-	30.000	0,44	20.000	0,37	15.000	0,32	10.000	0,25
Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	20,0	1,0	70.000	0,27	70.000	0,27	70.000	0,27	70.000	0,27
Brita Graduada Simples (BGS)	18,0	1,0	2.000	0,13	2.000	0,13	2.000	0,13	2.000	0,13
Subleito Estabilizado (CBR ≥ 5%)	-	-	500	-	500	-	500	-	500	-
Número Estrutural Resultante (SN) =			5,22		4,85		4,60		4,26	

Conforme se depreende, poderá ocorrer diminuição da ordem de 9 anos, na vida útil da estrutura (Figura 8.1), alterando-se os módulos de resiliência do revestimento de 30.000 kgf/cm² para 10.000 kgf/cm² em função da velocidade de operação e da temperatura, de acordo com o método de cálculo empregado, e admitindo-se uma certa condição prevalecente no campo.

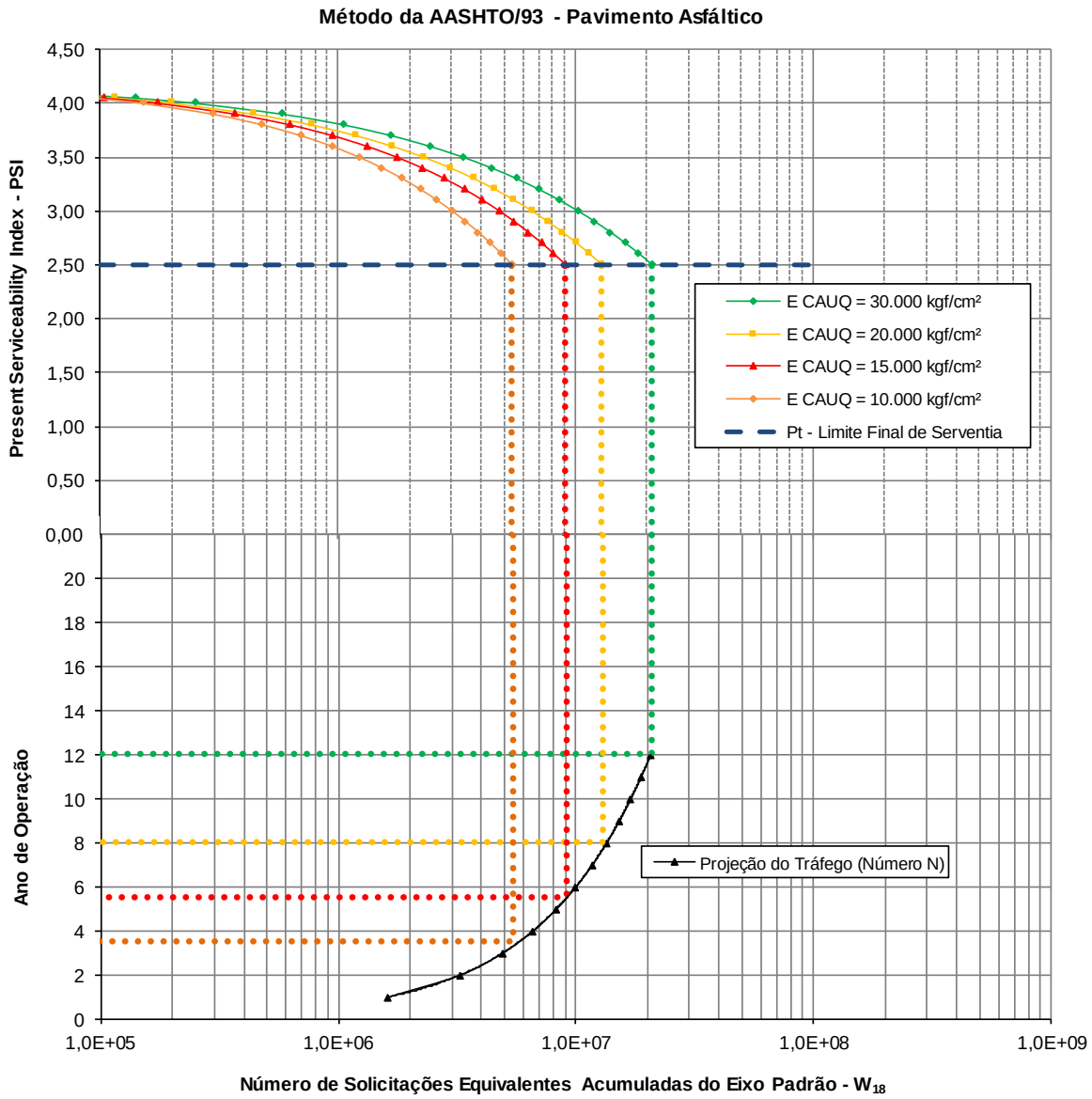

Figura 8.1 – Variação da Vida Útil – AASHTO Caso 1

8.2 Aplicação do Critério Mecanicista – IP08 da SIURB PMSP

Para o desenvolvimento da análise estrutural de acordo com o critério mecanicista foram considerados os seguintes parâmetros e hipóteses de cálculo:

Quanto ao carregamento do tráfego:

- Distância entre o centro geométrico de duas rodas = 340 mm;
- Distância entre o centro de gravidade dos pares de rodas = 1810 mm;
- Carga por eixo = 80kN;
- Pressão de contato dos pneumáticos = 600 kPa.

Tabela 8.7 – Parâmetros Elásticos

Camada	Módulo de Resiliência (MPa)	Coeficiente de Poisson
Revestimento - CAUQ	3.000	0,35
Base Cimentada - BGTC	7.000	0,25
Sub-base Granular - BGS	200	0,40
Subleito CBR ≥ 5% (não laterítico)	50	0,45

Os modelos de fadiga adotados são apresentados na sequência.

- Concreto asfáltico usinado a quente

$N = 3{,}036 \cdot 10^{13} \cdot D_0^{-3{,}922}$ para espessura de revestimento > 10cm (105)

$$N = 6{,}64 \cdot 10^{-7} \cdot \varepsilon_t^{-2{,}93} \quad (106)$$

Onde:

D_0 = deflexão máxima na superfície, 10^{-2} mm;

ε_t = deformação específica de tração na fibra inferior do revestimento.

- Brita graduada tratada com cimento

$$N_f = 10^{(17{,}137 - 19{,}608 \cdot RT)} \quad (107)$$

RT = relação de tensões atuante e resistente na camada cimentada.

- Subleito

$$N = 6{,}07.10^{-10}.\varepsilon_v^{-4{,}762} \quad (108)$$

ε_v = deformação vertical de compressão no topo do subleito.

De acordo com as simulações efetuadas empregando-se o programa ELSYM-5, verificou-se que para o cenário 1, o parâmetro mais crítico para o pavimento é a

deflexão máxima D_0 na superfície, enquanto nos demais cenários, a tensão de tração no fundo da camada de BGTC foi o parâmetro mais crítico detectado.

Fazendo-se variar o módulo do revestimento E_1 em função da velocidade dentro da faixa de valores mostrados na Tabela 8.6, tem-se os resultados do número N admissível para cada situação e sua respectiva redução de vida útil, conforme mostra a Tabela 8.8. Os parâmetros críticos estão destacados nesta tabela, e os valores de N admissível apresentados são os referentes a estes parâmetros, conforme seus respectivos modelos de fadiga.

Tabela 8.8 – Resultados do Número N Admissível – Caso 1

Cenário	Caso 1											
				Parâmetros de Resposta				Mecanicista IP-08		AASHTO		
	E_{CAUQ} (kgf/cm²)	v (km/h)	T (°C)	D_0 (10^{-2} mm)	ε_t (cm/cm)	σ_t (kgf/cm²)	ε_v (cm/cm)	N_i	N_i/N_p	SN_i	W_i	W_i/W_p
1	30.000	45	24	**30**	-	4,71	1,52E-04	5,00E+07	1,00	5,19	2,10E+07	1,00
2	20.000	12	24	31	-	**5,07**	1,68E-04	1,57E+07	0,31	4,85	1,29E+07	0,61
3	15.000	12	28	33	-	**5,32**	1,80E-04	5,10E+06	0,10	4,60	9,07E+06	0,43
4	10.000	12	32	34	-	**5,66**	1,96E-04	1,10E+06	0,02	4,26	5,40E+06	0,26

Na Tabela 8.8 a sigla N_i corresponde ao número de solicitações admissíveis segundo o modelo de ruptura do parâmetro crítico, ou seja, aquele que apresenta a menor vida útil, o qual aparece destacado na tabela, e N_P é o número de solicitações de projeto. Para a camada de BGTC foi adotada tensão admissível igual a 10 kgf/cm².

