RICARDO FREIRE GONÇALVES

Proposta de Ajuste nas Energias de Compactação para Dosagem de Misturas Asfálticas com Uso de Compactador Giratório em Função da Estrutura de Pavimento

Programa de Pós-graduação em
Engenharia de Transportes da EESC-USP

Exemplar definitivo (corrigido). O exemplar original está disponível na CPG da EESC-USP

São Carlos, 31/01/2019

RESOLUÇÃO CoPG N º 6018, DE 13 DE OUTUBRO DE 2011, artigo 5º

Tese apresentada ao Departamento de Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Ciências – Engenharia Civil – Área de Transportes

Orientador: Prof. Titular José Leomar Fernandes Júnior

USP – EESC

São Carlos / 2018

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

635p Freire Gonçalves, Ricardo
Proposta de Ajuste nas Energias de Compactação para
Dosagem de Misturas Asfálticas com Uso de Compactador
Giratório em Função da Estrutura de Pavimento / Ricardo
Freire Gonçalves; orientador José Leomar Fernandes
Júnior. São Carlos, 2018.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes e Área de Concentração em
Infraestrutura de Transportes -- Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2018.

1. Pavimento Rodoviário. 2. Misturas Asfálticas. 3.
Compactador Giratório. 4. Dosagem Superpave. 5. Efeito
do Tráfego. 6. Espessura de Revestimento. 7.
Revestimentos Asfálticos. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **RICARDO FREIRE GONÇALVES**.

Título da tese: "Proposta de ajuste nas energias de compactação para dosagem de misturas asfálticas com uso de compactador giratório em função da estrutura de pavimento".

Data da defesa: 04/12/2018.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Jose Leomar Fernandes Junior**
(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

A P R O V A D O

Prof. Dr. **Glauco Tulio Pessa Fabbri**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

A P R O V A D O

Profa. Dra. **Sandra Oda**
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

A P R O V A D O

Prof. Dr. **Marcelo de Castro Takeda**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

A p r o v a d o

Prof. Dr. **Sérgio Pacífico Soncim**
(Universidade Federal de Itajubá/UNIFEI)

A P R O V A D O

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:

Profa. Associada **Ana Paula Camargo Larocca**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

À minha família e a todos que me apoiaram.

Agradecimentos

Agradeço ao professor José Leomar Fernandes Júnior pela orientação, amizade, generosidade, pelos sábios conselhos, pela liberdade dada para desenvolver esta pesquisa e pela oportunidade concedida de poder conviver contigo estes anos. Meu muito obrigado!

Agradeço ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás (IFG) pelo afastamento concedido das atividades de docente, durante quatro anos, para a realização deste doutorado.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento desta pesquisa, na forma de bolsa de doutorado.

Agradeço ao professor Glauco Tulio Pessa Fabbri por sempre ensinar e contribuir com esta pesquisa, durante todas as conversas que tivemos ao longo destes anos.

Agradeço à professora Cira Souza Pitombo por me instruir sobre quais análises estatísticas puderam ser utilizadas nesta pesquisa.

Agradeço aos professores, Ana Paula Camargo Larocca, Ana Paula Furlan e André Luiz Cunha por toda atenção e respeito dispensados durante o período do doutorado.

Agradeço à professora Sandra Oda por me incentivar e direcionar na realização do pré projeto que me auxiliou acessar ao curso de doutorado.

Agradeço ao técnico do Laboratório de Estradas, do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC, João Domingos Filho, por tamanha contribuição e disposição para ajudar no desenvolvimento de todos os ensaios desta pesquisa. Valeu, Jãozim!

Agradeço aos técnicos do Laboratório de Estradas, do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC, Paulo Toyama e Antônio Carlos Gigante (*in memoriam*), pela colaboração direta ou indireta na realização de alguns ensaios.

Agradeço ao atilado amigo Jorge Braulio Cossío Durán, por toda atenção, carinho e dedicação dispendidos durante todo o período desde minha chegada em São Carlos para realizar esta pesquisa.

Agradeço aos bons companheiros de trabalho, Edgar Misael Arévalo Páez, Felipe Bethonico, Marcelo Massulo, Tiago Torquato, Javier Macheca, Lucas Assirati, Ygor Mello, Maria José Zagatto, Anthony Gomes, Alisson Medeiros, Rosuel Krum, Flávio Maffioletti, Fernando Piva, José Venâncio, Sérgio Oliveira, e tantos outros, pela amizade dispendida neste período árduo de pesquisa.

Agradeço ao técnico do Laboratório de Computação, do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC, Antônio Carlos TOCO, pelo auxílio na instalação e configuração de softwares nas máquinas usadas neste trabalho.

Agradeço às secretárias do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC, Ana, Beth, Heloisa e Sabrina, por tamanha gentileza e cuidado concedidos aos alunos do programa de pós graduação desta escola.

Agradeço à Pedreira Bandeirantes por fornecer as amostras do agregado de basalto.

Agradeço à REPLAN por fornecer o ligante asfáltico.

O vento experimenta
o que irá fazer
com sua liberdade...
(João Guimarães Rosa)

Resumo

GONÇALVES, R. F. (2018). **Proposta de Ajuste nas Energias de Compactação para Dosagem de Misturas Asfálticas com Uso de Compactador Giratório em Função da Estrutura de Pavimento**. Tese (Doutorado em Ciências) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, Brasil.

Os pavimentos asfálticos brasileiros são projetados para durar, em média, 10 anos, contudo, em muitos casos, com poucos meses passados da abertura ao tráfego, começam a apresentar problemas que comprometem seu desempenho. Supõe-se que parte principal deste problema resida no fato de ser construído com revestimento asfáltico com espessura inferior às que são usadas nos países que nos servem de referência técnica, o que resulta em maiores esforços. Porém, além do aspecto estrutural, este trabalho aborda, principalmente, os efeitos na dosagem de misturas asfálticas, pois os critérios estabelecidos levam em conta o efeito do tráfego considerando estruturas com 15 cm ou mais de espessura do revestimento asfáltico. Portanto, a energia de compactação em laboratório considerada para a simulação do tráfego atuando em uma estrutura de pavimento com 15 cm de revestimento asfáltico não deve ser a mesma quando a espessura do revestimento for muito menor, pois as respostas estruturais, tensão e deformação, são muito diferentes nos dois casos, sendo as estruturas mais esbeltas submetidas a maiores solicitações do tráfego, o que deveria ser considerado quando da dosagem de misturas asfálticas em laboratório, particularmente no Brasil. Há outros agravantes, como a concentração de tensões associada à maior pressão de enchimento dos pneus e o tráfego de veículos com excesso de carga por eixo. O objetivo deste trabalho é propor uma tabela com faixa de valores do número de giros de compactação de misturas asfálticas, para diferentes níveis de tráfego, adaptada da tabela do Superpave e corrigida segundo critérios de análise de danos equivalentes em função da espessura de revestimento. Além da análise estrutural, teórica, foi desenvolvido um trabalho laboratorial, com misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave, considerando-se todos os níveis de tráfego e os respectivos número de giros de projeto do compactador giratório. As misturas asfálticas foram projetadas para o teor ótimo de ligante correspondente a um volume de vazios de 4%. Os corpos de prova foram compactados segundo sete níveis de energia de tráfego, conforme estabelecido no método Superpave, com determinação de propriedades volumétricas (VAM, Vazios do Agregado Mineral, RBV, Relação Betume-Vazios, e TF, Teor de Fíler) e mecânicas (MR, Módulo de Resiliência, e RT, Resistência à Tração). Os resultados foram comparados pelos testes estatísticos não paramétricos U de Mann-Whitney e KS (Kolmogorov-Smirnov), que avaliam se duas amostras possuem distribuições de valores similares ou não. As propriedades volumétricas (VAM, RBV e TF) variaram significativamente com a energia de compactação, sendo que seus valores médios diminuíram com o aumento da energia de tráfego, enquanto que as propriedades mecânicas (MR e RT) apresentaram aumento de valor com o aumento da energia do tráfego de projeto, ainda que, em energias contíguas, tenha havido pequena diferença. Foi constatado maior influência da temperatura de realização de ensaios de MR e RT para os maiores níveis de energia de tráfego, ou seja, há maior diminuição de MR e RT com o aumento da temperatura para as misturas produzidas com um maior número de giros. Foi realizada análise estrutural com o programa ELSYM5, considerando-se diferentes espessuras de revestimentos asfálticos e propriedades semelhantes às das misturas asfálticas projetadas. Os resultados permitiram análises de vida de fadiga e de danos equivalentes, sob diferentes esforços, decorrentes de redução na espessura do revestimento ou de sobrecargas do tráfego. A vida de fadiga apresentou tendência de aumento com o nível de tráfego considerado para dosagem da mistura asfáltica, mas com tendência assintótica. O aumento da carga por eixo e da pressão de enchimento de pneus, quando associados à redução de espessura dos revestimentos asfálticos, pode levar a uma redução na vida de fadiga em cerca de 60 vezes, para pavimentos flexíveis, e em cerca de 10 vezes, para pavimentos semirrígidos. Na tentativa de amenizar os possíveis problemas que afetam o desempenho de nossos pavimentos, o número de giros usado no compactador giratório para projetar misturas asfálticas deve aumentar em cerca de 20% a 50% em pavimento flexível e de 4% a 30% em pavimento semirrígido, dependendo da energia de tráfego considerada em projeto, do tipo de estrutura selecionada e dos carregamentos veiculares aferidos.

Palavras-chave: Pavimentos rodoviários; Misturas asfálticas; Compactador Giratório; Dosagem Superpave; Efeito do tráfego; Espessura de revestimento; Revestimentos asfálticos.

Abstract

GONÇALVES, R. F. (2018). ***Proposed Adjustment in Compaction Energies for Dosing of Asphalt Mixtures with the Use of Gyratory Compactor as a Function of the Pavement Structure***. Thesis (Doctor of Science) – Department of Transport Engineering, School of Engineering of São Carlos, São Paulo University (EESC / USP). São Carlos-SP, Brazil.

Brazilian asphalt pavements are designed to last, on average, 10 years, however, in many cases, with only a few months after opened to traffic, they begin to present problems that compromise their performance. It is assumed that the main part of this problem resides in the fact that they are constructed with surface layers with thickness inferior to those that are used in the countries that serve as technical reference, which results in greater efforts. However, in addition to the structural aspect, this work mainly addresses the effects on the dosage of asphalt mixtures, since the established criteria take into account the effect of traffic considering structures with 15 cm or more of thickness of the asphalt layer. Therefore, the compaction energy in the laboratory considered for the simulation of the traffic acting on a pavement structure with 15 cm of asphalt layer should not be the same when the thickness of the surface layer is much smaller, since the structural responses are very different, with the leaner structures being submitted to higher traffic efforts, which should be considered when dosing asphalt mixtures in the laboratory, particularly in Brazil. There are other aggravating factors, such as the concentration of stresses associated with the higher tire inflation pressure and the traffic of overloaded vehicles. The objective of this work is to propose a table with a range of values of the number of gyrations for compaction of asphalt mixtures, for different levels of traffic, adapted from the Superpave table and corrected according to criteria based on analysis of equivalent damages as a function of the asphalt surface layer thickness. In addition to the structural analysis, a laboratory work was developed, with asphalt mixtures designed by the Superpave method, considering all traffic levels and the respective number of gyrations of the gyratory compactor. The asphalt mixtures were designed for the optimum binder content corresponding to an air void of 4%. The test specimens were compacted according to seven traffic energy levels, as established in the Superpave method, with determination of volumetric properties (VMA, Voids in Mineral Aggregates, VFA, Voids Filled with Asphalt, and DP, Dust Proportion) and mechanical properties (MR, Resilient Modulus, and TS, Tensile Strength). Results were compared by Mann-Whitney and KS (Kolmogorov-Smirnov) non-parametric statistical tests, which evaluate whether two samples have distributions of similar values or not. The volumetric properties (VMA, VFA and DP) varied significantly with the compaction energy, and their mean values decreased with increasing traffic energy, while mechanical properties (MR and TS) increased with increasing energy of the design traffic, although, in contiguous energies, there was little difference. It was observed a higher influence of the temperature of MR and TS tests for the higher levels of traffic energy, that is, there is a greater decrease of MR and TS with the temperature increase for the mixtures produced with a greater number of gyrations. Structural analysis was performed with the ELSYM5 program, considering different thicknesses of asphaltic coatings and properties similar to those of the projected asphalt mixtures. The results allowed fatigue life and equivalent damages analyzes under different stresses due to reduction of the thickness of the surface layer or traffic overloads. Fatigue life showed a tendency to increase with the level of traffic considered for mixture design, but with an asymptotic tendency. The increased axle load and tire inflation pressure, when associated with the reduction of the thickness of the asphalt layer, can lead to a reduction in fatigue life by about 60 times for flexible pavements and by about 10 times, for semi-rigid pavements. In an attempt to soften the possible problems affecting the performance of our pavements, the number of gyrations used in the gyratory compactor to design asphalt mixtures should increase by 20 to 50% in flexible pavement and from 4% to 30% in semi-rigid pavement, depending on the traffic energy considered in design, the type of structure selected and the measured vehicle loads.

Key-words: Road Pavement; Asphalt Mixtures; Gyratory Compactor; Superpave Dosage; Traffic Effect; Asphalt Layer Thickness; Asphaltic Coatings.