Conforme pode-se observar, quando o módulo do revestimento atinge 10.000 kgf/cm², que corresponde a uma típica situação de tráfego congestionado (anda e para), com velocidade da ordem de 12 km/h e camada asfáltica a uma temperatura de 32 °C, a vida útil pode ser reduzida em até 98% pela metodologia da PMSP. Tal valor é extremamente alto, e reflete o acúmulo de tensões na camada de BGTC, que possui elevado módulo de resiliência, após a redução significativa do módulo da camada asfáltica. Nota-se que no cenário 2, no qual o módulo da camada asfáltica era de 20.000 kgf/cm², ou seja, um terço inferior ao módulo de referência, já ocorreu redução significativa da vida da camada de BGTC e portanto, do pavimento, da ordem de 70%. Dessa forma, é possível concluir que para o cenário 1, a camada de BGTC já atua em uma condição próxima ao seu limite, ainda que a camada asfáltica tenha representado o parâmetro D_0 como condição mais crítica, visto que pequenos

acréscimos de tensão de tração no fundo da camada cimentada, da ordem de 8%, geraram tamanha redução na vida esperada para esta. É notável ainda que é grande a sensibilidade do modelo de fadiga deste material para valores de tensão que ultrapassem a ordem de grandeza de 4,8 kgf/cm².

Ressalta-se ainda que o modelo de máxima deflexão admissível no topo da camada asfáltica, expresso pela equação 99, tem sua origem laboratorial devido à tração gerada no material, fato este que não ocorre tipicamente nas camadas asfálticas de pavimentos semirrígidos, no qual geralmente ocorre deslocamento da linha neutra de modo que a camada asfáltica permanece totalmente comprimida. Dessa forma, embora a deflexão máxima admissível no topo da camada seja um parâmetro de projeto que deve ser respeitado na análise mecanicista de pavimentos conforme a metodologia da PMSP, há casos em que não há real necessidade de sua utilização.

A análise apresentada no caso 1 admitiu módulo de resiliência constante para toda a camada asfáltica estudada, hipótese que difere razoavelmente da realidade física para o material estudado, conforme pode ser observado nos diversos modelos apresentados no capítulo 5. Dessa forma, o caso 1 apresentou resultados provenientes de uma hipótese bastante simplificada.

Caso 2 – Temperatura variável em função da espessura do revestimento

Uma importante questão a analisar é a variação da temperatura em função da profundidade da camada asfáltica, e sua consequência em termos de previsão de vida útil para o pavimento. No estudo de caso apresentado anteriormente foi admitido elasticidade linear com valor de módulo de resiliência constante ao longo de toda a camada asfáltica, determinado em função da temperatura para a camada, que era constante para cada cenário avaliado.

Conforme apresentado no capítulo 5, há diversos modelos disponíveis na literatura que permitem efetuar uma previsão da temperatura na camada asfáltica de um pavimento em função da profundidade. A seguir é realizada uma análise para a mesma estrutura de pavimento semirrígido apresentada no estudo de caso 1,

exibida na Tabela 8.6, entretanto, aplicando o modelo de previsão de temperatura do Superpave para revestimento asfáltico, segundo a equação 37.

Para tal, foram adotadas as temperaturas superficiais de 24 °C, 28 °C e 32 °C, sendo que o revestimento foi subdividido em 3 camadas, duas com espessura de 40 mm, e a última camada com espessura de 45 mm. A temperatura adotada para cada subcamada corresponde à temperatura calculada em seus respectivos centros, conforme o esquema da Figura 8.2.

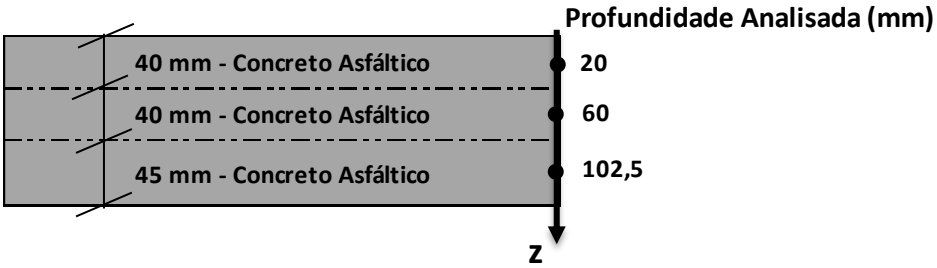

Figura 8.2 – Subdivisão das Camadas Asfálticas

A variação da temperatura no interior das camadas asfálticas, calculada pela equação do Superpave, a partir da temperatura superficial para os cenários estudados, é ilustrada nos gráficos da Figura 8.3.

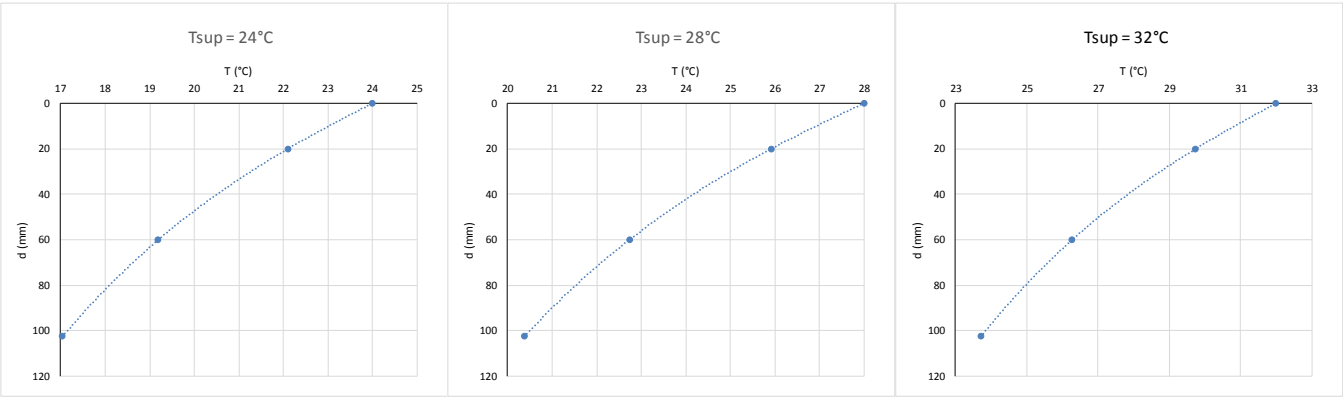

Figura 8.3 – Variação da temperatura nas Subcamadas Asfálticas

Uma vez calculadas as temperaturas internas das subcamadas asfálticas para os cenários de estudo, foram determinados os módulos de resiliência considerando as respectivas velocidades de operação, de acordo com o modelo da Austroads (2012), apresentado na Figura 6.3. Os resultados obtidos são apontados na Tabela 8.9.

Tabela 8.9 – Temperaturas e Módulos nas Subcamadas asfálticas

Cenário	T_s (°C)	V (km/h)	z (mm)	T_z (°C)	$E_{i,z}$ (kgf/cm²)
1	24	45	20,0	22	36.250
			60,0	19	48.700
			102,5	17	61.000
2	24	12	20,0	22	24.200
			60,0	19	32.500
			102,5	17	40.700
3	28	12	20,0	26	17.300
			60,0	23	22.100
			102,5	20	29.300
4	32	12	20,0	30	12.950
			60,0	26	17.300
			102,5	24	20.300

Na sequência, foi realizada a análise da variação da vida útil do pavimento com base no número estrutural e nos parâmetros críticos encontrados, pelas metodologias da AASHTO e da PMSP respectivamente, de forma análoga ao caso 1. Entretanto, devido ao maior número de camadas envolvidas neste caso e à limitação do programa Elsym-5, que trabalha com um número máximo de 5 camadas, foi empregado o programa Bisar 3.0, da Shell.

Os valores de número estrutural para os cenários de estudo foram calculados subdividindo as camadas asfálticas em 3 subcamadas, cada uma com sua respetiva espessura $d_{1,i}$ e coeficiente estrutural $a_{1,i}$, obtidos pela expressão 9. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 8.10.

Para o método da AASHTO observou-se que o cenário 1 apresentou valor de número estrutural exatamente igual ao do caso 1, onde o módulo da camada inteira era constante e igual a 30.000 kgf/cm². Tal fato ocorreu visto que todos os coeficientes estruturais $a_{1,i}$ obtidos para as magnitudes de módulos de resiliência resultantes neste cenário atingiram valores superiores a 0,44, portanto, foram adotados iguais a 0,44.

Tabela 8.10 – Valores de SN para Estrutura com Múltiplas Camadas Asfálticas

Material	Espessura (cm)	Coeficiente Drenagem (m_i)	Variação das Características Elásticas Módulo Resiliência (kgf/cm²) / Coeficiente Estrutural							
			Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4	
Concreto Asfáltico (CA)	4,0	-	36.250	0,44	24.200	0,40	17.300	0,34	12.950	0,29
Concreto Asfáltico (CA)	4,0	-	48.700	0,44	32.500	0,44	22.100	0,39	17.300	0,34
Concreto Asfáltico (CA)	4,5	-	61.000	0,44	40.700	0,44	29.300	0,44	20.300	0,37
Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	20,0	1,0	70.000	0,27	70.000	0,27	70.000	0,27	70.000	0,27
Brita Graduada Simples (BGS)	18,0	1,0	2.000	0,13	2.000	0,13	2.000	0,13	2.000	0,13
Subleito Estabilizado (CBR ≥ 5%)	-	-	500	-	500	-	500	-	500	-
Número Estrutural Resultante (SN) =			5,22		5,17		4,98		4,72	

Conforme pode ser observado na Figura 8.4, a metodologia da AASHTO implica em redução da vida útil em até 6 anos entre o cenário mais favorável (1) e o mais crítico (4), para o tráfego analisado. É uma redução bastante inferior ao observado no caso 1, indicando o benefício da redução da temperatura com o aumento da profundidade na camada asfáltica.

A análise mecanicista segundo os requisitos da PMSP é sintetizada na Tabela 8.11.

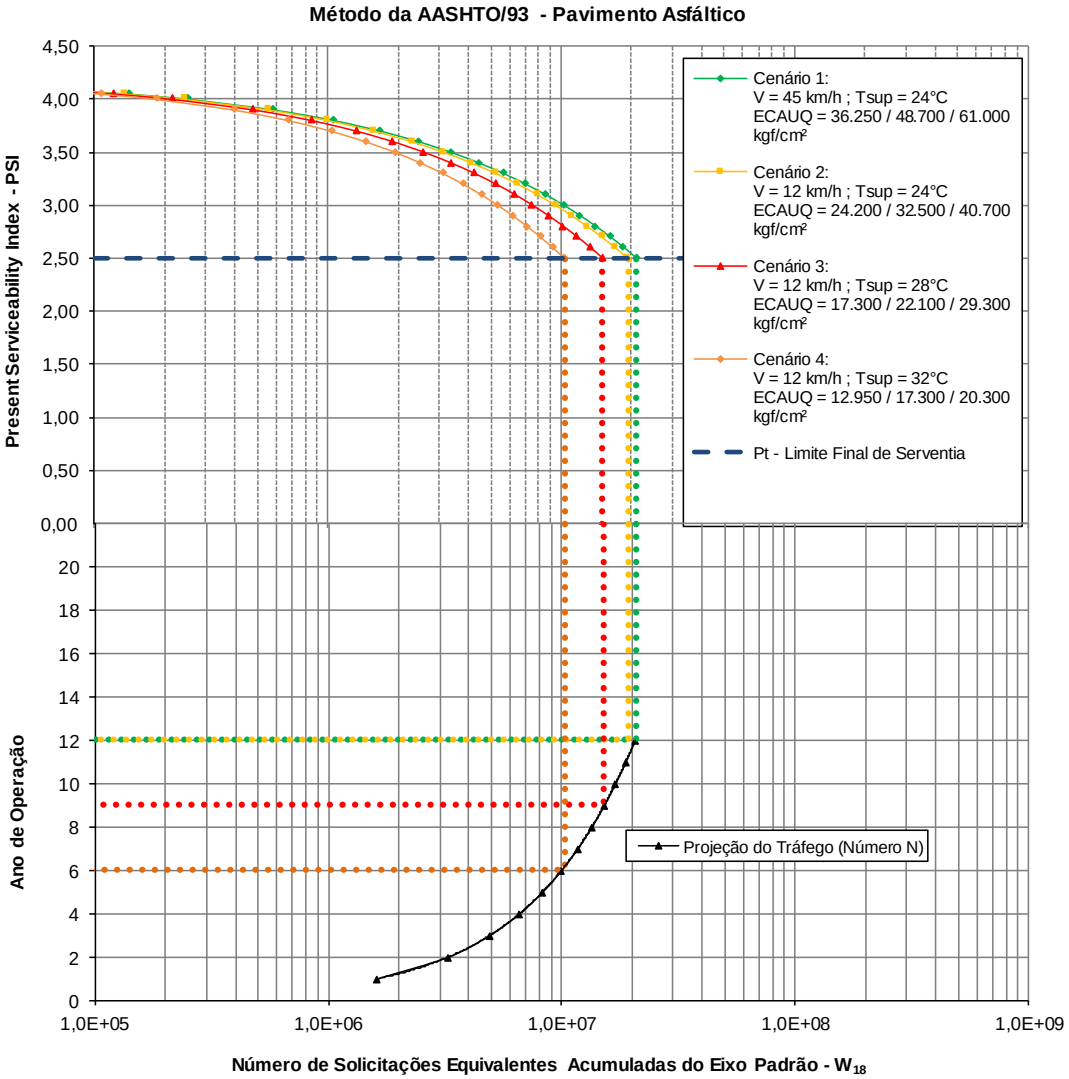

Figura 8.4 – Variação da Vida Útil – AASHTO Caso 2

Tabela 8.11 – Resultados do Número N Admissível – Caso 2

Cenário	Caso 2												
	Parâmetros de Resposta							Mecanicista IP-08			AASHTO		
	$E_{a,CAUQ}$ (kgf/cm²)	$E_{b,CAUQ}$ (kgf/cm²)	$E_{c,CAUQ}$ (kgf/cm²)	D_0 (10^{-2} mm)	ε_t (cm/cm)	σ_t (kgf/cm²)	ε_v (cm/cm)	N_i	$N_i/N_{máximo}$	N_i/N_p	SN_i	W_i	W_i/W_p
1	36.250	48.700	61.000	**28**	4,72E-06	4,34	1,38E-04	6,63E+07	1,00	1,33	5,19	2,10E+07	1,00
2	24.200	32.500	40.700	**29**	7,43E-06	4,64	1,52E-04	5,36E+07	0,81	1,07	4,85	2,02E+07	0,96
3	17.300	22.100	29.300	31	-	**4,91**	1,66E-04	3,23E+07	0,49	0,65	4,60	1,57E+07	0,75
4	12.950	17.300	20.300	32	-	**5,04**	1,72E-04	1,80E+07	0,27	0,36	4,26	1,08E+07	0,51

Os resultados obtidos pela metodologia mecanicista da PMSP no caso 2 indicaram uma considerável redução de vida útil do pavimento, da ordem de 73%, devido à ruptura por fadiga da camada cimentada. Tal fato se agrava em função da elevação dos níveis de tensões de tração na mesma, que atingiram valores máximos da ordem de 5,00 kgf/cm², devido à considerável redução do módulo de resiliência da camada asfáltica nos casos mais desfavoráveis. Entretanto, o efeito da redução da temperatura com a profundidade da camada asfáltica mitigou os efeitos observados no caso 1, onde foram atingidas tensões máximas de tração na camada de BGTC da ordem de 5,70 kgf/cm² e redução da vida útil do pavimento próximas de 98%.

É importante notar que comparando a previsão de vida útil em termos de N_{USACE} (metodologia PMSP) do cenário 1 para os casos 1 e 2 observa-se que houve uma razoável elevação, uma vez que no primeiro caso o valor obtido foi de $5{,}00 \times 10^7$ solicitações do eixo padrão, e no segundo caso, $6{,}36 \times 10^7$. Uma vez que o número N_{USACE} de projeto (Np) adotado para o dimensionamento do pavimento proposto foi de $5{,}00 \times 10^7$, para todas as análises de casos efetuada, pode-se dizer que o benefício proporcionado pela elevação do módulo com a profundidade da mistura asfáltica, em função da redução da temperatura, contribui em escala ainda maior para a mitigação da redução da vida útil do pavimento em relação ao número de solicitações previsto em projeto, visto que no caso 2, a redução de vida útil de projeto foi de aproximadamente 64%, conforme apresentado na Tabela 8.11.

Caso 3 – Temperatura variável em função da espessura do revestimento

No caso 2 apresentado foram estimadas temperaturas a diferentes profundidades no interior da camada asfáltica e, consequentemente, foram efetuadas estimativas para os módulos de resiliência das subcamadas asfálticas.

Com base nos resultados apresentados, foi aplicada a metodologia proposta por Van Gurp (1995) visando determinar os módulos equivalentes para os conjuntos de subcamadas do revestimento asfáltico, delimitados nos cenários 1 a 4, além das temperaturas equivalentes em cada cenário.

A aplicação deste método é uma aproximação, visto que as condições de contorno do caso 2 não são exatamente iguais às utilizadas por Van Gurp. Em seu estudo, a distância entre a superfície do revestimento e o primeiro ponto de análise é de 25,0 mm, enquanto no caso 2 apresentado, esta corresponde a 20,0 mm. A distância do último ponto até o fundo da camada asfáltica na metodologia é de 25,0 mm, enquanto no estudo de caso é de 22,5 mm.

O módulo equivalente para as subcamadas em cada cenário estudado foi calculado conforme a equação 53, enquanto a espessura equivalente foi determinada pela equação 50. Com base nos valores de módulo equivalente obtidos, foi utilizada a relação entre módulo de resiliência e temperatura proposta pela AUSTROADS (2012), expressa na equação 56, para obtenção da temperatura equivalente em cada cenário. Ressalta-se que as velocidades de operação propostas no caso 2 foram mantidas. A Figura 8.5 apresenta um fluxograma para determinação do módulo, espessura e temperatura equivalentes em cada cenário. Os resultados obtidos para os quatro cenários do estudo de caso 3 são indicados na Tabela 8.12.