Sumário

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	43
1.1 – Hipóteses do Trabalho.....	48
1.2 – Objetivos do Trabalho.....	48
1.3 – Métodos de Trabalho.....	49
1.4 – Estrutura do Trabalho.....	53
 CAPÍTULO 2 – USO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO PARA PRODUZIR MISTURAS ASFÁLTICAS.....	55
2.1 – Considerações Iniciais.....	55
2.2 – Sobre a Compactação das Misturas Asfálticas.....	55
2.2.1 – Sobre a Escolha dos Materiais Usados em Misturas Asfálticas.....	58
2.2.2 – Sobre a Dosagem das Misturas Asfálticas.....	71
2.2.3 – Sobre o Uso do CGS em Análises de Parâmetros das Misturas Asfálticas.....	77
2.3 – Considerações Finais Deste Capítulo.....	82
 CAPÍTULO 3 – PROJETO VOLUMÉTRICO DE MISTURA ASFÁLTICA USANDO O CGS.....	83
3.1 – Sobre o Ligante Asfáltico.....	83
3.2 – Sobre o Agregado Mineral.....	95
3.2.1 – Projeto de Estrutura do Agregado.....	95
3.2.2 – Determinação das Densidades dos Agregados.....	100
3.2.3 – Propriedades de Consenso dos Agregados.....	106
3.2.3.1 – Angularidade dos agregados graúdos.....	106
3.2.3.2 – Angularidade dos agregados miúdos.....	109
3.2.3.3 – Partículas planas e alongadas.....	112
3.2.3.4 – Teor de argila ou Ensaio do equivalente de areia.....	116
3.2.4 – Propriedades de Origem.....	119
3.2.4.1 – Abrasão Los Angeles.....	120
3.2.4.2 – Sanidade.....	120
3.2.4.3 – Materiais deletérios.....	120
3.2.5 – Resumo das Propriedades dos Agregados.....	120
3.3 – Seleção da Estrutura de Agregados e Projeto do Teor de Ligante Asfáltico usando o CGS.....	121
3.3.1 – Seleção do Teor de Ligante Asfáltico de Projeto.....	137
3.3.2 – Análise dos Resultados das Propriedades de Compactação e Volumétricas das Misturas Asfálticas Projetadas em Cada Nível de Energia de Tráfego.....	141
3.3.3 – Avaliação da Sensibilidade à Água em Misturas Asfálticas.....	150
3.4 – Considerações Finais Deste Capítulo.....	162
 CAPÍTULO 4 – ENSAIOS MECÂNICOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	165
4.1 – Ensaio para Determinação do Módulo de Resiliência de Misturas Asfálticas.....	166
4.1.1 – Resultados Encontrados nos Ensaio de Módulo de Resiliência.....	173
4.1.1.1 – Tráfego N1.....	175
4.1.1.2 – Tráfego N2.....	175
4.1.1.3 – Tráfego N3.....	176

4.1.1.4 – Tráfego N4.....	177
4.1.1.5 – Tráfego N5.....	177
4.1.1.6 – Tráfego N6.....	179
4.1.1.7 – Tráfego N7.....	181
4.1.2 – <i>Valores Médios Agrupados das Propriedades das Misturas Asfálticas</i>	184
4.2 – Ensaio de Resistência à Tração Indireta por Compressão Diametral Estática.....	193
4.2.1 – <i>Resultados Encontrados nos Ensaios de Resistência Indireta à Tração</i>	194
4.2.1.1 – Tráfego N1.....	195
4.2.1.2 – Tráfego N2.....	195
4.2.1.3 – Tráfego N3.....	196
4.2.1.4 – Tráfego N4.....	196
4.2.1.5 – Tráfego N5.....	197
4.2.1.6 – Tráfego N6.....	198
4.2.1.7 – Tráfego N7.....	199
4.2.2 – <i>Valores Médios Agrupados das Propriedades das Misturas Asfálticas</i>	201
4.3 – Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral Dinâmica.....	214
4.3.1 – <i>Resultados Encontrados nos Ensaios de Fadiga</i>	218
4.3.1.1 – Tráfego N1.....	219
4.3.1.2 – Tráfego N2.....	221
4.3.1.3 – Tráfego N3.....	222
4.3.1.4 – Tráfego N4.....	223
4.3.1.5 – Tráfego N5.....	225
4.3.1.6 – Tráfego N6.....	226
4.3.1.7 – Tráfego N7.....	227
4.3.2 – <i>Valores Agrupados dos Ensaios de Fadiga</i>	229
4.4 – Considerações Finais Deste Capítulo.....	230

CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DA VIDA DE FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS PARA DIFERENTES NÍVEIS DE TRÁFEGO.....233

5.1 – Análise da Vida de Fadiga dos Pavimentos Simulados.....	242
5.2 – Determinação do Dano Equivalente ao Pavimento em Função da Redução da Espessura do Revestimento e do Excesso de Carga e de Pressão de Enchimento dos Pneus.....	271
5.2.1 – <i>Tráfego N1</i>	276
5.2.2 – <i>Tráfego N2</i>	288
5.2.3 – <i>Tráfego N3</i>	300
5.2.4 – <i>Tráfego N4</i>	312
5.2.5 – <i>Tráfego N5</i>	324
5.2.6 – <i>Tráfego N6</i>	336
5.2.7 – <i>Tráfego N7</i>	348
5.2.8 – <i>Resultados Agrupados de Dano Equivalente</i>	360
5.3 – Considerações Finais Deste Capítulo.....	368

CAPÍTULO 6 – ANÁLISES ESTATÍSTICAS DAS PROPRIEDADES DA MISTURA ASFÁLTICA COMPACTADA EM DIFERENTES ENERGIAS DE TRÁFEGO.....371

6.1 – Considerações Iniciais.....	371
6.2 – Resultados Encontrados.....	374
6.3 – Considerações Finais Deste Capítulo.....	391

CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....393

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	401
APÊNDICES.....	411
AP.1 – Propriedades Das Misturas Asfálticas Projetadas	
AP.1.1 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N1.....	411
AP.1.2 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N2.....	417
AP.1.3 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N3.....	424
AP.1.4 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N4.....	430
AP.1.5 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N5.....	437
AP.1.6 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N6.....	443
AP.1.7 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N7.....	450
AP.2 – Tabelas Referentes aos Ensaios de Compactação Giratória no CGS, com $N_{\text{giros}} = 152$ giros, Para Seleção da Estrutura de Agregado, com $ESAL = 3 \times 10^6$	456

Lista de Figuras

Figura 1.1: Esquema do método de trabalho adotado nesta pesquisa.....	50
Figura 2.1: Esquema de compactação por amassamento utilizando um compactador giratório CGS.....	58
Figura 2.2: Ilustração da zona de restrição, pontos de controle e linha de densidade máxima de uma estrutura de agregados de TMN 19 mm.....	64
Figura 2.3: Diagrama de componentes de uma mistura asfáltica.....	73
Figura 3.1: Curva de viscosidade em função da temperatura do ligante virgem.....	84
Figura 3.2: Detalhe do Reômetro de cisalhamento dinâmico.....	87
Figura 3.3: Amostra de ligante asfáltico ensaiada no DSR.....	87
Figura 3.4: Amostra de ligante asfáltico em forma de viga para ensaio em reômetro de fluência (BBR).....	88
Figura 3.5: Ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante virgem.....	89
Figura 3.6: Ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante envelhecido em RTFOT.....	91
Figura 3.7: Ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante envelhecido em PAV.....	92
Figura 3.8: Rigidez estática do ligante <i>versus</i> temperatura.....	93
Figura 3.9: Módulo de relaxação do ligante <i>versus</i> temperatura.....	94
Figura 3.10: Pilhas de agregados na Pedreira Bandeirantes.....	96
Figura 3.11: Granulometria dos agregados usados nesta pesquisa.....	98
Figura 3.12: Curvas granulométricas das misturas tentativas desse estudo.....	99
Figura 3.13: Molde cônico com agregado e agregado miúdo parcialmente desmoronado.....	103
Figura 3.14: Soquete e molde cônico usado no ensaio (fonte: Gouveia, 2006).....	103
Figura 3.15: Conjunto picnômetro + água destilada + agregado conectado à bomba de vácuo parcial (fonte: Gouveia, 2006).....	104
Figura 3.16: Amostra do agregado graúdo usado no ensaio de angularidade.....	108
Figura 3.17: Agregado miúdo usado no ensaio de angularidade vertido no cilindro.....	111
Figura 3.18: Paquímetro usado para avaliar lamelaridade de agregados.....	113

Figura 3.19: Detalhes do paquímetro em ensaio de lamelaridade de agregados.....	114
Figura 3.20: Amostra de agregado miúdo usado no ensaio de teor de argila.....	117
Figura 3.21: Processo de preparação da mistura asfáltica.....	125
Figura 3.22: Compactador giratório IPC Global Servopac.....	127
Figura 3.23: Propriedade de compactação da mistura tentativa 1.....	130
Figura 3.24: Propriedade de compactação da mistura tentativa 2.....	130
Figura 3.25: Propriedade de compactação da mistura tentativa 3.....	131
Figura 3.26: Curva granulométrica da mistura tentativa 3 escolhida.....	137
Figura 3.27: Valores de densidade máxima teórica em função do teor de ligante.....	139
Figura 3.28: Valores de G_{mb} em função do teor de asfalto por energia de compactação.....	140
Figura 3.29: Teores de asfalto de projeto <i>versus</i> nível de energia de compactação.....	142
Figura 3.30: Valores de $\%G_{mm}$ para cada nível de energia de compactação.....	145
Figura 3.31: G_{mm} <i>versus</i> nível de energia de compactação.....	146
Figura 3.32: G_{mb} <i>versus</i> nível de energia de compactação.....	146
Figura 3.33: G_{mb} <i>versus</i> teor de asfalto de projeto.....	147
Figura 3.34: VAM <i>versus</i> nível de energia de compactação.....	148
Figura 3.35: RBV <i>versus</i> nível de energia de compactação.....	148
Figura 3.36: TF <i>versus</i> nível de energia de compactação.....	149
Figura 3.37: CP montando na prensa de compressão diametral estática.....	151
Figura 3.38: Equipamentos para medir e para saturar os CPs.....	153
Figura 3.39: Condicionamento térmico em freezer e em banho quente.....	155
Figura 3.40: CPs após rompimento no ensaio de compressão diametral.....	156
Figura 3.41: Densidade aparente para cada mistura asfáltica testada.....	158
Figura 3.42: Resistência à tração para cada mistura asfáltica testada.....	159
Figura 3.43: Relação entre RT e G_{mb} dos CPs de controle e os condicionados.....	160

Figura 3.44: Razão resistência à tração para cada mistura asfáltica.....	162
Figura 4.1: Vista frontal da câmara climática Marconi e do equipamento para realização de ensaios de MR.....	169
Figura 4.2: Detalhes do painel da câmara climática a 10°C, a 25°C e a 40°C.....	169
Figura 4.3: Vista dos CPs em condicionamento na câmara climática.....	170
Figura 4.4: Detalhe do CP montado para ensaio e do LVDT Transdutech usado.....	170
Figura 4.5: Detalhe do CP pronto para ensaio de determinação de MR.....	171
Figura 4.6: Detalhe do ponto no centro do gráfico indicando o ajuste fino do LVDT.....	171
Figura 4.7: Tela do ensaio de MR à 10°C.....	172
Figura 4.8: Tela do ensaio de MR à 25°C.....	172
Figura 4.9: Tela do ensaio de MR à 40°C.....	173
Figura 4.10: Valores médios de VAM por nível de energia de compactação.....	185
Figura 4.11: Valores médios de RBV por nível de energia de compactação.....	186
Figura 4.12: Valores médios de TF por nível de energia de compactação.....	187
Figura 4.13: Valores de MR a 25°C em função da energia de compactação.....	188
Figura 4.14: Variação dos valores de MR a 10°C em função da energia de compactação.....	189
Figura 4.15: Variação dos valores de MR a 40°C em função da energia de compactação.....	190
Figura 4.16: Valores de MR em função do número de giros do CGS e da temperatura do ensaio.....	191
Figura 4.17: Valores de G_{mb} em função do número de giros do CGS.....	192
Figura 4.18: Ensaio de RT por compressão diametral estática.....	193
Figura 4.19: Valores médios de MR a 25°C em função da energia de compactação.....	202
Figura 4.20: Comparação dos valores médios de MR a 25°C, obtidos a partir de 3 CPs e de 11 CPs.....	203
Figura 4.21: Valores médios de RT a 25°C em função da energia de compactação.....	204
Figura 4.22: Valores médios de RT a 10°C em função da energia de compactação.....	205

Figura 4.23: Valores médios de RT a 40°C em função da energia de compactação.....	206
Figura 4.24: Valores de RT em função do número de giros do CGS e da temperatura.....	207
Figura 4.25: Valores de G_{mb} em função do número de giros do CGS.....	208
Figura 4.26: Valores de MR em função da temperatura e da energia de compactação.....	209
Figura 4.27: Valores de RT em função da temperatura e da energia de compactação.....	211
Figura 4.28: Valores de MR/RT à 25°C em função do número de giros do CGS.....	212
Figura 4.29: Valores de MR/RT à 10°C em função do número de giros do CGS.....	212
Figura 4.30: Valores de MR/RT à 40°C em função do número de giros do CGS.....	213
Figura 4.31: Valores de MR/RT em função do número de giros do CGS nas três temperaturas de ensaio.....	214
Figura 4.32: Vista do equipamento usado nos ensaios de fadiga.....	216
Figura 4.33: Detalhe do CP montado para ensaio e do CP já rompido em duas partes.....	217
Figura 4.34: Tela do ensaio de fadiga para tensão 40%RT.....	218
Figura 4.35: Tela do ensaio de fadiga para tensão 30%RT.....	218
Figura 4.36: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N1.....	220
Figura 4.37: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N2.....	222
Figura 4.38: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N3.....	223
Figura 4.39: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N4.....	224
Figura 4.40: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N5.....	226
Figura 4.41: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N6.....	227
Figura 4.42: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N7.....	228
Figura 4.43: Curvas de fadiga das misturas asfálticas ensaiadas em todas energias de compactação do CGS.....	229
Figura 5.1: Pontos de aplicação do carregamento simulado.....	236
Figura 5.2: Deformação horizontal de tração por espessura do revestimento (Pav A).....	240
Figura 5.3: Deformação horizontal de tração por espessura do revestimento (Pav B).....	240

Figura 5.4: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N1 (Pav A).....	244
Figura 5.5: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N1 (Pav B).....	245
Figura 5.6: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N2 (Pav A).....	246
Figura 5.7: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N2 (Pav B).....	247
Figura 5.8: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N3 (Pav A).....	248
Figura 5.9: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N3 (Pav B).....	249
Figura 5.10: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N4 (Pav A).....	250
Figura 5.11: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N4 (Pav B).....	251
Figura 5.12: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N5 (Pav A).....	252
Figura 5.13: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N5 (Pav B).....	253
Figura 5.14: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N6 (Pav A).....	254
Figura 5.15: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N6 (Pav B).....	255
Figura 5.16: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N7 (Pav A).....	256
Figura 5.17: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N7 (Pav B).....	257
Figura 5.18: Vida de fadiga por espessura de revestimento, todas as energias (Pav A).....	258
Figura 5.19: Vida de fadiga por espessura de revestimento, todas as energias (Pav B).....	259
Figura 5.20: Vistas dos Pavimentos A (esquerda) e B (direita) simulados.....	261
Figura 5.21: Vida de fadiga (Pav. A) em função da vida útil de projeto por N_{giros}	262
Figura 5.22: Vida de fadiga (Pav. B) em função do vida útil de projeto por N_{giros}	263
Figura 5.23: Vida de fadiga por número de giros N_{proj} do CGS (Pavimento A).....	265
Figura 5.24: Vida de fadiga por número de giros N_{proj} do CGS (Pavimento B).....	267
Figura 5.25: Vida de fadiga <i>versus</i> teor de ligante para o Pavimento A.....	268
Figura 5.26: Vida de fadiga <i>versus</i> teor de ligante para o Pavimento B.....	268
Figura 5.27: Vida de fadiga <i>versus</i> módulo de resiliência para o Pavimento A.....	269
Figura 5.28: Vida de fadiga <i>versus</i> módulo de resiliência para o Pavimento B.....	270

Figura 5.29: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	279
Figura 5.30: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	280
Figura 5.31: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	281
Figura 5.32: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	282
Figura 5.33: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	285
Figura 5.34: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	286
Figura 5.35: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	287
Figura 5.36: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	288
Figura 5.37: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	291
Figura 5.38: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	292
Figura 5.39: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	293
Figura 5.40: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	294
Figura 5.41: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	297
Figura 5.42: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	298
Figura 5.43: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	299
Figura 5.44: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	300
Figura 5.45: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	303

Figura 5.46: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	304
Figura 5.47: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	305
Figura 5.48: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	306
Figura 5.49: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	309
Figura 5.50: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	310
Figura 5.51: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	311
Figura 5.52: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	312
Figura 5.53: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	315
Figura 5.54: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	316
Figura 5.55: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	317
Figura 5.56: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	318
Figura 5.57: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	321
Figura 5.58: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	322
Figura 5.59: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	323
Figura 5.60: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	324
Figura 5.61: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	327
Figura 5.62: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	328

Figura 5.63: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	329
Figura 5.64: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	330
Figura 5.65: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	333
Figura 5.66: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	334
Figura 5.67: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	335
Figura 5.68: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	336
Figura 5.69: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	339
Figura 5.70: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	340
Figura 5.71: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	341
Figura 5.72: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	342
Figura 5.73: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	345
Figura 5.74: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	346
Figura 5.75: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	347
Figura 5.76: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	348
Figura 5.77: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	351
Figura 5.78: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	352
Figura 5.79: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	353

Figura 5.80: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	354
Figura 5.81: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	357
Figura 5.82: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	358
Figura 5.83: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.....	359
Figura 5.84: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), variando carga e pressão enchimento de pneus.....	360
Figura 5.85: Dano equivalente por espessura de revestimento (5 cm, 10 cm e 15 cm) do Pavimento A, variando carga e pressão enchimento de pneus.....	362
Figura 5.86: Dano equivalente por espessura de revestimento (10 cm e 15 cm) do Pavimento B, variando carga e pressão enchimento de pneus.....	364
Figura 5.87: Proporção do efeito da energia de compactação.....	365
Figura 5.88: Número de giros do CGS interpolado para DE considerado.....	367
Figura 6.1: Ilustração do Teste K-S biamostrais (fonte: wikipédia).....	374
Figura A1: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N1).....	412
Figura A2: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N1).....	412
Figura A3: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N1).....	413
Figura A4: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N1).....	413
Figura A5: Média de %G _{mm} versus número de giros do CGS por teor de ligante (N1).....	414
Figura A6: V _v versus teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.....	414
Figura A7: VAM versus teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.....	415
Figura A8: RBV versus teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.....	416
Figura A9: TF versus teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.....	416
Figura A10: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N2).....	418
Figura A11: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N2).....	419
Figura A12: %G _{mm} versus número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N2).....	419

Figura A13: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N2).....	420
Figura A14: Média de %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS por teor de ligante (N2).....	420
Figura A15: V _v <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.....	421
Figura A16: VAM <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.....	422
Figura A17: RBV <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.....	422
Figura A18: TF <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.....	423
Figura A19: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N3).....	425
Figura A20: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N3).....	425
Figura A21: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N3).....	426
Figura A22: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N3).....	426
Figura A23: Média de %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS por teor de ligante (N3).....	427
Figura A24: V _v <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.....	427
Figura A25: VAM <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.....	428
Figura A26: RBV <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.....	429
Figura A27: TF <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.....	429
Figura A28: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N4).....	431
Figura A29: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N4).....	432
Figura A30: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N4).....	432
Figura A31: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N4).....	433
Figura A32: Média de %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS por teor de ligante (N4).....	433
Figura A33: V _v <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.....	434
Figura A34: VAM <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.....	435
Figura A35: RBV <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.....	435
Figura A36: TF <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.....	436
Figura A37: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N5).....	438

Figura A38: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N5).....	438
Figura A39: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N5).....	439
Figura A40: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N5).....	439
Figura A41: Média de %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS por teor de ligante (N5).....	440
Figura A42: V _v <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.....	440
Figura A43: VAM <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.....	441
Figura A44: RBV <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.....	442
Figura A45: TF <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.....	442
Figura A46: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N6).....	444
Figura A47: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N6).....	445
Figura A48: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N6).....	445
Figura A49: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N6).....	446
Figura A50: Média de %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS por teor de ligante (N6).....	446
Figura A51: V _v <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.....	447
Figura A52: VAM <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.....	448
Figura A53: RBV <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.....	448
Figura A54: TF <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.....	449
Figura A55: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N7).....	451
Figura A56: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N7).....	451
Figura A57: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N7).....	452
Figura A58: %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N7).....	452
Figura A59: Média de %G _{mm} <i>versus</i> número de giros do CGS por teor de ligante (N7).....	453
Figura A60: V _v <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.....	453
Figura A61: VAM <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.....	454
Figura A62: RBV <i>versus</i> teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.....	455

Figura A63: TF *versus* teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.....455

Lista de Tabelas

Tabela 2.1: Evolução do uso da compactação por amassamento.....	57
Tabela 2.2: Abertura das peneiras adotadas no Superpave para agregados de TMN 19 mm.....	61
Tabela 2.3: Pontos de controle e zona de restrição de agregados TMN 19 mm.....	63
Tabela 2.4: Níveis de projeto em função do tráfego.....	75
Tabela 2.5: Número de giros em função do tráfego e da temperatura média do ar.....	76
Tabela 2.6: Parâmetros volumétricos de projeto de mistura Superpave.....	76
Tabela 3.1: Resultado dos ensaios de viscosidade (em Pa.s).....	84
Tabela 3.2: Resultados dos ensaios de penetração.....	85
Tabela 3.3: Resultados dos ensaios de ponto de amolecimento.....	85
Tabela 3.4: Características físicas do CAP 50-70 usado nesta pesquisa.....	86
Tabela 3.5: Resultados dos ensaios em DSR realizados em ligante virgem.....	88
Tabela 3.6: Valores de <i>True Grade</i> e de <i>Performance Grade</i> do ligante virgem estudado.....	89
Tabela 3.7: Ensaio de perda de massa.....	89
Tabela 3.8: Resultados dos ensaios em DSR realizados em ligante envelhecido RTFOT.....	90
Tabela 3.9: Valores de <i>True Grade</i> e de <i>Performance Grade</i> do ligante envelhecido em RTFOT.....	90
Tabela 3.10: Resultados dos ensaios em DSR realizados em ligante envelhecido em PAV.....	91
Tabela 3.11: Valores de <i>True Grade</i> e de <i>PG</i> do ligante envelhecido em PAV.....	91
Tabela 3.12: Valor da rigidez estática (S) do ligante em função da temperatura.....	92
Tabela 3.13: Valor do módulo de relaxação (m) do ligante em função da temperatura.....	93
Tabela 3.14: <i>True Grade</i> e <i>Performance Grade</i> (PG) Ensaio BBR.....	94
Tabela 3.15: Propriedades mecânicas do ligante estudado.....	94
Tabela 3.16: Propriedades físicas e mecânicas do ligante estudado.....	95

Tabela 3.17: Porcentagem de material passante em cada peneira por amostra.....	97
Tabela 3.18: Proporção granulométrica proposta das três misturas tentativa.....	98
Tabela 3.19: Composições granulométricas das três misturas tentativa.....	98
Tabela 3.20: Densidades aparente e real dos agregados graúdos.....	101
Tabela 3.21: Densidade aparente e real do agregado miúdo.....	106
Tabela 3.22: Densidades dos agregados usados neste estudo.....	106
Tabela 3.23: Requisitos mínimos de angularidade de agregados graúdos.....	107
Tabela 3.24: Angularidade dos agregados graúdos analisados nesta pesquisa.....	109
Tabela 3.25: Resumo de propriedades do basalto usado nesta pesquisa.....	109
Tabela 3.26: Requisitos mínimos de angularidade de agregados miúdos.....	110
Tabela 3.27: Angularidade do agregado miúdo analisado nesta pesquisa.....	112
Tabela 3.28: Requisitos máximos aceitos de partículas planas e alongadas.....	115
Tabela 3.29: Quantidades dos agregados analisados no ensaio de PPA.....	115
Tabela 3.30: Percentual de PPA dos agregados graúdos analisados nesta pesquisa.....	116
Tabela 3.31: Requisitos mínimos aceitos de e equivalente de areia.....	118
Tabela 3.32: Valores medidos no ensaio Equivalente de Areia ou Teor de Argila.....	118
Tabela 3.33: Resumo das propriedades físicas e de consenso do agregado pesquisado.....	121
Tabela 3.34: Valores de densidade efetiva dos agregados das misturas tentativas.....	122
Tabela 3.35: Parâmetros volumétricos das misturas tentativas.....	123
Tabela 3.36: Tabela de número de giros do CGS por ESAL para temperatura < 39°C.....	125
Tabela 3.37: Valores iniciais das propriedades de compactação e propriedades volumétricas das misturas tentativas.....	132
Tabela 3.38: Valores estimados das propriedades de compactação das misturas tentativas.....	133
Tabela 3.39: Valores estimados das propriedades volumétricas das misturas tentativas referentes ao N_{proj}	134
Tabela 3.40: Requisitos VAM de projeto de misturas Superpave.....	136

Tabela 3.41: Requisitos RBV de projeto de misturas Superpave.....	136
Tabela 3.42: Valores de G_{mm} em função do teor de asfalto tentativa.....	138
Tabela 3.43: Valores médios de G_{mb} para cada nível de energia de compactação.....	139
Tabela 3.44: Valores de número de giros do CGS por nível de tráfego.....	141
Tabela 3.45: Resumo das propriedades de compactação e volumétricas das misturas asfálticas avaliadas, nos sete níveis de energia de compactação do CGS.....	142
Tabela 3.46: Análise das variações de 0,2% no teor de asfalto.....	143
Tabela 3.47: Valores médios dos parâmetros do ensaio de avaliação da sensibilidade à água.....	156
Tabela 3.48: Estatística básica usada para avaliar os resultados dos testes de RT no ensaio de avaliação da sensibilidade à água.....	157
Tabela 3.49: Valores de Z_c para amostras com 3 elementos, relativos aos níveis de significância 10%, 5%, 2,5%, 1% e 0,5%.....	158
Tabela 3.50: Dados de G_{mb} e RT para cada CP de cada mistura ensaiada.....	161
Tabela 4.1: Dados da compactação dos CPs compactados no CGS.....	166
Tabela 4.2: Estatística referente aos dados do tráfego N1, MR a 25°C.....	175
Tabela 4.3: Estatística referente aos dados do tráfego N2, MR a 25°C.....	176
Tabela 4.4: Estatística referente aos dados do tráfego N3, MR a 25°C.....	176
Tabela 4.5: Estatística referente aos dados do tráfego N4, MR a 25°C.....	177
Tabela 4.6: Estatística referente aos dados do tráfego N5, MR a 25°C.....	178
Tabela 4.7: Estatística referente aos dados do tráfego N5, MR a 10°C.....	178
Tabela 4.8: Estatística referente aos dados do tráfego N5, MR a 40°C.....	179
Tabela 4.9: Estatística referente aos dados do tráfego N6, MR a 25°C.....	180
Tabela 4.10: Estatística referente aos dados do tráfego N6, MR a 10°C.....	180
Tabela 4.11: Estatística referente aos dados do tráfego N6, MR a 40°C.....	181
Tabela 4.12: Estatística referente aos dados do tráfego N7, MR a 25°C.....	182
Tabela 4.13: Estatística referente aos dados do tráfego N7, MR a 10°C.....	182

Tabela 4.14: Estatística referente aos dados do tráfego N7, MR a 40°C.....	183
Tabela 4.15: Resumo dos valores médios das propriedades volumétricas e dos MR a 25°C.....	184
Tabela 4.16: Resumo dos valores médios das propriedades volumétricas e dos MR a 10°C.....	188
Tabela 4.17: Resumo dos valores médios das propriedades volumétricas e dos MR a 40°C.....	189
Tabela 4.18: Valores de propriedades de CPs moldados nas energias N5, N6 e N7.....	192
Tabela 4.19: Estatística referente aos dados do tráfego N1, RT e MR, a 25°C.....	195
Tabela 4.20: Estatística referente aos dados do tráfego N2, RT e MR, a 25°C.....	196
Tabela 4.21: Estatística referente aos dados do tráfego N3, RT e MR, a 25°C.....	196
Tabela 4.22: Estatística referente aos dados do tráfego N4, RT e MR, a 25°C.....	197
Tabela 4.23: Estatística referente aos dados do tráfego N5, RT e MR, a 25°C.....	197
Tabela 4.24: Estatística referente aos dados do tráfego N5, RT e MR, a 10°C.....	198
Tabela 4.25: Estatística referente aos dados do tráfego N5, RT e MR, a 40°C.....	198
Tabela 4.26: Estatística referente aos dados do tráfego N6, RT e MR, a 25°C.....	198
Tabela 4.27: Estatística referente aos dados do tráfego N6, RT e MR, a 10°C.....	199
Tabela 4.28: Estatística referente aos dados do tráfego N6, RT e MR, a 40°C.....	199
Tabela 4.29: Estatística referente aos dados do tráfego N7, RT e MR, a 25°C.....	200
Tabela 4.30: Estatística referente aos dados do tráfego N7, RT e MR, a 10°C.....	200
Tabela 4.31: Estatística referente aos dados do tráfego N7, RT e MR, a 40°C.....	200
Tabela 4.32: Resumo dos valores médios dos ensaios de MR e RT a 25°C e dos V_v e G_{mb}	201
Tabela 4.33: Resumo dos valores médios dos ensaios de MR e RT a 10°C e dos V_v e G_{mb}	204
Tabela 4.34: Resumo dos valores médios dos ensaios de MR e RT a 40°C e dos V_v e G_{mb}	206
Tabela 4.35: Valores de MR em função da energia de compactação e da temperatura.....	208

Tabela 4.36: Valores de RT em função da energia de compactação e da temperatura.....	210
Tabela 4.37: Resumo dos valores médios das propriedades dos CPs dos ensaios de fadiga.....	219
Tabela 4.38: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N1 do CGS.....	220
Tabela 4.39: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N2 do CGS.....	221
Tabela 4.40: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N3 do CGS.....	222
Tabela 4.41: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N4 do CGS.....	224
Tabela 4.42: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N5 do CGS.....	225
Tabela 4.43: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N6 do CGS.....	226
Tabela 4.44: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N7 do CGS.....	228
Tabela 4.45: Equações de fadiga das misturas asfálticas referentes às energias de compactação N1 a N7.....	229
Tabela 5.1: Valores de MR e ν das misturas usados nos cálculos das respostas estruturais.....	234
Tabela 5.2: Espessuras das camadas e dos pavimentos adotadas neste estudo.....	234
Tabela 5.3: Valores de MR e de ν das estruturas adotadas neste estudo.....	235
Tabela 5.4: Equações de fadiga oriundas de estudos de campo obtidas na literatura.....	237
Tabela 5.5: Fatores de correção campo-laboratório da vida de fadiga.....	238
Tabela 5.6: Deformações horizontais de tração das misturas asfálticas estudadas.....	239
Tabela 5.7: Vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas.....	243
Tabela 5.8: Vida de fadiga em porcentagem da vida útil de projeto.....	259
Tabela 5.9: Avaliação dos revestimentos simulados nesta pesquisa quanto à fadiga.....	260
Tabela 5.10: Parâmetros de fadiga analisados nas estruturas com revestimento de 5 cm.....	264
Tabela 5.11: Parâmetros de fadiga analisados nas estruturas com revestimento de 10 cm.....	264
Tabela 5.12: Parâmetros de fadiga analisados nas estruturas com revestimento de 15 cm.....	264