Conforme os resultados obtidos, observou-se que, em todos os cenários, os valores de módulo de resiliência equivalentes obtidos no caso 2 são superiores aos do caso 1, enquanto as respectivas temperaturas equivalentes são menores. Tal resultado era esperado, visto que a temperaturas foram obtidas, para ambos os casos, conforme a relação da AUSTROADS (2012). Segundo esta relação (equação 56), módulos de resiliência maiores, a velocidades de operações constantes, necessariamente relacionam-se a temperaturas menores na camada asfáltica.

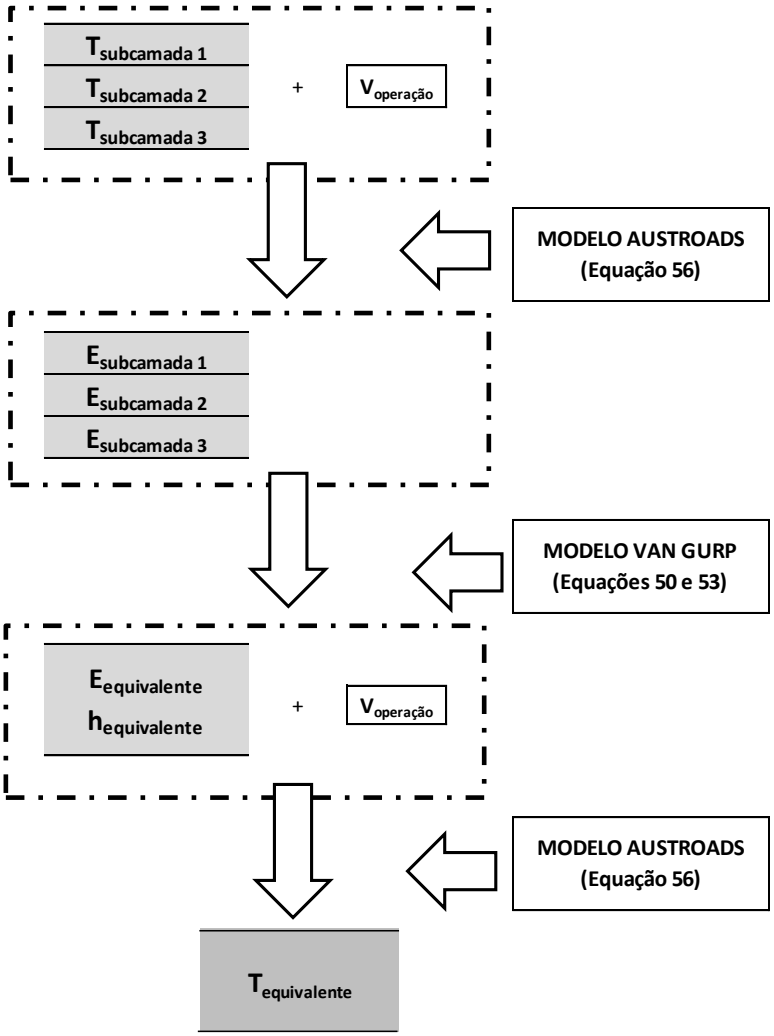

Figura 8.5 – Fluxograma Método de Van Gurp adaptado em função da velocidade de operação

Tabela 8.12 – Valores de Módulo, Espessura e Temperatura Equivalentes – Caso 3

Caso 2						Caso 3		
Cenário	d (mm)	T_d (°C)	E (kgf/cm²)	h (mm)	v (km/h)	E_{eq} (kgf/cm²)	h_{eq} (mm)	T_{eq} (°C)
1	20	22,00	36.250	40,00	45	47.340	115	19
	60	19,00	48.700	40,00				
	102,5	17,00	61.000	45,00				
2	20	22,00	24.200	40,00	12	31.600	115	19
	60	19,00	32.500	40,00				
	102,5	17,00	40.700	45,00				
3	20	26,00	17.300	40,00	12	22.500	114	23
	60	23,00	22.100	40,00				
	102,5	20,00	29.300	45,00				
4	20	30,00	12.950	40,00	12	16.390	116	27
	60	26,00	17.300	40,00				
	102,5	24,00	20.300	45,00				

Conforme os resultados obtidos, observou-se que, em todos os cenários, os valores de módulo de resiliência equivalentes obtidos no caso 3 são superiores aos do caso 1, enquanto as respectivas temperaturas equivalentes são menores. Tal resultado era esperado, visto que a temperaturas foram obtidas, para ambos os casos, conforme a relação da AUSTROADS (2012). Segundo esta relação (equação 56), módulos de resiliência maiores, a velocidades de operações constantes, necessariamente relacionam-se a temperaturas menores na camada asfáltica.

A Figura 8.6 ilustra a análise de previsão de vida útil para o pavimento conforme os cenários de estudo, segundo a metodologia da AASHTO.

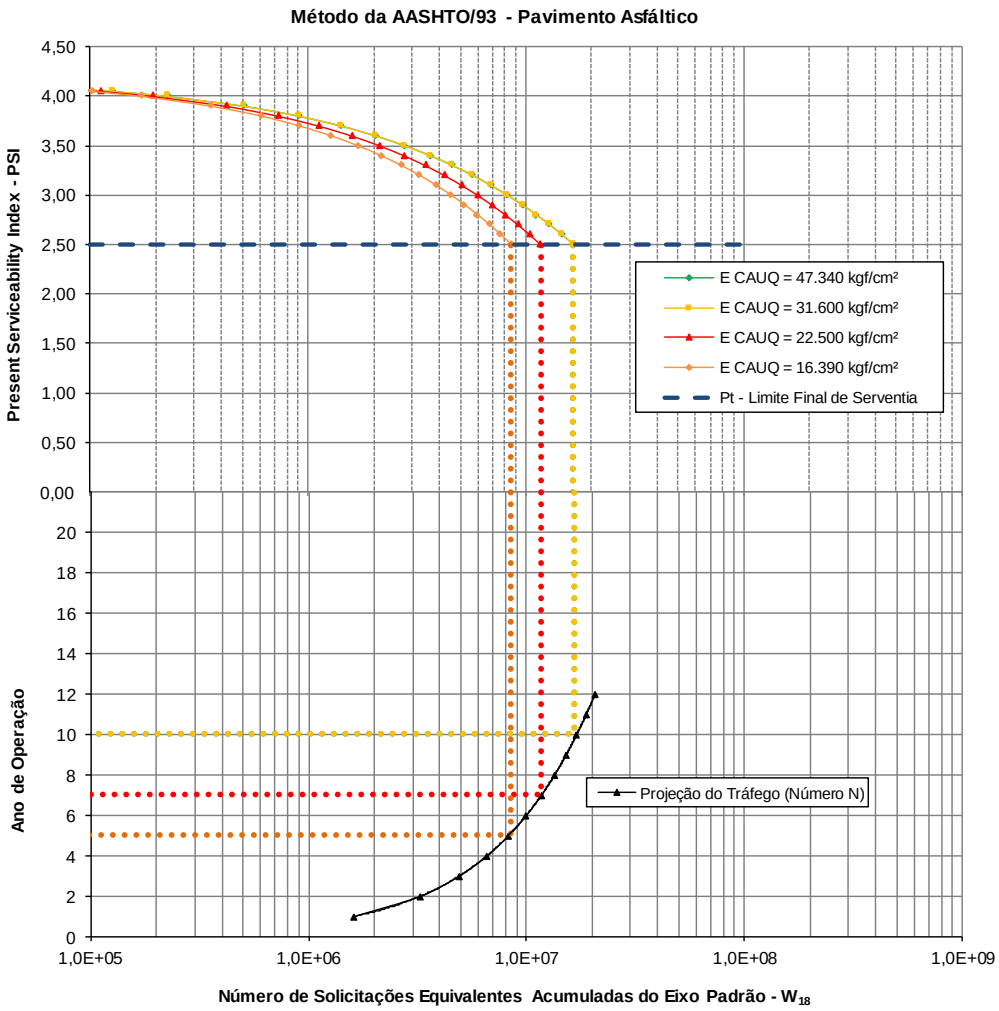

Figura 8.6 – Variação da Vida Útil – AASHTO Caso 3

A Tabela 8.13 sintetiza a análise mecanicista para os dados do caso 3, segundo o método da PMSP.

Tabela 8.13 – Resultados do Número N Admissível – Caso 3

Cenário	Caso 3										
	Parâmetros de Resposta					Mecanicista IP-08			AASHTO		
	$E_{a,CAUQ}$ (kgf/cm²)	D_0 (10^{-2} mm)	ε_t (cm/cm)	σ_t (kgf/cm²)	ε_v (cm/cm)	N_i	$N_i/N_{máximo}$	N_i/N_p	SN_i	W_i	W_i/W_p
1	47.340	**29**	-	4,49	1,43E-04	6,18E+07	1,00	1,24	5,02	1,65E+07	0,79
2	31.600	**30**	-	4,81	1,58E-04	4,98E+07	0,81	1,00	5,02	1,65E+07	0,79
3	22.500	31	-	**5,11**	1,72E-04	1,31E+07	0,21	0,26	4,78	1,17E+07	0,56
4	16.390	32	-	**5,32**	1,83E-04	5,08E+06	0,08	0,10	4,56	8,51E+06	0,41

Os resultados do caso 3 indicaram redução da vida útil do pavimento em até 90% em relação ao período de projeto quando atingida a condição crítica em termos de velocidade e temperatura, que é uma redução pouco inferior aos 98% obtidos no caso 1, entretanto, muito superior aos 73% obtidos no caso 2.