Tabela 5.13: Valores de carga por eixo, carga por roda e pressão de enchimento de pneus adotados na entrada de dados no ELSYM 5.....	273
Tabela 5.14: Valores de FEC e DE referentes à energia N1 do CGS no Pavimento A.....	277
Tabela 5.15: Valores de FEC e DE referentes à energia N1 do CGS no Pavimento B.....	283
Tabela 5.16: Valores de FEC e DE referentes à energia N2 do CGS no Pavimento A.....	289
Tabela 5.17: Valores de FEC e DE referentes à energia N2 do CGS no Pavimento B.....	295
Tabela 5.18: Valores de FEC e DE referentes à energia N3 do CGS no Pavimento A.....	301
Tabela 5.19: Valores de FEC e DE referentes à energia N3 do CGS no Pavimento B.....	307
Tabela 5.20: Valores de FEC e DE referentes à energia N4 do CGS no Pavimento A.....	313
Tabela 5.21: Valores de FEC e DE referentes à energia N4 do CGS no Pavimento B.....	319
Tabela 5.22: Valores de FEC e DE referentes à energia N5 do CGS no Pavimento A.....	325
Tabela 5.23: Valores de FEC e DE referentes à energia N5 do CGS no Pavimento B.....	331
Tabela 5.24: Valores de FEC e DE referentes à energia N6 do CGS no Pavimento A.....	337
Tabela 5.25: Valores de FEC e DE referentes à energia N6 do CGS no Pavimento B.....	343
Tabela 5.26: Valores de FEC e DE referentes à energia N7 do CGS no Pavimento A.....	349
Tabela 5.27: Valores de FEC e DE referentes à energia N7 do CGS no Pavimento B.....	355
Tabela 5.28: Danos equivalentes no Pavimento A em todas as condições simuladas.....	361
Tabela 5.29: Danos equivalentes no Pavimento B em todas as condições simuladas.....	363
Tabela 5.30: Proporção do efeito da energia de compactação.....	364
Tabela 5.31: Valores de MR e de DE referentes às misturas asfálticas simuladas.....	365
Tabela 5.32: Proporção do efeito da energia de compactação (N de 3×10^6).....	366
Tabela 5.33: Sugestão de número de giros do compactador CGS.....	367
Tabela 6.1: Dados da compactação dos CPs compactados no CGS.....	371
Tabela 6.2: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (G_{mb}).....	375
Tabela 6.3: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (G_{mb}).....	376
Tabela 6.4: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (VAM).....	377

Tabela 6.5: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (VAM).....	378
Tabela 6.6: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (RBV).....	379
Tabela 6.7: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (RBV).....	380
Tabela 6.8: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (DP).....	381
Tabela 6.9: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (DP).....	382
Tabela 6.10: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (RT).....	383
Tabela 6.11: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (RT).....	384
Tabela 6.12: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (MR).....	385
Tabela 6.13: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (MR).....	386
Tabela 6.14: Rejeição da hipótese nula na estatística do módulo de resiliência.....	387
Tabela 6.15: Rejeição da hipótese nula na estatística da densidade aparente (G_{mb}).....	388
Tabela 6.16: Rejeição da hipótese nula na estatística do VAM.....	389
Tabela 6.17: Rejeição da hipótese nula na estatística do RBV.....	390
Tabela 6.18: Rejeição da hipótese nula na estatística do TF.....	391
Tabela A1: Propriedades de compactação da mistura M1 compactada na energia N1.....	411
Tabela A2: Propriedades volumétricas da mistura M1 compactada na energia N1.....	417
Tabela A3: Resumo das propriedades da mistura M1 compactada na energia N1.....	417
Tabela A4: Propriedades de compactação da mistura M2 compactada na energia N2.....	418
Tabela A5: Propriedades volumétricas da mistura M2 compactada na energia N2.....	423
Tabela A6: Resumo das propriedades da mistura M2 compactada na energia N2.....	424
Tabela A7: Propriedades de compactação da mistura M3 compactada na energia N3.....	424
Tabela A8: Propriedades volumétricas da mistura M3 compactada na energia N3.....	430
Tabela A9: Resumo das propriedades da mistura M3 compactada na energia N3.....	430
Tabela A10: Propriedades de compactação da mistura M4 compactada na energia N4.....	431
Tabela A11: Propriedades volumétricas da mistura M4 compactada na energia N4.....	436

Tabela A12: Resumo das propriedades da mistura M4 compactada na energia N4.....	437
Tabela A13: Propriedades de compactação da mistura M5 compactada na energia N5.....	437
Tabela A14: Propriedades volumétricas da mistura M5 compactada na energia N5.....	443
Tabela A15: Resumo das propriedades da mistura M5 compactada na energia N5.....	443
Tabela A16: Propriedades de compactação da mistura M6 compactada na energia N6.....	444
Tabela A17: Propriedades volumétricas da mistura M6 compactada na energia N6.....	449
Tabela A18: Resumo das propriedades da mistura M6 compactada na energia N6.....	450
Tabela A19: Propriedades de compactação da mistura M7 compactada na energia N7.....	450
Tabela A20: Propriedades volumétricas da mistura M7 compactada na energia N7.....	456
Tabela A21: Resumo das propriedades da mistura M7 compactada na energia N7.....	456
Tabela A22: Mistura tentativa 1 CP1.....	456
Tabela A23: Mistura tentativa 1 CP2.....	460
Tabela A24: Mistura tentativa 2 CP1.....	463
Tabela A25: Mistura tentativa 2 CP2.....	467
Tabela A26: Mistura tentativa 3 CP1.....	470
Tabela A27: Mistura tentativa 3 CP2.....	474

Lista de Abreviaturas e Siglas

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ASTM – *American Standard Testing Materials*

BBR – *Bending Beam Rheometer*

CBR – *California Bearing Ratio*

CGS – Compactador Giratório Superpave

CNT – Confederação Nacional de Transportes

CP – Corpo de Prova

DE – Dano Equivalente

DER – Departamento de Estradas de Rodagem

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre

DSR – *Dynamic Shear Reometer*

DTT – *Direct Tension Tester*

ϵ_{ht} – Deformação Horizontal de Tração

ELSYM5 – *Elastic Layered Symmetrical*

ESAL – *Equivalent Single Axl Load*

ESRS – Eixo Simples de Rodas Simples

ESRD – Eixo Simples de Rodas Duplas

ETD – Eixo Tandem Duplo

ETT – Eixo Tandem Triplo

FC – Fator Carga

FE – Fator Eixo

FHWA – *Federal Highway Administration*

FV – Fator Veículo

G_{mb} – Densidade Aparente da Mistura

G_{mm} – Densidade Máxima Teórica da Mistura

G_{sa} – Densidade Real do Agregado

G_{sb} – Densidade Aparente do Agregado

GTM – *Giratory Test Machine*

HWTD – *Hamburg Wheel Tracking Device*

IBM – *International Business Machine*

KS – Teste K-S ou Teste Kolmogorov-Smirnov

LCPC – *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*

MR – Módulo de Resiliência

NBR – Norma Brasileira

PAV – *Pressure Aging Vessel*

PG – *Performance Grade*

PCG3 – *Ponts et Chaussées Giratory*

PPA – Partículas Planas e Alongadas

RBV – Relação Betume Vazios

REPLAN – Refinaria de Paulínia

RT – Resistência a Tração

RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test*

RTV – *Rotational Viscosimeter*

SHRP – *Strategic Highway Research Program*

SGC – *Superpave Giratory Compactor*

SPSS – *Statistical Package for the Social Sciences*

SUPERPAVE – *Superior Performance Asphalt Pavements*

TCU – Tribunal de Contas de União

TF – Teor de Filler

TGC – *Texas Giratory Compactor*

TM – Tamanho Máximo

TMN – Tamanho Máximo Nominal

U – Teste U de Mann-Whitney

USACE – *United States Army Corps of Engineers*

VAM – Vazios no Agregado Mineral

VMA – Voids in Mineral Aggregate

V_v – Volume de Vazios

W_s – Peso de Agregados

Os pavimentos rodoviários flexíveis no Brasil são projetados para durar um período médio de 10 anos. Contudo, nota-se que nossos pavimentos têm apresentado problemas estruturais precoces, em tempo bastante anterior ao da vida útil projetada da estrutura. Os problemas mais comuns encontrados nestes pavimentos flexíveis são: o desgaste do revestimento asfáltico com presença de trincas e fissuras, o surgimento de trincas em malhas com remendos mal executados e os afundamentos ou ondulações causados por deformação permanente estrutural.

Segundo relatórios do Tribunal de Contas da União (TCU) publicados em 2013, os pavimentos das rodovias públicas brasileiras apresentam problemas estruturais muito cedo, em alguns casos, depois de 7 meses da entrega da obra. Ressalta-se que parte desse problema possa originar-se devido aos nossos pavimentos contarem com revestimentos muito esbeltos, de até 5 cm de espessura, determinados empiricamente, segundo métodos já ultrapassados.

Além das baixas espessuras dos revestimentos asfálticos, vários são os motivos que podem contribuir para a pouca durabilidade dos pavimentos brasileiros (CNT, 2017): por destinação insuficiente de recursos para obras de construção, fiscalização e manutenção de rodovias; por problemas na manutenção preventiva dos pavimentos; pela ausência de uma política de gerenciamento dos pavimentos e de planejamento de manutenção, pois o Sistema de Gerência de Pavimentos carece de dados atualizados e confiáveis; por gastos excessivos (até 25% do valor da obra) com correções decorrentes da má execução das obras, além de falhas técnicas na execução e ausência de controle tecnológico e de qualidade de matérias primas; ou por deficiências na contratação de serviços de manutenção ou por ausência destes (em quase 30% das rodovias federais).

Ainda, de acordo com CNT (2017), nosso país usa métodos e técnicas obsoletos na construção de rodovias, com atraso médio de 40 anos em relação aos países que nos servem de referência. Além disso, fatores climáticos são desconsiderados em nosso caso. Há, também, uma deficiência no controle e na fiscalização de obras de construção de rodovias, em

que, até 2013, inexistiam parâmetros técnicos para o DNIT pautar-se no recebimento das obras concluídas.

A matriz de transporte brasileira é desequilibrada em favor do modo rodoviário, que fica sobrecarregado pela demanda. Quase dois terços do transporte de cargas no Brasil é feito pelo setor rodoviário. Esses usuários das rodovias devem ser conscientizados sobre a importância de respeitar-se os limites legais de carga e sobre os impactos da sobrecarga por eixo nos danos dos pavimentos. A baixa fiscalização e o insuficiente controle de pesagem no Brasil encoraja os transportadores a sobrecarregarem seus veículos com intuito de lucrarem mais com a operação e atenderem à demanda.

Dos danos causados aos pavimentos, o surgimento precoce de trincas no revestimento asfáltico é um dos mais comuns e reduz a serventia e o desempenho do pavimento, além de aumentar os custos para manutenção e reabilitação da estrutura. As principais causas desse defeito estrutural são, normalmente, o impacto do tráfego, o subdimensionamento das camadas, o endurecimento do asfalto, provocando o endurecimento da capa (fragilidade), a propagação das trincas oriundas de camadas inferiores ao revestimento asfáltico e a má execução das obras.

O método do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) de dimensionamento de pavimentos é empírico e considera o tráfego, o clima (apesar de que se considera um fator único igual a unidade para todo o país) e a capacidade de suporte (CBR) das camadas granulares. As propriedades mecânicas dos materiais são desconsideradas e as espessuras e os tipos dos revestimentos asfálticos são definidos de forma empírica, baseada no tráfego de projeto.

A escolha da espessura do revestimento asfáltico no meio rodoviário Brasileiro baseia-se no número de solicitações de um eixo simples de rodas duplas de 8,2 tf (80 kN), chamado eixo padrão. A definição desse número de solicitações (N ou ESAL) dá-se com base em contagens volumétricas classificadas, em projeção de crescimento do tráfego no horizonte de projeto e em fatores de eixo e fatores de carga determinados para ponderar os danos equivalentes aos danos provocados pelo eixo padrão quando da passagem de veículos com diferentes configurações de eixo e pesos por eixo.

Uma vez estimado o valor do número N ou ESAL, supõe-se, de forma empírica, um valor de espessura de revestimento asfáltico que pode ir de 5 cm, para tráfego baixo ($10^6 < N \leq 5 \times 10^6$), passando para concreto asfáltico com 7,5 cm ($5 \times 10^6 < N \leq 10^7$), 10 cm ($10^7 < N \leq 5 \times 10^7$) ou com 12,5 cm de espessura, para tráfego alto ($N > 5 \times 10^7$).

Por comparação, os pavimentos americanos de rodovias com tráfego médio a pesado contam com revestimentos de espessuras mínimas de 15 cm e são projetados para durarem 25 anos, onde que seus métodos de dimensionamentos são os norteadores dos nossos métodos. Isso mostra incompatibilidades de tempo de projeto e de espessura do revestimento entre os métodos adotados em ambos os países, e que, em seus contornos, levam em conta os mesmos efeitos nas estruturas causados pelos níveis de tráfego considerados.

Os níveis de tráfego equivalentes (ESAL) adotados no dimensionamento de pavimentos rodoviários são correspondentes aos adotados no projeto ou dosagem das misturas asfálticas que comporão os revestimentos desses pavimentos. No Brasil, o método Marshall ainda é o mais utilizado para projetar misturas asfálticas, sendo a compactação dos corpos de prova em laboratório realizada por impacto, onde o número de golpes para compactar a amostra é definido em função do ESAL.

Com a finalidade de projetar misturas asfálticas, o compactador giratório já vem sendo usado nos Estados Unidos e na França há mais de 20 anos. No Brasil, o seu uso ainda está restrito aos ambientes acadêmicos e aos projetos de misturas asfálticas de trechos experimentais de algumas concessionárias.

A princípio, o compactador giratório apresenta um modo de compactação das amostras, por amassamento, que é mais parecido com o tipo de compactação ocorrida no campo através dos rolos compressores, diferentemente do método Marshall, em que a compactação das misturas asfálticas ocorre por impacto.

Em meados dos anos 90, nos EUA, o método Superpave de projeto de misturas asfálticas foi lançado, fazendo uso do compactador giratório Superpave (CGS) para o projeto (dosagem) de misturas asfálticas em laboratório, além de parametrizar diversos requisitos a serem atendidos pelos ligantes, pelos agregados e pelas misturas asfálticas, no tocante às suas propriedades físicas, mecânicas e volumétricas. O método Superpave de projetos de misturas

asfálticas considera, além do ESAL, a temperatura máxima média do ar na região de implantação da rodovia.

O ESAL é relacionado com a energia de compactação aplicada nos corpos de prova pelo CGS através do número de giros dados pelo compactador. Quanto maior for o nível de tráfego de projeto maior será o número de giros do compactador para projetar a mistura asfáltica. Ao final da compactação, um teor de asfalto de projeto é determinado, correspondente a um volume de vazios da ordem de 4%

Fazendo-se uma analogia ao estudo da compactação de Ralph Proctor, em que ele relacionou a massa específica seca, o teor de umidade e a energia de compactação, procurou-se avaliar para a mistura asfáltica, a relação entre a densidade aparente, o teor de asfalto e a energia de compactação.

Segundo Bueno e Vilar (1999), para uma energia de compactação fixa, a massa específica aumenta com o teor de umidade até atingir um valor máximo para decrescer daí por diante. Se a energia de compactação aplicada for maior, isso provoca uma redução no teor ótimo de umidade e uma elevação do valor da massa específica seca máxima, deslocando as curvas compactação para esquerda e para cima.