Em geral, os parâmetros deflexão, tração na fibra inferior da camada cimentada e deformação vertical de compressão no topo do subleito resultaram em valores muito próximos quando comparados os casos 2 e 3, sendo maiores no caso 3 em até 6% aproximadamente. Todavia, para o modelo de ruptura da BGTC, que apresenta alta sensibilidade para tensões de tração superiores a 5,00 kgf/cm², tal diferença resultou em um decréscimo muito acentuado na vida útil do pavimento. A pequena discrepância observada entre os parâmetros de resposta pode ter ocorrido pelas condições de aproximação geométricas propostas no início do caso 3, que diferem parcialmente das propostas por Van Gurp.

Dessa forma, conclui-se que a equivalência proposta por Van Gurp, aplicada às características geométricas do problema simulado no caso 2, não resultou em reduções de vida útil razoavelmente próximas na comparação entre casos 2 e 3, apesar da boa proximidade observada nos parâmetros de resposta do pavimento.

A Tabela 8.14 e a Tabela 8.15 apresentam comparações diretas entre os parâmetros de resposta do pavimento e as relações de vida útil obtidas para cada caso, por cenário analisado.

Tabela 8.14 – Comparação dos Parâmetros de Resposta – Casos 1 a 3

Cenário	Caso 1					Caso 2							Caso 3				
	E_{CAUQ}	Parâmetros de Resposta				$E_{a,CAUQ}$	$E_{b,CAUQ}$	$E_{c,CAUQ}$	Parâmetros de Resposta				$E_{a,CAUQ}$	Parâmetros de Resposta			
	(kgf/cm²)	D_0 (10^{-2} mm)	ε_t (cm/cm)	σ_t (kgf/cm²)	ε_v (cm/cm)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	D_0 (10^{-2} mm)	ε_t (cm/cm)	σ_t (kgf/cm²)	ε_v (cm/cm)	(kgf/cm²)	D_0 (10^{-2} mm)	ε_t (cm/cm)	σ_t (kgf/cm²)	ε_v (cm/cm)
1	30.000	**30**	-	4,71	1,52E-04	36.250	48.700	61.000	**28**	4,72E-06	4,34	1,38E-04	47.340	**29**	-	4,49	1,43E-04
2	20.000	31	-	**5,07**	1,68E-04	24.200	32.500	40.700	**29**	7,43E-06	4,64	1,52E-04	31.600	**30**	-	4,81	1,58E-04
3	15.000	33	-	**5,32**	1,80E-04	17.300	22.100	29.300	31	-	**4,91**	1,66E-04	22.500	31	-	**5,11**	1,72E-04
4	10.000	34	-	**5,66**	1,96E-04	12.950	17.300	20.300	32	-	**5,04**	1,72E-04	16.390	32	-	**5,32**	1,83E-04

Tabela 8.15 – Comparação de Relação de Vida Útil – Casos 1 a 3

Cenário	Caso 1						Caso 2								Caso 3					
		Mecanicista IP-08		AASHTO						Mecanicista IP-08		AASHTO				Mecanicista IP-08		AASHTO		
	E_{CAUQ} (kgf/cm²)	N_i	N_i/N_p	SN_i	W_i	W_i/W_p	$E_{a,CAUQ}$ (kgf/cm²)	$E_{b,CAUQ}$ (kgf/cm²)	$E_{c,CAUQ}$ (kgf/cm²)	N_i	N_i/N_p	SN_i	W_i	W_i/W_p	$E_{a,CAUQ}$ (kgf/cm²)	N_i	N_i/N_p	SN_i	W_i	W_i/W_p
1	30.000	5,00E+07	1,00	5,19	2,10E+07	1,00	36.250	48.700	61.000	6,63E+07	1,33	5,19	2,10E+07	1,00	47.340	6,18E+07	1,24	5,02	1,65E+07	0,79
2	20.000	1,57E+07	0,31	4,85	1,29E+07	0,61	24.200	32.500	40.700	5,36E+07	1,07	4,85	2,02E+07	0,96	31.600	4,98E+07	1,00	5,02	1,65E+07	0,79
3	15.000	5,10E+06	0,10	4,60	9,07E+06	0,43	17.300	22.100	29.300	3,23E+07	0,65	4,60	1,57E+07	0,75	22.500	1,31E+07	0,26	4,78	1,17E+07	0,56
4	10.000	1,10E+06	0,02	4,26	5,40E+06	0,26	12.950	17.300	20.300	1,80E+07	0,36	4,26	1,08E+07	0,51	16.390	5,08E+06	0,10	4,56	8,51E+06	0,41

É importante notar que no caso 3 o decréscimo no módulo equivalente ao migrar do cenário 1 para o cenário 4 foi de aproximadamente 65%, valor bastante próximo ao obtido no caso 1, de cerca de 67%.

Apesar dessa semelhança entre o decréscimo de módulo nos cenários, é notável que as análises apresentadas nos casos 2 e 3, originadas da consideração do efeito de dissipação da temperatura na profundidade da camada, resultaram em reduções de vida útil significativamente menores.

O caso 2, que representa a consideração mais realista dentre os 3 casos estudados, foi aquele no qual se obteve a menor redução de vida útil do pavimento, tanto pela análise mecanicista quanto pela análise de vida útil segundo a AASHTO 93. Devido ao maior número de considerações e variáveis introduzidas nesta análise, é provável que este modelo de estudo seja aquele que apresente os resultados mais próximos da realidade observada em campo.

9 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A pesquisa bibliográfica elaborada mostrou que a temática deste trabalho é largamente estudada por diversos autores, tanto de referência nacional quanto internacional. No entanto, a mesma não é considerada sistematicamente nos procedimentos de projeto e avaliação estrutural de pavimentos.

A análise paramétrica realizada gerou relações entre os parâmetros estruturais D_0, ε_t, ε_v, e as variáveis elásticas das camadas que o constituem. Agregando-as aos modelos de ruptura preconizados pelas metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis da Prefeitura do Município de São Paulo e do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo, foram desenvolvidos modelos paramétricos

que permitem estimar a redução da vida útil de um pavimento quando seu módulo de resiliência fica reduzido. Adicionalmente, tais modelos permitem ainda estimar o aumento necessário na espessura da camada asfáltica de modo a manter a mesma vida útil de projeto em tal situação.

Os modelos de variação do módulo de resiliência de misturas asfálticas em função da temperatura e da velocidade de operação dos veículos disponíveis na literatura, unidos aos modelos paramétricos desenvolvidos, possibilitaram a determinação de ábacos para análise de variação na vida útil do pavimento em função das variáveis supracitadas. Os ábacos permitem ainda estimar, para as condições de serviço do pavimento, a necessidade de espessuras de revestimento asfáltico superiores às dimensionadas caso o valor do módulo de resiliência do material seja inferior ao esperado na etapa de projeto.

Como alternativa aos ábacos, foram determinados modelos para o cálculo direto da variação de vida útil e do fator de ajuste da espessura do revestimento, em função da velocidade de operação dos veículos pesados e da temperatura da camada asfáltica. Os modelos obtidos, com base na metodologia mecanicista proposta pela PMSP/SIURB, são apresentados na sequência:

Parâmetro de Análise		Modelo - Vida Útil	Modelo - Ajuste de Espessura de Revestimento
Deflexão	D_0	$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-1,7081} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,2593}$	$FA_1 = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0,8654} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{-0,1314}$
Deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica	ε_t	$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-2,4777} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,3761}$	$FA_2 = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0,9039} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{-0,1372}$
Deformação vetical de compressão no topo do subleito	ε_v	$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-2,8734} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{0,4361}$	$FA_3 = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0,6492} \cdot \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^{-0,0985}$

T_1: temperatura de projeto, °C
T_2: temperatura de referência, 25°C
v_1: velocidade de projeto, km/h
v_2: velocidade de referência, 60 km/h

A análise paramétrica permitiu ainda verificar as espessuras mínimas de revestimento asfáltico recomendadas pelas metodologias brasileiras, segundo critérios mecanicistas, e estimar fatores de correção para estas espessuras mínimas

em função da velocidade de operação dos veículos e da temperatura da camada do revestimento. De acordo com os resultados obtidos, as espessuras mínimas estabelecidas pelo método de dimensionamento do DER/SP atende ao número máximo de solicitações do eixo padrão igual a 5.10^7, desde que o módulo de resiliência da camada seja da ordem de 45.000 kgf/cm², sobre infraestrutura com módulo da ordem de 2.200 kgf/cm². As espessuras mínimas apresentadas nas metodologias preconizadas pelo DNIT e pela PMSP atendem a um número máximo de solicitações da ordem de 2.10^7, para as mesmas condições de módulo de resiliência citadas, consideradas usuais na área de projetos de pavimento. Observou-se que nenhum dos 3 métodos brasileiros analisados apresentou espessura suficiente para atender a números “N” elevados, da ordem de 10^8.

O fator de ajuste de espessura mínima obtido, em função da temperatura do revestimento e velocidade de operação, com base na metodologia mecanicista proposta pelo DNIT, é apresentado a seguir.

$$FA = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{1,199} \cdot \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-0,182}$$

De acordo com os estudos paramétricos, observou-se que a influência da temperatura é superior à da velocidade no desempenho do pavimento asfáltico, entretanto, a velocidade apresenta impacto significativo na relação de vida útil e no fator de ajuste de espessura, portanto, deve ser considerada nos cálculos.

Com base nos estudos de caso desenvolvidos, verificou-se por meio de modelos experimentais que a redução do módulo do revestimento decorrente da diminuição da velocidade de operação dos ônibus urbanos, aliada à elevação da temperatura da camada asfáltica, reduz sensivelmente a vida útil do pavimento, tanto pelo método da AASHTO como pelo procedimento mecanicista.

A análise apresentada nos estudos de caso 2 e 3, as quais levam em consideração o efeito da dissipação da temperatura com a profundidade da camada asfáltica, apresentaram reduções de vida útil do pavimento significativamente inferiores à observada no caso 1, que utilizou temperatura constante para toda a espessura do

revestimento. Entretanto, tais considerações podem ser trabalhosas de incorporar às metodologias atuais para dimensionamento de pavimentos asfálticos. Uma alternativa simplificadora seria aplicar a redução de temperatura a partir da superfície, à taxa de 0,75 °C/cm, até metade da camada, adotando esta temperatura, à meia altura, como válida para todo o revestimento.

Ressalta-se que, tanto para os estudos paramétricos quanto para os estudos de caso, foram consideradas como constantes as variáveis elásticas para as camadas não asfálticas, e portanto, todas as conclusões sobre a variação da vida útil do pavimento como um todo referem-se exclusivamente à variação do módulo de resiliência da camada de revestimento asfáltico.

Na prática o baixo desempenho do pavimento tem se manifestado principalmente na forma de afundamento plástico da mistura asfáltica nas trilhas de rodas, corroborada pelos frequentes serviços de manutenção e restauração de estruturas em serviço.

Em função das características termo-visco-elásticas e da dependência do histórico de carregamento, recomenda-se que as misturas asfálticas sejam dosadas com ligantes devidamente selecionados e resistentes a deformações permanentes, além de serem previamente testados com equipamentos tipo simuladores de tráfego.

O método da PMSP IP-05 (2004), que adota o conceito de coeficiente de equivalência estrutural para os diferentes materiais utilizados nas diversas camadas, não considera o efeito da redução do módulo do revestimento asfáltico em função das variações climáticas e das características de operação dos ônibus urbanos, principalmente para vias congestionadas nos períodos de pico.

Ressalta-se que desde 1972, a AASHTO através dos estudos de Van Til et al (1972) tem considerado no seu guia de dimensionamento a influência do módulo elástico da mistura asfáltica no cálculo dos coeficientes estruturais, enquanto o DNIT não considera esta questão no procedimento atual do projeto.

Apesar da velocidade de fluxo ser maior nos períodos fora de pico, as frequentes manobras de aceleração e frenagem para embarque e desembarque de passageiros

nos pontos de parada contribuem para a diminuição do tempo de percurso das viagens, mesmo num corredor com faixa exclusiva de ônibus.

Um ponto interessante a ser discutido nesta temática, que pode fornecer ferramentas úteis para o projeto de pavimentação, é a temperatura da mistura asfáltica no ensaio de módulo de resiliência. Atualmente no Brasil, a temperatura de ensaio é de 25°C, sendo esta a única considerada. Conforme exposto neste trabalho, a temperatura influencia o módulo de resiliência significativamente, dessa forma, seria bastante razoável executar o ensaio a uma quantidade maior de temperaturas, desde as mais baixas até as medianamente elevadas. Uma boa faixa de valores de temperatura seria entre 10°C e 40°C, visto que os resultados obtidos pelo ensaio a temperaturas muito maiores podem levar a módulos muito baixos, o que difere do estado real de um pavimento em serviço ao longo de um período de análise. Em campo, a camada asfáltica do pavimento passa por intervalos onde a temperatura é bastante elevada, da ordem de 70°C, entretanto, a situação média ao longo do período não é tão desfavorável.

Uma forma de introduzir os fatores de ajuste determinados neste trabalho nas metodologias de dimensionamento brasileiras atuais seria combinar estudos de temperatura, executados de modo a obter temperaturas ponderadas médias anuais do pavimento (WMAPT) para diversas regiões do país, a estudos de capacidade e velocidade de operação dos corredores de ônibus a serem implantados ou restaurados. Dessa forma, novos pavimentos dimensionados pelas metodologias brasileiras usuais poderiam ter sua espessura de camada asfáltica ajustada para as condições de serviço locais, cujas condições de contorno foram previamente estudadas. Para restauração de pavimentos em serviço, a espessura da camada asfáltica de reforço calculada pelas metodologias largamente utilizadas no Brasil, como DNER-PRO 011/79 ou ainda DNER-PRO 269/94, poderiam ser ajustadas adotando tais fatores. Cabe destacar que no caso de restauração, devem ser analisadas questões ligadas às características dos materiais empregados no pavimento existente, e se estes materiais se adequam à solicitação típica de corredores de ônibus, ou seja, tráfego pesado e com fluxo lento, muitas vezes intermitente, especialmente nos casos em que se faz a mudança do tipo de

operação de faixas previamente utilizadas para tráfego geral, convertidas em corredores de ônibus.

Pelo exposto neste trabalho, conclui-se que os pavimentos asfálticos de corredores de ônibus projetados com base nas metodologias brasileiras atuais estão subdimensionados em termos de espessura de revestimento asfáltico, visto que as velocidades de operação nos grandes centros urbanos são consideravelmente inferiores a 60 km/h, especialmente nas proximidades das paradas, fator agravado pelas altas temperaturas observadas em regiões de clima tropical, como a RMSP.

Tendo em vista a notória redução na vida útil através dos modelos teóricos adotados, sugere-se a consideração de maneira sistemática dos efeitos de temperatura e velocidade de operação de veículos comerciais na avaliação estrutural e dimensionamento de pavimentos de corredores de ônibus e de rampas íngremes e extensas nas rodovias.

Seguem recomendações para trabalhos futuros:

- Desenvolvimento de modelo experimental nacional que relacione os valores de módulos de resiliência de diferentes misturas asfálticas com diferentes tempos de aplicação de carga ou velocidades de solicitação das cargas no campo;

- Realização de estudo paramétrico complementar, empregando camada cimentada, largamente utilizada como base ou sub-base em corredores de ônibus urbanos nas grandes regiões metropolitanas, como a RMSP;

- Utilização de dados climáticos da RMSP, em conjunto com modelos gerados, visando estimar a variação do módulo das camadas asfálticas ao longo de um determinado período, verificando dessa forma a estimativa de vida útil do pavimento na região de estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAZA, O. **Simplified M-E Approach for the Design of Flexible Pavement Structures.** Journal for Research A (Natural Sciences), Vol. 21, An–Najah National University, Palestina, 2007.

AKBARZADEH, H.; BAYAT, A.; SOLEYMANI, H. R. **Analytical Review of the HMA Temperature Correction Factors from Laboratory and Falling Weight Deflectometer Tests.** International Journal of Pavement Research and Technology, Vol.5 Nº.1, p.30-39, 2012.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Guide for design of pavement structures**. Washington D.C., 1993. ISBN 1-56051-055-2.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, Interim Edition: A Manual of Practice**. Washington D.C., 2008. ISBN 1-56051-423-7.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **TP 62-03 (2005) Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures**, Washington, D.C., 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 3497 **Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures**. 1979.

ARAÚJO JÚNIOR, P. C.; FERREIRA, W. L. G.; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B.; **Considerações a Respeito dos Ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Dinâmico**; XXIII Congresso ANPET, 2009.

ASPHALT INSTITUTE. **Asphalt Institute – The Asphalt Handbook, Manual Series nº 4 (MS 4). 1989 Edition.** Kentucky, 1989.

AUSTROADS TECHNICAL REPORT. AP-T248-13: **Improved Design Procedures for Asphalt Pavements: Pavement Temperature and Load Frequency Estimation.** Sidney, 2013.

AUSTROADS. **Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design**. Publicação AGPT02-12. Sidney, 2012.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projetos e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. ISBN 978-85-86238-56-7.

BARBER, E. S. **Calculation of maximum pavement temperatures from weather reports**. Bulletin n. 168, HRB (TRB), Washington, DC, p.1-8, 1957.

BARKSDALE, R. D.; HICKS, R. G.; **Material Characterization and layered theory for use in fatigue analyses**, Special Report N° 140, HRB, Washington, DC, p.20-48, 1973.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobras - Abeda, 2008. ISBN 85-85227-84-2.

BRANCO, F.; PINELO, A.; ANTUNES, M. L. **Capacidade de Carga e Reforço de Pavimentos. Notas sobre a Experiência do LNEC.** Memória Nº 645. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1985.