O efeito do tráfego é fundamental para a fixação da energia de compactação da mistura asfáltica. Pavimentos com menores espessuras são submetidos a maiores tensões e, portanto, a um maior efeito do tráfego que pode ser quantificado pelas respostas estruturais, particularmente a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento.

Tomando-se por referência a espessura do revestimento asfáltico de 20 cm (referência também para os estudos de pavimento perpétuo), quando há redução de espessura há, também, aumento dos esforços, cujos efeitos podem ser quantificados por uma "lei de fadiga", geralmente com um expoente entre 3 e 6, mas como o mais frequente é o expoente 4, essa lei passou a ser chamada de "Lei da Quarta Potência".

Assim, quando se tem uma tabela com o Número de Giros em função do Número N (número de aplicações equivalentes do eixo-padrão), como a apresentada pelo Superpave, tem-se que considerar que os efeitos das cargas do tráfego são diferentes, em função da

estrutura do pavimento, ou seja, se forem usadas menores espessuras, os esforços serão maiores e, conseqüente, pela própria lógica da tabela, que segue os conceitos de compactação do Proctor, tem-se que aumentar o número de giros no compactar giratório, quando do projeto da mistura asfáltica.

A mesma estrutura, com diferentes espessuras de revestimento de uma mesma mistura asfáltica, resulta em diferentes respostas estruturais (notadamente a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento, associada ao aparecimento e propagação de trincas por fadiga, principal defeito nos pavimentos brasileiros) e, conseqüentemente, considerando-se a "Lei da Quarta Potência", em diferentes efeitos sobre o pavimento.

Deste modo, em laboratório, o número de giros do compactador deveria ser fixado em função do efeito dos esforços de tráfego, que podem ser maior ou menor em função das cargas atuantes (representado N ou ESAL) e das espessuras, pois menores espessuras, em relação às utilizadas nos países que nos servem de referência e onde as tabelas com número de giros em função do N foram desenvolvidas, também significam maiores efeitos.

O cenário brasileiro é desfavorável, com revestimentos asfálticos com menores espessuras e pavimentos rodoviários submetidos a carregamentos de tráfego superiores aos considerados em projeto, havendo ocorrência de danos precocemente no revestimento asfáltico, tais como: trincas por fadiga, deformação permanente, redução da resistência ao cisalhamento, com o ligante funcionando mais como lubrificante do que como aglutinante, e exsudação (espelhamento).

Para reduzir os potenciais danos aos pavimentos, no caso de se projetar misturas para revestimentos asfálticos de espessuras menores do que 20 cm, em função da maior energia de compactação, o teor ótimo de asfalto deverá ser deslocado para esquerda e para cima na curva de compactação, resultando em misturas com menor teor de asfalto e maior densidade aparente.

Assim, propõe-se um ajuste da energia de compactação de misturas asfálticas em relação ao tabelado para uso do compactador giratório, para adequação dos projetos de misturas asfálticas no Brasil à realidade de tráfego e de tipo de estrutura de pavimento usados em nosso país.

1.1 – HIPÓTESES DO TRABALHO

O método Superpave define sete níveis de energia de compactação para uso do compactador giratório, cada um associado a um nível de tráfego de projeto (N ou ESAL). O método distingue, também, quatro faixas de temperatura média máxima do ar para definir o nível de compactação. Deste modo, totalizam-se 28 diferentes níveis de energia de compactação em projetos de misturas asfálticas.

A divisão do tráfego equivalente (ESAL), adotado em projeto de misturas asfálticas usando-se o Compactador Giratório Superpave (CGS) em sete níveis diferentes, pode ser exagerado, pois as pequenas variações da subdivisão do tráfego (1:3,3) relacionadas com os números de giros de projeto do CGS, ao final da compactação produzirão materiais com propriedades mecânicas e volumétricas de valores muito próximos, não justificando tantas subdivisões do tráfego.

Uma hipótese considerada neste estudo foi que os revestimentos asfálticos adotados no Brasil, cujas espessuras convencionais são de 5 cm e 7,5 cm, são muito esbeltos para suas misturas asfálticas serem projetadas com a mesma energia de compactação usada pelos métodos que projetam misturas asfálticas para serem aplicadas em revestimentos de espessuras de 15 cm ou 20 cm, pois, com o mesmo nível de tráfego, os esforços estruturais são muito maiores nas menores espessuras e estes acabam sendo desconsiderados na energia de compactação proposta nas tabelas do Superpave.

Outra hipótese deste estudo foi que as misturas asfálticas projetadas em energias de tráfego contíguas, usando-se compactador giratório, apresentariam valores de suas propriedades similares, ao serem compactadas sob os respectivos números de giros de projeto de misturas asfálticas propostos nas tabelas do Superpave.

1.2 – OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo geral deste trabalho foi propor uma tabela com uma faixa de valores de número de giros de compactação de misturas asfálticas para diferentes níveis de energia de tráfego, adaptada da tabela do Superpave e corrigida segundo critérios de análise de danos equivalentes em duas estruturas projetadas com espessuras de revestimento inferiores às

espessuras às quais os métodos de dosagem foram baseados, com análise complementar da sobrecarga por eixo e excesso de pressão de enchimento de pneus.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- avaliar o comportamento dos parâmetros de compactação e volumétricos das misturas asfálticas projetadas segundo método Superpave, em diferentes níveis de energia de tráfego, simulados por diferentes número de giros do compactador giratório;
- investigar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas projetadas para diferentes níveis de tráfego, em diferentes temperaturas, através de ensaios para determinação dos valores de módulo de resiliência (MR) e de ensaios de resistência à tração por compressão diametral estática (RT);
- analisar a vida de fadiga das misturas asfálticas projetadas para os diversos níveis de energia de tráfego, através de ensaios de resistência à tração por compressão diametral dinâmica (fadiga) com tensão controlada, e através de análises mecanísticas realizadas em dois pavimentos simulados com diferentes espessuras de revestimentos asfálticos submetidos aos carregamentos do eixo padrão;
- determinar os danos equivalentes redutores da vida útil de duas estruturas quando projetadas com diferentes espessuras de revestimentos asfálticos, inferiores às espessuras de referência e submetidas a diferentes valores de carga por eixo e de pressão de enchimento de pneus, maiores do que os do eixo padrão.

1.3 – MÉTODOS DE TRABALHO

Os métodos de trabalho adotados nesta pesquisa, para serem alcançados os objetivos estipulados, estão sequenciados no esquema apresentado na Figura 1.1.

Figura 1.1: Esquema do método de trabalho adotado nesta pesquisa.

A escolha dos materiais usados deu-se pela facilidade de obtenção e pela importância da sua utilização na região onde este estudo aconteceu. O ligante asfáltico existia em grande quantidade no laboratório onde esta pesquisa foi realizada, fruto de doação da Refinaria de Paulínia (Replan), localizada no interior do estado de São Paulo, com vistas à realização de vários estudos. O agregado foi coletado na Pedreira Bandeirantes, na cidade de São Carlos,

também no interior do estado de São Paulo, tratando-se de um basalto muito utilizado em obras de construção civil da região.

Uma vez conhecidas as propriedades dos materiais e a granulometria dos agregados coletados, fez-se a definição do esqueleto pétreo que compôs todas as misturas asfálticas pesquisadas. Essa escolha baseou-se no tamanho máximo do agregado e seguiu a especificação Superpave, que impõe pontos de controle e zona de restrição para balizar a curva granulométrica.

A partir de três estruturas de agregados, estimou-se, para um nível de tráfego intermediário, um teor de ligante asfáltico para compactação das misturas, cujas propriedades volumétricas foram comparadas e permitiram a escolha da melhor composição.

Em seguida à escolha da estrutura de agregados, o projeto volumétrico das misturas asfálticas foi realizado para definição do teor de ligante asfáltico para produção dos corpos de prova compactados com volume de vazios da ordem de 4%, em diversos níveis de tráfego, usando-se um compactador giratório da marca Servopac.

Este estudo teve o intuito de avaliar o efeito do nível de tráfego, simulado pelo número de giros do compactador giratório, nas propriedades das misturas asfálticas e, por isso, optou por usar apenas um tipo de agregado e apenas um tipo de ligante asfáltico.

O projeto volumétrico das misturas asfálticas foi realizado para sete níveis de energia de tráfego diferentes, propostos no método Superpave. Para cada nível de tráfego, um teor de asfalto foi definido, correspondente a um volume de vazios de 4%.

Nesse teor, avaliaram-se as propriedades de compactação e as propriedades volumétricas das misturas asfálticas em cada nível de energia de tráfego, segundo as especificações do método Superpave. Complementarmente, as misturas asfálticas, em seus respectivos teores de asfalto de projeto, foram compactadas para alcançar um volume de vazios de 7% e, assim, serem avaliadas quanto à sensibilidade à água.

Para tanto, parte das amostras foi submetida a um ciclo de condicionamento térmico, e, então, a resistência à tração por compressão diametral estática (RT) dessas amostras foi

comparada com a RT de amostras de controle, que não foram condicionadas termicamente. Os resultados desses ensaios foram verificados estatisticamente pelo Teste de Grubbs para identificar e excluir potenciais *outliers*.

A análise das propriedades volumétricas e mecânicas foi realizada para todas as misturas asfálticas projetadas e compactadas para alcançar um volume de vazios da ordem de 4%, em todas as energias de tráfego propostas.

Os ensaios adotados para as análises das propriedades mecânicas das misturas asfálticas foram o módulo de resiliência (MR), a resistência à tração por compressão diametral estática (RT) e a resistência à tração por compressão diametral dinâmica (Ensaio de Fadiga). Os resultados desses ensaios foram, também, verificados estatisticamente com o Teste de Grubbs. Os corpos de prova que apresentaram valor discrepante foram excluídos e outro CP, moldado e testado.

A partir das curvas de fadiga obtidas nos ensaios, a vida de fadiga de diferentes revestimentos asfálticos foi determinada a partir da simulação dos valores de deformação horizontal de tração da fibra inferior do revestimento asfáltico, com uso do software ELSYM 5, considerando-se duas estruturas de pavimentos, três espessuras de revestimentos diferentes em cada estrutura, submetidas a diferentes carregamentos por roda e pressões de enchimento de pneus. Deste modo, foi possível avaliar a influência da energia do tráfego de projeto na vida de fadiga de misturas asfálticas.

Com as simulações dos valores de deformação horizontal de tração, determinou-se, também, o dano equivalente, através da Lei da Quarta Potência, causado na vida útil do pavimento quando da redução das espessuras dos revestimentos asfálticos e das sobrecargas por roda e excesso de pressão de enchimento de pneus.

Então, ao analisar esses valores de danos equivalentes, pôde-se sugerir uma tabela que corrige para mais o número de giros de projeto do compactador giratório para projetar misturas asfálticas em qualquer nível de tráfego proposto no método Superpave, adaptado para a realidade brasileira, caracterizada por espessura de revestimento asfáltico reduzida e sobrecarga por eixo.

Com o propósito de avaliar se as propriedades volumétricas e mecânicas de misturas asfálticas alteram-se significativamente com a variação da energia de tráfego de projeto, considerada pela tabela do método Superpave, análises estatísticas foram realizadas e os valores resultantes analisados. Todos os corpos de prova foram submetidos a uma análise estatística básica e seus valores médios comparados.

Contudo, análises estatísticas baseadas em testes não paramétricos foram, também, realizadas, pois, assim, pôde-se analisar a distribuição dos valores encontrados em amostras pequenas, como a do grupo de corpos de prova referentes a uma energia de compactação, e compará-las entre si, indicando se duas distribuições de dados são ou não são similares.

1.4 – ESTRUTURA DO TRABALHO

Este Capítulo 1, introdutório, apresenta a justificativa da realização desta pesquisa e as hipóteses que suscitaram a investigação proposta. Apresenta, também, os objetivos estipulados e o método usado para avalia-los.

O Capítulo 2 apresenta um apanhado de trabalhos que versam sobre o compactador giratório, seu uso no projeto de misturas asfálticas, e os efeitos da energia de compactação nas propriedades volumétricas e mecânicas das misturas, com intuito de realizar um levantamento do contexto daquilo que já foi estudado. Esta revisão literária inicial norteou os rumos desta pesquisa e apontou as necessidades a avaliar sobre os efeitos do uso do compactador giratório no projeto de misturas asfálticas.

O Capítulo 3 apresenta o método de projeto volumétrico de misturas asfálticas segundo a metodologia Superpave, usando-se o compactador giratório. Os materiais usados nesta pesquisa são apresentados, classificados e caracterizados de acordo com os requisitos Superpave. As misturas asfálticas foram projetadas em vários níveis de tráfego analisados e suas propriedades de compactação e volumétricas foram verificadas para cada teor de asfalto proposto, bem como a sensibilidade das misturas asfálticas à água.

O Capítulo 4 apresenta a caracterização volumétrica e mecânica das misturas asfálticas estudadas. Para tanto, após a compactação dos corpos de prova e levantamento das propriedades volumétricas, os ensaios de determinação dos valores de módulo de resiliência e

os ensaios de determinação da resistência à tração por compressão diametral foram apresentados, bem como os resultados médios encontrados na realização destes foram analisados. Neste capítulo apresenta-se, também, as curvas de fadiga das misturas asfálticas projetadas em diferentes níveis de tráfego.

O Capítulo 5 faz uma análise da vida de fadiga das misturas asfálticas projetadas em diferentes níveis de energia de tráfego, através das curvas de fadiga elaboradas no capítulo anterior e de valores de deformação horizontal de tração da fibra inferior da capa asfáltica determinados a partir de simulações em *software* específico em que diferentes estruturas de pavimentos, em termos de camadas e de espessuras do revestimento asfáltico, foram submetidas a diferentes valores de carga por roda e de pressão de enchimento de pneus. Danos equivalentes na estrutura do revestimento foram calculados para os diferentes valores de deformação horizontal, permitindo inferir quantas vezes mais rápido um pavimento pode deteriorar quanto ao surgimento de trincas. Por fim, a partir dos valores aferidos, determinou-se uma tabela com valores mínimos e máximos de número de giros do compactador giratório para projetar misturas asfálticas segundo a realidade brasileira de tipo de estrutura e de nível de tráfego.

O Capítulo 6 ilustra a análise estatística realizada em que comparou-se as distribuições dos valores das propriedades das misturas asfálticas testadas, através de testes não paramétricos que avaliam se duas amostras pequenas são ou não são similares. Deste modo foi possível analisar a influência da energia de tráfego de projeto nos valores destas propriedades. Os testes estatísticos usados nas análises foram o teste U de Mann-Whitney e o teste KS de Kolmogorov-Smirnov.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões agrupadas que foram sendo parcialmente apresentadas ao longo dos capítulos anteriores deste trabalho. Recomendações para estudos futuros são também apresentadas.

2 – USO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO PARA PRODUZIR MISTURAS ASFÁLTICAS

2.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo abordará a evolução do uso do compactador giratório na produção de misturas asfálticas, a seleção dos materiais usados nas misturas, ligantes e agregados, a dosagem das misturas asfálticas, e os estudos que avaliaram e compararam resultados da compactação giratória em laboratório, com dados de campo e dados de outros tipos de compactação, no tocante às propriedades volumétricas e mecânicas das misturas asfálticas. Ao longo dos demais capítulos, outras apresentações de estudos sobre este assunto aparecerão quando necessário for para esclarecer qualquer informação. Logo, neste capítulo, a apresentação do conteúdo revisto da literatura não se esgota.