BROWN, S, **Determination of Young's modulus for bituminous materials in pavement design**. Highway Research Record, vol. 431, pp. 38-49, 1973.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Pesquisa Origem e Destino 2007 Região Metropolitana de São Paulo**. São Paulo: Secretaria dos Transportes Metropolitanos, 2008.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Pesquisa Origem e Destino 2012 Região Metropolitana de São Paulo**. São Paulo: Secretaria dos Transportes Metropolitanos, 2013.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DER/SP IP-DE-P00/001. **Instrução de Projeto: Projeto de Pavimentação**. São Paulo, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. DNER-PRO 011/79. **Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis**: Procedimento B. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. DNER-PRO 269/94. **Projeto de restauração de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Norma DNIT 031/2006 – ES: Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Norma DNIT 135/2010 – ME: Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 2006.

DICKINSON, E. **Pavement temperature regimes in Australia: their effect on the performance of bituminous constructions and their relationship with average climate indicators**. Special report N° 23, Australian Road Research Board, 1981.

EMMANUEL, G. F.; WENTING, L.; DUCHWAN, R. **Development of a procedure for temperature correction of backcalculated AC modulus**. Publicação N° FHWA – 1863 – 1. Federal Highway Administration, Washington, DC, 2001.

HASSAN, H. F.; AL-NUAIMI, A.S.; TAHA, R.; JAFAR, T. M. A. **Development of Asphalt Pavement Temperature Models for Oman.** The Journal of Engineering Research Vol.2, No. 1 (2005) 32-42.

HUANG, Y. H. **Pavements analysis and design**. 2. ed. Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall, 2004. ISBN 0-13-142473-4.

HUBER, G. **Weather database for the Superpave mix design system, Strategic Highway Research Program**, Washington, DC, 1994.

JAMESON, G & HOPMAN, P. **Austroads pavement design guide chapter 6: development of relationships between laboratory loading rates and traffic speed**, APRG 00/16, ARRB Transport Research, 2000.

LIN, C.; GAZIS, D. **Surface Roughness Effect on Dynamic Response of Pavements**. JTE. 125(4), 332-337, Washington, D.C., 1999.

LOPES, F. M.; **Pavimentos Flexíveis com Revestimento Asfáltico – Avaliação Estrutural a Partir dos Parâmetros de Curvatura da Bacia de Deformação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

LUCAS, M. J.; **Faixas Adicionais para Trechos de Rodovias com Declives Longos Considerando os Aspectos Técnicos da Frenagem de Veículos de Carga**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MACHADO NETO, E. F.; SETTI, J. R. A. **Impacto dos caminhões nacionais na capacidade de rodovias de pista simples**. Universidade São Paulo, São Carlos, 1996.

MARQUES, J. R.; DINIZ, G. B.; PRESTES, S. D. **Anomalia na TSM associadas às fortes anomalias na produtividade da soja no Rio Grande do Sul**. In: Congresso Brasileiro de Meteorologia. Florianópolis. C-2047. 2006.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005. ISBN 85-905987-1-3.

MOLENAAR. A.A.A. **Design of Flexible Pavements**. Lecture Notes, Delft University of Technology, 2007.

MOTTA, L. M. G. **Um ano de medições de temperatura no painel experimental da COPPE**. 1° Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, ABPv, 1979.

MOTTA, L. M. G. **O Estudo da Temperatura em Revestimentos Betuminosos**. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1979.

NOBRE, C. A.; YOUNG, A. F.; **Vulnerabilidades das Megacidades Brasileiras às Mudanças Climáticas: Região Metropolitna de São Paulo Relatório Final**. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

PAPAGIANNAKIS, A. O.; A. ALI; N. CHAN J.; BERGAN, A.T. (1992). **Application of ASTM E1049-85 in Calculating Load Equivalency Factors from In Situ Strains**. TRR (1307), 82-89, 1992.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação rodoviária:** conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002. ISBN 85-902537-1-6.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Atlas Ambiental do Município de São Paulo**. São Paulo: Secretaria do Verde e do Meio Ambiente, 1999.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Atlas Ambiental do Município de São Paulo**. São Paulo: Secretaria do Verde e do Meio Ambiente, 2004.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Instrução de Execução IE-03/2009**: **Camadas de Concreto Asfáltico Usinado a Quente**. São Paulo: Secretaria de Infraestrutura Urbana, 2009.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Instrução de Projeto 02**: **Classificação das Vias**. São Paulo: Secretaria de Infraestrutura Urbana, 2004.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Instrução de Projeto 04**: **Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Tráfego Leve e Médio**. São Paulo: Secretaria de Infraestrutura Urbana, 2004.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Instrução de Projeto 05**: **Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis Tráfego Meio Pesado, Pesado, Muito Pesado e Faixa Exclusiva de Ônibus**. São Paulo: Secretaria de Infraestrutura Urbana, 2004.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Instrução de Projeto 08: Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas do Pavimento**. São Paulo: Secretaria de Infraestrutura Urbana, 2004.

ROBERTS, J.; ROPER, R.; MICHEL, N. **RTA procedures for assessment of pavement structural condition and performance for infrastructure management: system description**. Contract report, RC72397, ARRB Group, 2010.

RODRIGUES, R. M.. **Estudo de trincamento dos pavimentos**. Tese de Doutorado, Coppe, UFRJ, 1991.

SHELL. **Pavement design manual: asphalt pavement and overlays for road traffic**. Shell International Petroleum Co. Ltd, Londres, 1978.

SOLAIMANIAN, M; KENNEDY, T. **Predicting maximum pavement surface temperature using maximum air temperature and hourly solar radiation**. Transportation Research Record, N° 1417, pp. 1-11.

THIVES, L. P.; TRICHÊS G.; ROHDE L.; PAIS, J.C.; PEREIRA P. A. A. **Otimização do Tempo de Vida Útil de uma Rodovia através da Redução do Dano Unitário**. Congresso Brasileiro de Rodovias & Concessões, Santos, 2013.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). **Highway Capacity Manual**. Nacional Research Council, Washington, D.C, 2010.

ULLIDTZ, P.; HARVEY, J.; TSAI, B.; MONISMITH, C. **Calibration of incremental-recursive flexible damage models in CalME using HVS experiments**. Research report UCPRC-RR-2005-06, California Department of Transportation, University of California Pavement Research Center Berkeley and Davis, California, 2006.

VAN GURP. **Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of falling weight deflectometers**. Tese de doutorado, Delft University of Technology, Holanda, 1995.

VAN TIL, C.J.; MCCULOUGH, B.F.; VALLERGA, B.A.; HICKS, R.G**. NCHRP Report 128: Evaluation of AASHO interim guides for design of pavements structures.** Highway Research Board, 1972.

VILJOEN, AW. **Estimating asphalt temperatures from air temperatures and basic sky parameters**. Draft report CR-2001/78, CSIR, Pretoria, África do Sul, 2001.

YODER, E.; WITCZAK, M. **Principles of pavement design**. New York: John Willey & Sons, 1975. ISBN O-471-97780-2.

ANEXO

Os resultados das simulações efetuadas no programa ELSYM-5, para parte dos dados presentes neste estudo, são apresentados a seguir.