2.2 – SOBRE A COMPACTAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A determinação do teor de projeto de ligante asfáltico em misturas asfálticas varia de acordo com o método de dosagem e é função de parâmetros como energia de compactação, tipo de mistura, temperatura, entre outros. O procedimento de dosagem de misturas asfálticas mais antigo que se tem conhecimento é denominado método *Hubbard-Field*, originalmente desenvolvido para dosagem de misturas de areia e asfalto (agregado miúdo e ligante asfáltico) e, posteriormente, modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos. No entanto, o método de dosagem mais usado mundialmente é o método MARSHALL, desenvolvido pelo engenheiro *Bruce Marshall* na década de 1940 e sua principal característica é a compactação de corpos de prova de misturas asfálticas por impacto.

Durante a década de 1980, várias rodovias norte-americanas de tráfego pesado passaram a evidenciar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas asfálticas. Muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto das misturas durante a dosagem produzia corpos de prova com densidades que não representavam as densidades do pavimento em campo.

De 1985 até 1993, a FHWA (*Federal Highway Administration*) financiou um programa de pesquisa denominado SHRP, *Strategic Highway Research Program*, onde foram investidos cerca de US\$ 150 milhões. Esse programa foi desenvolvido por uma parceria entre algumas universidades americanas e órgãos governamentais e o produto final do SHRP, denominado SUPERPAVE™ (*SUperior PERformance Asphalt PAVEments*), é composto por um novo sistema de especificação e seleção de materiais, assim como de um novo método de projeto de misturas asfálticas, em que a compactação é feita por amassamento.

As primeiras utilizações de compactador giratório com finalidades experimentais ocorreram entre os anos 1939 a 1946, no Texas. De lá pra cá, tanto nos Estados Unidos quanto na Europa, especialmente, na França, vários equipamentos e métodos de compactação diferentes foram desenvolvidos e testados, até que finalmente em 1993, no Texas, e em 1996, em Paris, seus respectivos órgãos chegaram a um padrão de equipamento, de moldes e de modos de compactação, para serem adotados em projeto e dosagem de misturas asfálticas.

Os equipamentos culminantes presentes na atualidade são o compactador giratório SUPERPAVE (CGS), desenvolvido nos EUA, e o compactador giratório PGC3, desenvolvido pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), na França. O CGS está difundido em vários estados americanos para finalidade de compactação e projeto de misturas asfálticas, e o PCG3, na França, e avança na comunidade europeia.

No Brasil, ainda adota-se, basicamente, o método MARSHALL para compactação e projeto de misturas asfálticas, exceto em poucos casos, de Concessionárias Rodoviárias privadas na região Sudeste e Sul do Brasil, e além de alguns ambientes acadêmicos, que usam o CGS para finalidades de pesquisa e de dosagens de misturas asfálticas.

A Tabela 2.1 apresenta a evolução do uso e a adequação de compactadores por amassamento ao longo das décadas, adaptada de *Harman et al.*, 2002.

Tabela 2.1: Evolução do uso da compactação por amassamento.

Ano	Equipamento / Órgão	Tamanho das amostras	Esforço de compactação
1939	Conceito <i>Texas Highway Department</i>	D – 4” H – 2”	P – desconhecido A – manual V – manual
1946	<i>Texas Highway Department</i>	D – 4” e 6” H – 2” e 3”	P – variável A – Fixo em 6° V – 60 rpm
1957	<i>US Corps of Engineers, GTM</i>	D – 6” H – Variável	P – variável A – entre 0° e 3° V – de 12 a 18 rpm M – Molde quente
1960’s	Primeiro protótipo Texas no LCPC, França	D – ? H – ?	P – variável A – variável V – variável
1968	Segundo protótipo Texas no LCPC, França	D – 80 ou 120 mm H – Variável	P – variável A – entre 0,5° e 5° V – variável M – Molde quente
1974 a 1985	PCG1, PCG2 no LCPC, França	D – 160 mm H – de 80 a 300 mm	P – 600 kPa A – entre 1° e 4° V – de 6 a 30 rpm M – Molde quente
1991	Máquina giratória modificada de teste de cisalhamento, FHWA	D – 4” H – 2,5”	P – 600 kPa A – entre 0,5° e 3° V – 30 rpm
1991	<i>Texas Highway Department</i> modificado, SHRP	D – 6” H – 3,75”	P – 600 kPa A – variável V – variável M – Molde quente
1993	SHRP / CGS, nos EUA	D – 150 mm H – 115 mm	P – 600 kPa A – 1,25° V – 30 rpm
1996	PCG3, no LCPC, França	D – 150 mm H – de 100 a 160 mm	P – de 500 a 800 kPa A – entre 0,5° e 2° V – de 6 a 30 rpm

Notas: D (diâmetro); H (altura); P (pressão de amassamento); A (ângulo de giro); V (velocidade do giro); GTM (*Giratory Testing Machine*).

Na pesquisa realizada pelo SHRP, várias mudanças foram realizadas no método de dosagem de misturas asfálticas. Uma metodologia foi proposta que consiste, basicamente, em estimar um teor provável de projeto através da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis. A principal diferença entre a metodologia SUPERPAVE e o MARSHALL é a forma de compactação. Enquanto na dosagem MARSHALL, a compactação é feita por impacto (golpes), na SUPERPAVE é

realizada por amassamento (giros), empregando um compactador giratório. Além disso, o método SUPERPAVE considera como parâmetros para definição do teor de projeto (teor ótimo) alguns ensaios dinâmicos, assim como a análise dos materiais, empregando ensaios específicos.

A intenção da pesquisa SHRP foi desenvolver um equipamento de compactação de misturas asfálticas que produzisse amostras cujas densidades finais fossem semelhantes às densidades do revestimento asfáltico obtidas em campo, em condições reais de carregamento e clima. O CGS desenvolvido na pesquisa atendeu ao esperado, permitindo produzir e dosar misturas asfálticas com maior garantia de qualidade quanto à previsão e identificação de misturas frágeis. Conforme visto em Motta *et al.* (1996), a base de desenvolvimento do CGS foi o compactador giratório TEXAS modificado para atender aos princípios de compactação do compactador giratório Francês. A modificação do equipamento TEXAS deu-se na redução do ângulo e na velocidade de rotação, além de no aumento do tempo para registro da altura do corpo de prova (CP) durante a compactação. A Figura 2.1 ilustra o esquema de compactação giratória por amassamento realizado pelo CGS.

Figura 2.1: Esquema de compactação por amassamento utilizando um compactador giratório CGS.

2.2.1 – Sobre a Escolha dos Materiais Usados em Misturas Asfálticas

O sistema SUPERPAVE teve também como meta desenvolver ensaios de laboratório mais complexos que simulassem o comportamento de materiais e misturas asfálticas submetidas às solicitações de tráfego mais pesado e, conseqüentemente, novas especificações

para esse tipo de tráfego. O SUPERPAVE inovou na especificação do ligante asfáltico, de modo que esta se baseia no desempenho do ligante, em função do clima e da temperatura do local de instalação do pavimento. A escolha do ligante asfáltico mais adequado deve ser feita considerando as características da região e do material asfáltico, sob as condições climáticas e de tráfego específicas. Para isso recomenda-se que seja feita a classificação *Performance Grade* (PG) da região onde será feita a aplicação, assim como a caracterização dos ligantes disponíveis. O desempenho do ligante é apresentado por dois valores, o grau de alta temperatura e o grau de baixa temperatura. Além disso, considerações adicionais devem ser feitas em relação ao tráfego, como volume e tempo de aplicação de carga, pois pode-se selecionar, por isso, um ligante com PG superior ao especificado (*Asphalt Institute*, 2011).

Os requisitos quanto às propriedades físicas dos ligantes devem ser atendidos em relação às temperaturas especificadas na região de implantação. Os testes para determinação das propriedades físicas são realizados em ligantes asfálticos não envelhecidos e, também, em ligantes asfálticos envelhecidos em laboratório, simulando o envelhecimento que ocorre em um pavimento real. Para simular o envelhecimento do ligante que ocorre durante a usinagem e a compactação da mistura, usa-se em laboratório o Envelhecimento em Estufa de Filme Fino Rotativo (RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test*). Para simular o envelhecimento do ligante durante o uso do pavimento, em que há o endurecimento oxidativo do ligante, usa-se em laboratório o Vaso de Envelhecimento sob Pressão (PAV – *Pressure Aging Vessel*). As propriedades físicas do ligante são medidas nos seguintes aparelhos: Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR); Viscosímetro Rotacional (RTV); Reômetro de Fluência em Viga (BBR); e Prensa de Tração Direta (DTT).

O DSR (*Dynamic Shear Rheometer*) é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante, através da medição do módulo complexo de cisalhamento (G^*) e do ângulo de fase (δ), via resposta de deformação cisalhante de uma amostra submetida a torque constante. A especificação do ligante é dada pelo parâmetro $G^*/\sin \delta$ (para altas temperaturas $> 46^\circ\text{C}$) e $G^* \times \sin \delta$ (para temperaturas intermediárias, entre 7°C e 34°C), e tem propósito de controlar a rigidez do asfalto, tanto em altas temperaturas, assegurando que o ligante tenha resistência ao cisalhamento global da mistura em termos de elasticidade, quanto nas temperaturas intermediárias, garantindo que o ligante não contribua para o surgimento de trincas por fadiga.

O RTV (*Rotational Viscosimeter* ou Viscosímetro *Brookfield*) caracteriza a rigidez do asfalto quando à temperatura de 135°C, em que este se comporta praticamente como um fluido viscoso, para assegurar que o ligante possa ser bombeado e usinado adequadamente, desde que a viscosidade seja inferior a 3000 cP naquela temperatura.

O BBR (*Bending Beam Rheometer*) é usado para caracterizar a rigidez do ligante à baixa temperatura, em que mede-se a rigidez estática (S) e o módulo de relaxação (m), obtidos a partir de uma resposta a um carregamento estático (*creep*) sobre uma vigota de ligante. Ligantes que possuam valores baixos de rigidez estática são mais resistentes quanto ao surgimento de trincas térmicas. Ligantes que possuam altos valores de módulo de relaxação podem dissipar melhor as tensões surgidas durante a contração térmica e, por consequência, podem minimizar a formação de trincas e fissuras.

Por fim, o DTT (*Direct Tension Tester*) verifica a ductilidade do ligante à baixa temperatura, através da análise da tensão e da deformação em uma amostra, assegurando maior resistência à ruptura do ligante na mistura.

Outra diferença entre as metodologias MARSHALL e SUPERPAVE é a forma de escolha da granulometria da mistura de agregados. A metodologia SUPERPAVE incluiu os conceitos de pontos de controle e de zona de restrição. Teoricamente, a melhor composição da mistura de agregados é aquela com a graduação mais densa. No entanto, a graduação com maior densidade acarreta uma estabilidade elevada em função do maior contato entre as partículas e, conseqüentemente, menor volume de vazios no agregado mineral (VAM). Para a incorporação do ligante asfáltico na mistura é necessária a existência de um espaço de vazios entre as partículas para garantir durabilidade e ainda permitir algum volume de vazios na mistura para evitar exsudação. A granulometria de densidade máxima é uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto do tamanho máximo do agregado. Uma mistura com granulometria muito próxima a esta linha não permite a incorporação de um volume adequado de ligante asfáltico.

Para reduzir esse problema, nas especificações SUPERPAVE foram acrescentados os pontos de controle que funcionam como pontos mestres por onde a curva granulométrica deve passar. Os pontos de controle foram estabelecidos nas seguintes peneiras: um na peneira de tamanho máximo nominal (TMN), um na peneira de tamanho intermediário (2,36 mm) e um

na peneira dos finos (0,075 mm). O tamanho máximo nominal (TMN) de um agregado é aquele um tamanho maior do que o primeiro tamanho de peneira que retém mais de 10% do material. O tamanho máximo do agregado (TM) é um tamanho maior do que o TMN.

A fim de se projetar a estrutura do agregado para uso em misturas asfálticas, o SUPERPAVE considera o diagrama de potência, onde o tamanho da abertura da peneira (em mm) é elevado à potência 0,45, e o valor resultante compõe o eixo das abscissas. O eixo das ordenadas é composto pela porcentagem de agregado que passa em cada uma das peneiras. O Superpave usa o conjunto de peneiras ASTM (*American Standard Testing Materials*). As aberturas (#) de peneiras adotadas são as de 50 mm, 37,5 mm, 25 mm, 19 mm, 12,5 mm, 9,5 mm, 4,75 mm, 2,36 mm, 1,18 mm, 0,6 mm, 0,3 mm, 0,15 mm e 0,075 mm. O projeto de estruturas de agregados especificado no sistema Superpave, com a finalidade de compor misturas asfálticas, são cinco e apresentam tamanho máximo nominal que vão de TMN = 37,5 mm, TMN = 25 mm, TMN = 19 mm, TMN = 12,5 mm, a TMN = 9,5 mm. Os valores resultantes da elevação das aberturas das peneiras à potência 0,45 estão apresentados na Tabela 2.2, para uma mistura de agregados de TMN = 19 mm.

Tabela 2.2: Abertura das peneiras adotadas no Superpave para agregados de TMN 19 mm.

Abertura da peneira	
# (mm)	# (mm)^{0,45}
25	4,257
19	3,762
12,5	3,116
9,5	2,754
4,75	2,016
2,36	1,472
1,18	1,077
0,6	0,795
0,3	0,582
0,15	0,426
0,075	0,312

Os agregados graúdos são aqueles que ficam todos retidos na peneira de abertura # 4,75 mm ou de # 2,36 mm. Os agregados miúdos são aqueles que passam todos por uma ou outra destas peneiras. Enfim, existem as duas considerações sobre o tamanho dos agregados graúdos e miúdos, que dependem do método utilizado.

Em ASTM D692, o agregado graúdo fica retido na peneira de abertura # 4,75 mm, e em ASTM D1973, o agregado miúdo é aquele que passa na peneira de abertura # 4,75 mm. Já em *Asphalt Institute* (2011), o agregado graúdo fica retido na peneira de abertura # 2,36 mm e o agregado miúdo é aquele que passa na peneira de # 2,36 mm.

No Superpave, os limites por onde a curva granulométrica deve passar foram estabelecidos por pontos de controle e pela zona de restrição. O esqueleto da estrutura de agregados deve passar entre os pontos de controle máximo e mínimo e, ao mesmo tempo, evitar a zona de restrição. Os pontos de controle foram inseridos nas peneiras TM, TMN, e uma peneira abaixo do TMN, além das peneiras de abertura # 2,36 mm e # 0,075 mm.

As quantidades de material que devem passar nestas peneiras variam em função do TMN da composição de agregados, sendo que em todos os casos, para TM deve passar 100% dos agregados, para TMN passa entre 90% e 100%, e um tamanho abaixo de TMN deve passar uma quantidade menor do que 90% dos agregados. Se caso o volume de tráfego aumentar, recomenda-se que as granulometrias se aproximem dos pontos de controle graúdos.