$E_{subleito}$ (kgf/cm²)	H_{base} (cm)	E_{base} (kgf/cm²)	H_{revest} (cm)	E_{revest} (kgf/cm²)	D_0 (10^{-2}mm)	ε_{xx} (cm/cm)	ε_{YY} (cm/cm)	ε_{ZZ} (cm/cm)	ε_t (cm/cm)
500	30	2250	15	7500	6,58E+01	2,47E-05	3,51E-04	-6,30E-04	3,51E-04
1000	30	2250	15	7500	4,54E+01	2,29E-05	3,49E-04	-4,44E-04	3,49E-04
500	30	3750	15	7500	5,63E+01	-1,94E-05	2,25E-04	-5,09E-04	2,25E-04
1000	30	3750	15	7500	3,82E+01	-1,51E-05	2,30E-04	-3,79E-04	2,30E-04
500	30	2250	15	30000	5,36E+01	7,60E-05	2,08E-04	-4,53E-04	2,08E-04
1000	30	2250	15	30000	3,61E+01	6,62E-05	1,98E-04	-3,23E-04	1,98E-04
500	30	3750	15	30000	4,72E+01	4,68E-05	1,62E-04	-3,81E-04	1,62E-04
1000	30	3750	15	30000	3,15E+01	4,14E-05	1,57E-04	-2,88E-04	1,57E-04
500	30	2250	15	45000	4,99E+01	7,18E-05	1,67E-04	-3,97E-04	1,67E-04
1000	30	2250	15	45000	3,33E+01	6,26E-05	1,57E-04	-2,84E-04	1,57E-04
500	30	3750	15	45000	4,45E+01	4,99E-05	1,36E-04	-3,41E-04	1,36E-04
1000	30	3750	15	45000	2,95E+01	4,41E-05	1,30E-04	-2,59E-04	1,30E-04
500	60	2250	15	7500	5,36E+01	1,23E-05	3,38E-04	-2,81E-04	3,38E-04
1000	60	2250	15	7500	4,02E+01	1,66E-05	3,43E-04	-2,04E-04	3,43E-04
500	60	3750	15	7500	4,38E+01	-2,19E-05	2,24E-04	-2,16E-04	2,24E-04
1000	60	3750	15	7500	3,16E+01	-1,66E-05	2,30E-04	-1,65E-04	2,30E-04
500	60	2250	15	30000	4,45E+01	5,95E-05	1,90E-04	-2,30E-04	1,90E-04
1000	60	2250	15	30000	3,22E+01	5,79E-05	1,89E-04	-1,68E-04	1,89E-04
500	60	3750	15	30000	3,74E+01	3,21E-05	1,47E-04	-1,82E-04	1,47E-04
1000	60	3750	15	30000	2,63E+01	3,22E-05	1,47E-04	-1,39E-04	1,47E-04
500	60	2250	15	45000	4,18E+01	5,75E-05	1,52E-04	-2,13E-04	1,52E-04
1000	60	2250	15	45000	2,98E+01	5,53E-05	1,50E-04	-1,55E-04	1,50E-04
500	60	3750	15	45000	3,56E+01	3,59E-05	1,21E-04	-1,71E-04	1,21E-04
1000	60	3750	15	45000	2,48E+01	3,53E-05	1,21E-04	-1,31E-04	1,21E-04
500	30	2250	30	7500	4,85E+01	1,12E-04	1,84E-04	-3,38E-04	1,84E-04
1000	30	2250	30	7500	3,36E+01	1,05E-04	1,77E-04	-2,45E-04	1,77E-04
500	30	3750	30	7500	4,40E+01	7,37E-05	1,30E-04	-2,88E-04	1,30E-04
1000	30	3750	30	7500	3,02E+01	7,08E-05	1,28E-04	-2,20E-04	1,28E-04
500	30	2250	30	30000	3,49E+01	6,39E-05	9,02E-05	-1,91E-04	9,02E-05
1000	30	2250	30	30000	2,26E+01	5,85E-05	8,47E-05	-1,41E-04	8,47E-05
500	30	3750	30	30000	3,28E+01	5,29E-05	7,68E-05	-1,75E-04	7,68E-05
1000	30	3750	30	30000	2,11E+01	4,88E-05	7,26E-05	-1,35E-04	7,26E-05
500	30	2250	30	45000	3,18E+01	5,01E-05	6,86E-05	-1,55E-04	6,86E-05
1000	30	2250	30	45000	2,02E+01	4,58E-05	6,43E-05	-1,15E-04	6,43E-05

$E_{subleito}$ (kgf/cm²)	H_{base} (cm)	E_{base} (kgf/cm²)	H_{revest} (cm)	E_{revest} (kgf/cm²)	D_0 (10^{-2}mm)	ε_{xx} (cm/cm)	ε_{YY} (cm/cm)	ε_{ZZ} (cm/cm)	ε_t (cm/cm)
500	30	3750	30	45000	3,03E+01	4,33E-05	6,06E-05	-1,46E-04	6,06E-05
1000	30	3750	30	45000	1,91E+01	3,98E-05	5,70E-05	-1,12E-04	5,70E-05
500	60	2250	30	7500	4,22E+01	9,83E-05	1,70E-04	-1,80E-04	1,70E-04
1000	60	2250	30	7500	3,09E+01	9,80E-05	1,70E-04	-1,31E-04	1,70E-04
500	60	3750	30	7500	3,71E+01	6,35E-05	1,20E-04	-1,46E-04	1,20E-04
1000	60	3750	30	7500	2,66E+01	6,47E-05	1,22E-04	-1,11E-04	1,22E-04
500	60	2250	30	30000	3,13E+01	5,69E-05	8,30E-05	-1,23E-04	8,30E-05
1000	60	2250	30	30000	2,12E+01	5,47E-05	8,08E-05	-8,82E-05	8,08E-05
500	60	3750	30	30000	2,81E+01	4,47E-05	6,84E-05	-1,07E-04	6,84E-05
1000	60	3750	30	30000	1,89E+01	4,34E-05	6,71E-05	-7,99E-05	6,71E-05
500	60	2250	30	45000	2,88E+01	4,52E-05	6,36E-05	-1,07E-04	6,36E-05
1000	60	2250	30	45000	1,90E+01	4,31E-05	6,15E-05	-7,57E-05	6,15E-05
500	60	3750	30	45000	2,62E+01	3,71E-05	5,43E-05	-9,56E-05	5,43E-05
1000	60	3750	30	45000	1,72E+01	3,57E-05	5,28E-05	-7,04E-05	5,28E-05
500	30	2250	45	7500	3,99E+01	8,22E-05	1,04E-04	-2,07E-04	1,04E-04
1000	30	2250	45	7500	2,78E+01	7,67E-05	9,79E-05	-1,52E-04	9,79E-05
500	30	3750	45	7500	3,76E+01	5,95E-05	7,63E-05	-1,82E-04	7,63E-05
1000	30	3750	45	7500	2,60E+01	5,62E-05	7,30E-05	-1,40E-04	7,30E-05
500	30	2250	45	30000	2,73E+01	3,97E-05	4,72E-05	-1,06E-04	4,72E-05
1000	30	2250	45	30000	1,72E+01	3,62E-05	4,38E-05	-7,74E-05	4,38E-05
500	30	3750	45	30000	2,63E+01	3,49E-05	4,18E-05	-1,02E-04	4,18E-05
1000	30	3750	45	30000	1,66E+01	3,19E-05	3,88E-05	-7,67E-05	3,88E-05
500	30	2250	45	45000	2,47E+01	3,02E-05	3,55E-05	-8,52E-05	3,55E-05
1000	30	2250	45	45000	1,53E+01	2,73E-05	3,26E-05	-6,14E-05	3,26E-05
500	30	3750	45	45000	2,39E+01	2,75E-05	3,25E-05	-8,33E-05	3,25E-05
1000	30	3750	45	45000	1,49E+01	2,49E-05	2,98E-05	-6,20E-05	2,98E-05
500	60	2250	45	7500	3,61E+01	7,33E-05	9,45E-05	-1,25E-04	9,45E-05
1000	60	2250	45	7500	2,62E+01	7,20E-05	9,32E-05	-8,93E-05	9,32E-05
500	60	3750	45	7500	3,29E+01	5,12E-05	6,80E-05	-1,06E-04	6,80E-05
1000	60	3750	45	7500	2,37E+01	5,11E-05	6,79E-05	-7,91E-05	6,79E-05
500	60	2250	45	30000	2,50E+01	3,67E-05	4,42E-05	-7,81E-05	4,42E-05
1000	60	2250	45	30000	1,65E+01	3,46E-05	4,21E-05	-5,37E-05	4,21E-05
500	60	3750	45	30000	2,30E+01	3,08E-05	3,77E-05	-7,21E-05	3,77E-05
1000	60	3750	45	30000	1,53E+01	2,93E-05	3,61E-05	-5,16E-05	3,61E-05
500	60	2250	45	45000	2,27E+01	2,83E-05	3,35E-05	-6,68E-05	3,35E-05
1000	60	2250	45	45000	1,47E+01	2,63E-05	3,15E-05	-4,51E-05	3,15E-05
500	60	3750	45	45000	2,10E+01	2,47E-05	2,97E-05	-6,29E-05	2,97E-05
1000	60	3750	45	45000	1,38E+01	2,31E-05	2,80E-05	-4,43E-05	2,80E-05

BISAR 3.0 - Block Report

Dissertação_Caso2_Modelo3

System 1: Caso 02 - Modelo 3

Structure

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0.040	1.730E+03	0.35
2	0.040	2.210E+03	0.35
3	0.045	2.930E+03	0.35
4	0.200	7.000E+03	0.25
5	0.180	2.000E+02	0.40
6		5.000E+01	0.45

Loads

Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
1	2.000E+01	5.884E-01	0.000E+00	0.000E+00	1.040E-01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2	2.000E+01	5.884E-01	0.000E+00	0.000E+00	1.040E-01	3.400E-01	0.000E+00	0.000E+00

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	Stresses XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	Stresses ZZ (MPa)	Strains XX µstrain	Strains YY µstrain	Strains ZZ µstrain	Displacements UX (µm)	Displacements UY (µm)	Displacements UZ (µm)
1	1	1.700E-01	0.000E+00	1.000E-04	-1.139E-01	-1.618E-01	1.363E-07	-3.312E+01	-7.046E+01	5.578E+01	0.000E+00	0.000E+00	3.064E+02
2	3	1.700E-01	0.000E+00	1.249E-01	-1.802E-01	-1.503E-01	-9.030E-02	-3.275E+01	-1.897E+01	8.649E+00	0.000E+00	0.000E+00	3.121E+02
3	4	1.700E-01	0.000E+00	3.249E-01	3.969E-01	4.907E-01	-1.725E-02	3.979E+01	5.654E+01	-3.417E+01	0.000E+00	0.000E+00	3.092E+02
4	6	1.700E-01	0.000E+00	5.051E-01	-2.279E-03	-1.978E-03	-1.019E-02	6.394E+01	7.269E+01	-1.655E+02	0.000E+00	0.000E+00	2.905E+02