A zona de restrição existe para sugerir que o esqueleto de agregado evite passar por ela a fim de não conter muita areia natural fina em relação à areia total contida na mistura asfáltica e, com isso, garantir que os parâmetros de VAM sejam atendidos. Cogita-se que agregados que cruzem essa zona possuam esqueleto frágil e que dependam da rigidez do ligante para terem resistência ao cisalhamento e que granulometrias que cruzem a zona de restrição possam ter uma indesejável quantidade maior de areia fina, o que levaria a um comportamento instável, de difícil compactação e de pouca resistência à deformação permanente.

Há, também, a recomendação no Superpave de que as misturas granulométricas passem abaixo da zona de restrição, apesar de não ser obrigação. A Tabela 2.3 apresenta os valores percentuais de agregados que devem passar nas respectivas peneiras para constituir os pontos de controle mínimo e máximo, bem como, a zona de restrição, para um esqueleto de agregado de TMN = 19 mm.

Tabela 2.3: Pontos de controle e zona de restrição de agregados TMN 19 mm.

Abertura # (mm)	Pontos de controle		Zona de restrição	
	Mín	Máx	Mín	Máx
25	100	100	-	-
19	90	100	-	-
12,5	-	90	-	-
9,5	-	-	-	-
4,75	-	-	-	-
2,36	23	49	34,6	34,6
1,18	-	-	22,3	28,3
0,6	-	-	16,7	20,7
0,3	-	-	13,7	13,7
0,15	-	-	-	-
0,075	2	8	-	-

Os valores apresentados são os que interessam para este estudo e outros valores recomendados de pontos de controle e de zona de restrição, para todas as composições granulométricas dos cinco TMN sugeridos podem ser encontrados em *Asphalt Institute* (2007).

No entanto, existem estudos que indicam a existência de misturas de agregados que cruzam a zona de restrição e mesmo assim atendem aos requisitos de graduação, desempenhando-se bem. Em Aragão *et al.* (2016) conclui-se que, considerando misturas asfálticas semelhantes àquelas por eles investigadas, que misturas projetadas para um baixo volume de tráfego podem apresentar comportamento mecânico satisfatório com relação à deformação permanente ainda que violem os critérios da zona de restrição. Portanto, reforçando a sugestão de outros pesquisadores, o estudo sugere a redundância da zona de restrição enquanto critério limitador de granulometrias de misturas Superpave.

A zona de restrição é referenciada pela linha de densidade máxima e pelas peneiras de # 4,75 mm ou # 2,36 mm (intermediárias) e pela peneira de # 0,3 mm. Por exemplo, se um agregado possui TMN = 19 mm, a linha de densidade máxima inicia-se no ponto em que 100% de agregado passa na peneira de # 25 mm e vai até a origem dos eixos. A granulometria de densidade máxima deve ser evitada pois devido ao tão pouco espaço de vazios existente, o ligante não conseguiria penetrar entre os agregados para cobrir toda a superfície das partículas. Os pontos de controle servem como pontos guias por onde a curva granulométrica deve aproximar-se e variam em função do TMN.

A Figura 2.2 mostra a linha de densidade máxima, os pontos de controle e a zona de restrição referente a um esqueleto de agregados de TMN = 19 mm, ou seja, com TM de 25 mm, em que 100% do material passa na peneira de # 25 mm e mais de 90% passa na peneira de # 19 mm. O esqueleto de agregados ou esqueleto mineral, também chamado de projeto de estrutura do agregado, trata-se da distribuição de frequência acumulada de partículas de agregado.

Figura 2.2: Ilustração da zona de restrição, pontos de controle e linha de densidade máxima de uma estrutura de agregados de TMN 19 mm.

Mallick et al. (1998) usaram o CGS para avaliar de que modo a zona de restrição afeta os valores das propriedades de seis misturas asfálticas compactadas para tráfego equivalente de $3 \times 10^6 < \text{ESAL} < 1 \times 10^7$. Entre outros, os autores concluíram que: (a) para um dado tipo de agregado, as granulometrias que passaram abaixo ou acima da zona de restrição apresentaram valores de vazios no agregado mineral (VAM) maiores do que aqueles provenientes de misturas que cruzaram a zona de restrição; (b) que misturas asfálticas compostas somente de agregado britados apresentaram valores de VAM maiores do que aquelas misturas asfálticas compostas parcialmente de agregados britados (com 20% de areia); (c) que as misturas com graduação abaixo da zona de restrição apresentaram valores maiores de volume de vazios (V_v) do que as misturas com graduação situada acima da zona de restrição, no número de giros inicial (N_{ini}) do CGS, e que as misturas com graduação acima da zona de restrição tiveram maiores valores de V_v do que as misturas com graduação abaixo

da zona de restrição, no número de giros máximo ($N_{\text{máx}}$) do CGS; e (d) que as graduações que cruzaram a zona de restrição apresentaram menores valores de teor de asfalto de projeto.

Hand e Epps (2001) avaliaram o impacto de granulometrias que cruzavam a zona de restrição no desempenho de misturas asfálticas e concluíram que essas granulometrias não alteravam o desempenho das misturas quanto à fadiga ou quanto ao afundamento. Eles inclusive recomendaram que a zona de restrição seja retirada das especificações Superpave.

Hinrichsen (2001) relatou que, a partir de 1998, problemas de compactação foram observados em misturas asfálticas produzidas entre os diferentes equipamentos de compactação giratória utilizados nos Estados Unidos. Adotando-se a mesma energia nos diferentes CGS e os mesmos materiais, diferentes valores de densidade aparente foram relatados ao se compactar as misturas asfálticas nestes equipamentos. As variações existentes entre os equipamentos de compactação podem gerar projetos de misturas asfálticas com dosagens erradas de ligantes, que ao serem executadas não alcançarão os esperados volumes de vazios. Esse estudo comparou quatro marcas de CGS: *Troxler model 4140*, *Test Quip Brovold gyratory*, *Pine model AFGC 125X*, e *Interlaken model 1*. Todos os equipamentos foram calibrados segundo as especificações dos fabricantes e foram avaliados a partir da utilização de quatro misturas asfálticas pelo método Superpave. Três destas misturas são de agregado graúdo, situados abaixo da zona de restrição, e a outra mistura é de agregado miúdo, situado acima da zona de restrição. Neste estudo, cada equipamento apresentou um padrão distinto de comportamento dos resultados de densidade aparente. Os pesquisadores ficaram instigados pelo fato de não se conseguirem reproduzir corpos de prova (CP) com características volumétricas semelhantes e suspeitaram da falta de controle do ângulo de giro de compactação das misturas asfálticas e, por isso, a geração de CP com densidades diferentes, mesmo adotando padrões de compactação semelhantes.

O estudo de *Al-Khateeb et al.* (2002) apontou que mudanças sutis no ângulo de giro do CGS poderia conduzir o material compactado a diferentes valores de densidade aparente, o que ocasionaria variação do teor de asfalto de projeto. Segundo os autores, a variação de 0,4% do teor de asfalto de projeto acarreta uma variação de 1% no volume de vazios. O estudo de *Anderson et al.* (2006) relatou que organismos rodoviários, projetistas e construtores americanos verificaram divergências em seus dimensionamentos e dosagens de misturas asfálticas utilizando-se compactadores giratórios. Essas divergências foram vistas em misturas

asfálticas projetadas para um dado nível de tráfego que apresentaram teores de asfalto de projeto diferentes. Com isso, o pavimento é executado com um índice de vazios diferente do especificado, prejudicando seu desempenho durante sua vida útil.

Em outro estudo, *Button et al.* (2006) observaram que na região estudada do Texas, o pavimento que está aberto ao tráfego há muitos anos ainda não alcançou o volume de vazios projetado pela dosagem SUPERPAVE, sugerindo falta de ligante, e, portanto, avaliaram variações no número de giros do CGS para se estimar as propriedades volumétricas das misturas asfálticas. Eles compararam os equipamentos TGC (*Texas Gyrotory Compactor*) e SGC (*Superpave Gyrotory Compactor*). Os autores cogitam que um menor número de giros no processo de compactação aumentará o teor de asfalto projetado que, por sua vez, melhorará a resistência quanto à formação de trincas por fadiga, sem ao menos prejudicar o desempenho quanto à deformação permanente, proporcionando melhor desempenho global e maior durabilidade do pavimento. Dados sugerem que nos Estados Unidos o número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS pode ser excessivo, conduzindo o projeto da mistura a um teor de asfalto mais baixo, o que poderia melhorar a resistência do pavimento quanto à deformação permanente, porém, piorar a durabilidade da estrutura quanto à trinca por fadiga, à permeabilidade e à desagregação. Após estudo, comparando os compactadores e dados de afundamento (mm) obtidos com HWTD, os autores recomendaram para as cinco misturas asfálticas estudadas, valores menores de giros do CGS, para produzir misturas que respondam melhor aos esforços.

Além da definição do tipo e teor de ligante e do controle da granulometria dos agregados, o sistema SUPERPAVE especifica a determinação de certas propriedades destes para uso na compactação de misturas asfálticas. Sobre agregados minerais, deve-se determinar a densidade aparente (G_{sb}), a densidade real (G_{sa}) e a densidade efetiva (G_{se}), bem como suas propriedades de consenso, a fim de se assegurar parâmetros aceitáveis de qualidade que atendam aos projetos de misturas asfálticas.

A densidade aparente dos agregados (G_{sb}), segundo AASHTO T84 e AASHTO T85, é determinada pelo peso seco (P_{seco}) e o volume aparente ($V_{aparente}$) de uma amostra de agregado. O volume aparente compõem-se do volume de agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água. O volume aparente é medido no agregado em condição saturada, porém, com a superfície seca, e pode ser calculado pela diferença entre o peso

saturado (P_{saturado}) do agregado e seu peso imerso (P_{imerso}). As equações 1 e 2 apresentam os modelos de cálculo da G_{sb} dos agregado graúdos.

$$G_{sb} = \frac{P_{\text{seco}}}{V_{\text{aparente}}} \quad (1)$$

$$G_{sb} = \frac{P_{\text{seco}}}{P_{\text{saturado}} - P_{\text{imerso}}} \quad (2)$$

A densidade real dos agregados (G_{sa}), também segundo AASHTO T84 e AASHTO T85, é determinada pelo peso seco e o volume real (V_{real}) de uma amostra de agregado. O volume real do agregado é composto do seu volume de sólidos, excluindo o volume dos poros superficiais, e pode ser calculado pela diferença entre o peso seco e o peso imerso dos agregados. As equações 3 e 4 apresentam os modelos de cálculo da G_{sa} dos agregado graúdos.

$$G_{sa} = \frac{P_{\text{seco}}}{V_{\text{real}}} \quad (3)$$

$$G_{sa} = \frac{P_{\text{seco}}}{P_{\text{seco}} - P_{\text{imerso}}} \quad (4)$$

A densidade efetiva dos agregados (G_{se}), segundo AASHTO T209, é dada pelo peso seco do agregado e seu volume efetivo. O volume efetivo (V_{efetivo}) do agregado compõem-se do volume do agregado sólido mais o volume dos poros superficiais preenchidos de água e não preenchidos de asfalto. A equação 5 apresenta o modelo de cálculo.

$$G_{se} = \frac{P_{\text{seco}}}{V_{\text{efetivo}}} \quad (5)$$

A densidade efetiva dos agregados (G_{se}) pode, também, ser determinada com base nos valores de G_{sb} e G_{sa} e é corrigida em função do tipo de agregado, se poroso ou não poroso. Para agregados menos porosos, usa-se fator de correção (C) próximo de 0,8, enquanto que para agregados mais porosos, pode-se requerer valores de fator de correção em torno de 0,5 (Motta, 1996). A equação 6 apresenta o modo de cálculo da densidade efetiva.

$$G_{se} = G_{sb} + C x (G_{sa} - G_{sb}) \quad (6)$$

O meio proposto para avaliar os agregados minerais no sistema Superpave não foi tão inovador quanto o meio de especificação de ligante asfáltico e utilizou-se de procedimentos já existentes, adotados em órgãos rodoviários, que foram refinados e adaptados de modo a se adequarem ao novo sistema de seleção de agregados para uso em misturas asfálticas. Duas propriedades de agregados foram especificadas e, assim, chamadas de propriedades de consenso e propriedades de origem. As propriedades de consenso são aquelas consideradas críticas para obter-se alto desempenho das misturas asfálticas. Estas propriedades apresentam diversos níveis que são funções do nível de tráfego e da estrutura do pavimento. Pavimentos com revestimentos de baixa espessura e submetidos a altos volumes de tráfego devem ser aqueles com os valores mais restritos destas propriedades. Estas propriedades são: (a) angularidade dos agregados graúdos; (b) angularidade dos agregados miúdos; (c) partículas planas ou chatas e alongadas (lamelaridade); e (d) teor de argila.

Sobre as propriedades de consenso, as restrições impostas nos seus valores visam produzir uma mistura asfáltica de maior qualidade e durabilidade. Quanto às angularidades graúda e miúda dos agregados, a determinação dos seus parâmetros no Superpave vislumbra aumentar o valor do coeficiente de atrito interno em uma mistura asfáltica e, por consequência, aumentar sua resistência ao cisalhamento. Isso faz gerar um pavimento asfáltico que pode, por exemplo, resistir melhor quanto ao afundamento por trilha de roda. Controlando os parâmetros de lamelaridade, pode-se evitar que partículas longas estejam presentes nas misturas asfálticas, diminuindo o risco de quebra dos agregados, quando submetidos a tensões inerentes na usinagem, na compactação ou no tráfego, minimizando, assim, o risco de perda de resistência ao cisalhamento. Controlar o teor de argila nos agregados pode proporcionar uma mistura asfáltica com melhor adesividade entre as partículas e o ligante asfáltico, minimizando o risco de surgimento de trincas por fadiga.

As propriedades de origem servem para qualificar a fonte do agregado e, por isso mesmo, não tiverem seus valores limites especificados no Superpave devido à dependência restrita das inúmeras fontes distintas, entretanto a relevância destas propriedades é destacada. Estas propriedades são: (a) dureza ou resistência à abrasão; (b) sanidade; e (c) materiais deletérios. O sistema Superpave recomenda que os ensaios de determinação das propriedades de consenso dos agregados sejam realizados com vistas a definir e especificar a qualidade desejada dos agregados disponíveis. Sobre as propriedades de origem, o Superpave recomenda que a realização dos ensaios e a definição de quais parâmetros aceitar sejam

sugeridos localmente, por cada órgão rodoviário responsável, não sendo, portanto, uma obrigatoriedade para se definir e especificar a qualidade do agregado.

Vavrik et al. (1999) avaliaram o efeito de partículas planas e alongadas (PPA) de agregados graúdos utilizados em misturas compactadas com compactador giratório. As PPA podem afetar o desempenho do pavimento e proporcionar uma série de problemas, tais como, estabilidade ruim na mistura, vida curta quanto a fadiga, aumento artificial do teor de asfalto e desagregação de partículas frágeis durante a compactação. Neste estudo, os ensaios de compactação foram feitos para analisar o efeito de PPA de várias proporções no desenvolvimento de vazios na mistura asfáltica e para avaliar a ocorrência de desagregação na mesma. As características volumétricas das misturas compactadas no compactador giratório foram determinadas em misturas com PPA, em três combinações diferentes, e em misturas sem PPA, composta de agregados cúbicos. As misturas cúbicas são tomadas como mistura referência. As propriedades volumétricas de todas as misturas foram comparadas. Verificou-se que misturas com mais do que 30% de PPA em relação ao peso de agregado graúdo tendem gerar altos volumes de vazios ao serem compactadas. Na análise dos dados volumétricos encontrados, verificou-se que o volume de vazios aumenta à medida que aumenta a quantidade de PPA na mistura. Concluiu-se que a forma do agregado é um fator que direciona a estrutura de vazios durante a compactação.

A seleção da estrutura do agregado usada em mistura asfáltica consiste de variações das porcentagens de cada fração individual de agregado de forma a atingir uma granulometria que atenda a especificação da mistura selecionada. Pode-se realizar a análise do intertravamento pelo método *Bailey* de cada material individualmente, bem como, a análise das proporções da mistura selecionada de agregados. Após a definição da curva granulométrica da mistura de agregados que atenda a faixa selecionada e que apresente o maior intertravamento dos agregados, uma variação das proporções dos materiais deve ser feita de forma a produzir mais duas misturas, uma mais graúda e outra mais miúda, dentro dos limites da faixa granulométrica selecionada. As misturas de agregados podem ser produzidas da seguinte forma:

- **Graúda:** mistura com granulometria próxima ao critério mínimo das peneiras de controle;

- **Intermediária:** mistura com granulometria afastada dos limites impostos pelas peneiras de controle;
- **Miúda:** mistura com uma granulometria próxima ao critério máximo para a peneira de TMN.

A seleção da estrutura do agregado serve para determinar o teor de ligante para cada granulometria (gráuda, intermediária e miúda), a partir da análise de seus parâmetros volumétricos e selecionar a melhor granulometria, tomando como ponto de partida a análise das três misturas com o mesmo teor de ligante asfáltico.

Outra diferença entre as metodologias MARSHALL e SUPERPAVE é quanto ao tamanho do molde a ser utilizado. Enquanto na metodologia MARSHALL usa-se o molde de 100 mm de diâmetro, na SUPERPAVE utiliza-se moldes de 100 mm ou 150 mm de diâmetro. No entanto, vale ressaltar que a adequação dos dois tamanhos de molde é limitada ao tamanho máximo do agregado nas misturas asfálticas, sendo que para agregados de tamanho máximo nominal (TMN) igual ou menor que 19 mm, pode-se usar moldes cilíndricos de 100 mm de diâmetro.

Em Bernucci *et al.* (2006), destaca-se que o tamanho do molde a ser utilizado na dosagem Superpave é um aspecto importante. O molde de 150 mm de diâmetro é o requerido nas especificações Superpave, porém o Compactador Giratório Superpave (CGS) também admite moldagem de corpos de prova com 100 mm. Os autores citaram que no estudo realizado por Jackson e Cozor (2003) não foi observada diferença significativa no percentual da massa específica máxima ($\%G_{mm}$) para os corpos de prova moldados com o cilindro de 100 mm e de 150 mm e que a adequação dos dois tamanhos de molde é limitada a misturas com tamanho máximo de agregado de 25,4 mm, ou menor.

Leandro (2016) conclui que a energia equivalente (número de giros equivalente) necessária no CGS usando moldes de 150 mm para obter-se o mesmo teor de ligante de projeto Marshall é cerca de 35% menor do que a energia recomendada de número de giros de projeto, no caso de 100 giros. No entanto, para amostras menores, de 100 mm de diâmetro, o número de giros equivalente no CGS é mais próximo ao recomendado em projeto, mas ainda 17% menor. Isso reforça que há mais semelhança entre os métodos de compactação por impacto e por amassamento, com amostras de 100 mm de diâmetro, no que tange aos valores

de volumes de vazios e ao teor de asfalto de projeto. Neste estudo, o autor concluiu: (a) que os corpos de prova Superpave de 150 mm de diâmetro apresentam concentração de vazios em seus bordos, resultando em núcleos extraídos com menor volume de vazios; (b) que o processo de redução do tamanho dos corpos de prova Superpave de 100 mm não resultou em variação significativa do volume de vazios; e (c) que o volume de vazios das amostras resultantes após o processo de redução do tamanho exerce influência significativa no comportamento mecânico dos corpos de prova. Por esse motivo, a maior similaridade de densificação existente entre amostras Marshall e Superpave, com amostras de 100 mm de diâmetro, resultou em valores também mais aproximados de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral, porém bem distintos daqueles provenientes das amostras com 150 mm de diâmetro.

Por fim, em duas décadas do início do uso do CGS, nota-se uma tentativa de ajustar o número de giros do compactador sugerido pelo Superpave, a partir de estudos de laboratório e de campo, comparando-se as propriedades resultantes de um com outros compactadores giratórios ou com outros tipos de compactação ou com retroanálises de estudos de campo. Em geral, os estudos indicam diferenças em projetos nos valores de teor de ligante e de volume de vazios das misturas asfálticas alcançados e esperados que afetariam as propriedades mecânicas do pavimento e que poderiam ser amenizadas com a adoção de uma quantidade diferente da proposta no número de giros do CGS.

2.2.2 – Sobre a Dosagem das Misturas Asfálticas

O procedimento de dosagem requer uma análise da região onde será aplicada a mistura asfáltica, uma vez que o método leva em consideração o clima, o tráfego e os materiais disponíveis. Estimar qual o tráfego equivalente solicitará o pavimento da região em estudo é muito importante, pois auxiliará na seleção do nível de projeto e dos testes requeridos. A dosagem SUPERPAVE de misturas asfálticas é baseada nas seguintes especificações: AASHTO M 323 e AASHTO R 35.

O projeto de dosagem de misturas asfálticas tem como objetivo determinar a combinação de agregados minerais e material asfáltico de forma a produzir uma mistura asfáltica para ser aplicada em camadas de pavimentos flexíveis com as seguintes características (Asphalt Institute, 2011):

- teor de ligante asfáltico adequado para garantir a durabilidade do pavimento;
- estabilidade da mistura para atender as solicitações de tráfego sem se deformar;
- quantidade de vazios suficiente na mistura compactada para que a compactação final seja executada pelas cargas de tráfego e também pelo aumento de temperatura do pavimento, mas sem ocorrer exsudação ou perda de estabilidade;
- um volume máximo de vazios para evitar a “infiltração” de ar e de umidade na mistura;
- trabalhabilidade suficiente para permitir aplicação adequada da mistura, sem que ocorra segregação ou perda de estabilidade e de qualidade;
- para misturas das camadas superficiais, textura do agregado adequada para que o pavimento apresente atrito (resistência à derrapagem) suficiente em condições climáticas desfavoráveis.

No projeto de dosagem deve-se selecionar um único teor de ligante asfáltico que permita atingir um equilíbrio entre todas as propriedades mecânicas e volumétricas desejadas. Infelizmente, não existe um teor de ligante asfáltico único que maximizará todas estas propriedades. Em vez disso, um teor de ligante asfáltico é selecionado com a finalidade de otimizar as propriedades necessárias para atender as condições exigidas em projeto. O parâmetro utilizado na dosagem de misturas asfálticas para selecionar o teor de asfalto que melhor represente o equilíbrio entre as propriedades desejadas da mistura é o volume de vazios.

Segundo Asphalt Institute (2011), o volume de vazios da mistura asfáltica pode variar em uma faixa de 3 a 5%, sendo que 4% de vazios é considerado o melhor valor, pois geralmente as misturas asfálticas com essa quantidade de vazios apresentam as propriedades de desempenho semelhantes às desejadas. É importante ressaltar que as propriedades fundamentais de desempenho não são medidas diretamente em um projeto de dosagem. No entanto, vale lembrar da importância da caracterização adequada e da definição da quantidade correta dos materiais agregados e ligantes, para que se tenha uma boa mistura asfáltica. Na dosagem de uma mistura asfáltica, o conhecimento dos materiais, através da caracterização e avaliação, é fundamental para que se possa determinar a combinação de materiais (agregados e ligante asfáltico) e obter uma mistura que garanta um bom desempenho do pavimento.

Muitos insucessos ocorrem em função de uma dosagem inadequada, em decorrência da falta de conhecimento das características dos materiais e das propriedades das misturas.

O diagrama de componentes discretos é usado para demonstrar as propriedades de massa e de volume de misturas asfálticas, considerando uma amostra compactada de mistura asfáltica com seus agregados minerais, ligante asfáltico e vazios. A Figura 2.3 ilustra o diagrama de componentes de uma mistura asfáltica.

Figura 2.3: Diagrama de componentes de uma mistura asfáltica.

A densidade é a relação entre massa e o volume unitário de material compactado. O modelo apresentado é composto de vários materiais distintos, não-homogêneos, logo a densidade calculada é a densidade aparente (G_{mb}), em que relaciona-se a massa total pelo volume unitário da amostra compactada. Complementarmente, a densidade máxima teórica (G_{mm}) é a relação entre a massa de agregado e asfalto dividido pelo volume de apenas estes dois componentes, ou seja, excetuando-se o volume de ar.

Entre os critérios de um projeto volumétrico de mistura asfáltica Superpave, os requisitos que devem ser verificados e atendidos são: as propriedades volumétricas da mistura, o teor de filler (TF) e a análise de sensibilidade à água. Entre os requisitos volumétricos, o volume de ar concentrado dentro da amostra compactada, conhecido como

teor ou volume de vazios (V_v), e expresso como porcentagem do volume total da amostra, é o mais relevante. Além do V_v , outras propriedades volumétricas são requisitos na dosagem Superpave, tais como, os vazios no agregado mineral (VAM), e os vazios cheios com asfalto (VFA) ou relação betume vazios (RBV). VAM é o espaço ocupado por asfalto e ar em uma mistura compactada, em outras palavras, é a soma do volume de asfalto e do volume de ar, expresso em percentual do volume total da amostra. Já o RBV é porcentagem do VAM que contém asfalto, excluindo o volume de ar.

O teor de filler (TF) ou *dust proportion* (DP) é a quantidade de finos passantes na peneira de # 0,075 mm em relação ao teor efetivo de asfalto, expresso como porcentagem do peso total da mistura. O teor efetivo de asfalto é o teor de asfalto total excluindo o teor de asfalto absorvido. Um valor aceitável deste requisito fica em torno de 0,6 a 1,2, entretanto, este parâmetro não é especificado nos procedimentos de dosagem Marshall no Brasil.

A avaliação da sensibilidade da mistura asfáltica à água é baseada no procedimento da AASHTO T 283 e serve para estimar o descolamento de ligante do agregado na mistura asfáltica. Para identificar se a combinação agregado e ligante é sensível à umidade, avalia-se a resistência indireta à tração (RT) de corpos de prova condicionados termicamente e corpos de prova não condicionados. O requisito avaliado é a “razão resistência à tração” (RRT) que é a razão entre a RT da amostra condicionada pela RT da amostra não condicionada. O parâmetro aceitável é de RRT igual ou maior do que 80%.

A metodologia Superpave define três níveis de projeto de mistura asfáltica em função do tráfego equivalente (N) da rodovia, sendo que os valores de N ou ESAL estabelecidos como limites entre os diferentes níveis são 10^6 e 10^7 . No Nível 1, o projeto de mistura é composto apenas pelo projeto volumétrico. No Nível 2, além do projeto volumétrico, devem ser realizados ensaios baseados em desempenho, de forma que a mistura selecionada seja avaliada quanto à resistência a formação de deformação permanente, trincas por fadiga ou trincas térmicas, realizados em temperatura ambiente. No Nível 3, o projeto da mistura asfáltica é composto do projeto volumétrico e dos ensaios baseados em desempenho, só que diferentemente do Nível 2, os ensaios são realizados em 3 temperaturas diferentes. A Tabela 2.4 apresenta os três níveis de projeto Superpave e os testes requeridos.

Tabela 2.4: Níveis de projeto em função do tráfego.

TRÁFEGO	NÍVEL DE PROJETO	TESTES REQUERIDOS
*ESAL $\leq 10^6$	1	Projeto volumétrico
$10^6 \leq \text{ESAL} \leq 10^7$	2	Projeto volumétrico + ensaios de previsão de desempenho realizados em uma temperatura
ESAL $\geq 10^7$	3	Projeto volumétrico + ensaios de previsão de desempenho realizados em três temperaturas

*ESAL (*Equivalent Single Axle Load*), denominado, também, como número N, é o número de solicitações equivalentes de uma solicitação padrão (eixo simples, rodas duplas, de 8,2 tf ou 18.000 lb ou 80 kN).

O número de giros usados na moldagem de corpos de prova com o CGS é determinado com base no volume de tráfego equivalente (ESAL) e na temperatura máxima média do ar. Em um projeto Superpave de dosagem de mistura asfáltica são considerados três esforços de compactação para determinar o número de giros, que representam as condições de vazios da mistura compactada:

- $N_{\text{inicial}} (N_{\text{ini}})$ = esforço de compactação inicial ($V_v \geq 11\%$);
- $N_{\text{projeto}} (N_{\text{proj}})$ = esforço de compactação de projeto ($V_v = 4\%$); e
- $N_{\text{máximo}} (N_{\text{máx}})$ = esforço de compactação máximo ($V_v \geq 2\%$).

O número de giros N_{inicial} e o número de giros $N_{\text{máximo}}$ variam, respectivamente, de acordo com as equações 7 e 8.

$$\log (N_{\text{ini}}) = 0,45 \times \log (N_{\text{proj}}) \quad (7)$$

$$\log (N_{\text{máx}}) = 1,10 \times \log (N_{\text{proj}}) \quad (8)$$

As densidades aparentes (G_{mb}) relativas aos 3 esforços de compactação são expressas com função percentual da densidade máxima teórica (G_{mm}), ou seja:

- $G_{\text{mb inicial}} (G_{\text{mb ini}})$, expressa como % G_{mm} ;
- $G_{\text{mb projeto}} (G_{\text{mb proj}})$, expressa como % G_{mm} ; e
- $G_{\text{mb máxima}} (G_{\text{mb máx}})$, expressa como % G_{mm} .

Para garantir uma estrutura adequada, as especificações exigem que a densidade aparente inicial seja menor que 89%, ou seja, $G_{mb\ ini} \leq 89\% G_{mm}$ ($V_v \geq 11\%$) e que a densidade aparente máxima seja inferior a 98%, isto é, $G_{mb\ máx} \leq 98\% G_{mm}$ ($V_v \geq 2\%$). Dessa forma, garante-se que a mistura não seja compactada rapidamente e excessivamente sob o tráfego previsto e, com isso, apresentasse um comportamento plástico, que levaria a deformações permanentes precoces. Em outras palavras, o volume de vazios deve ser sempre maior do que 2%. A Tabela 2.5 apresenta os valores de número de giros (inicial, de projeto e máximo) do CGS dados em função do tráfego equivalente (ESAL) e da temperatura máxima média do ar de projeto.

Tabela 2.5: Número de giros em função do tráfego e da temperatura média do ar.

N ou ESAL x (10^6)	TEMPERATURA MÁXIMA MÉDIA DO AR DE PROJETO											
	< 39°C			39 – 40°C			41 – 42°C			43 – 44°C		
	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}
< 0,3	7	68	104	7	74	114	7	78	121	7	82	127
< 1	7	76	117	7	83	129	7	88	138	8	93	146
< 3	7	86	134	8	95	150	8	100	158	8	105	167
< 10	8	96	152	8	106	169	8	113	181	9	119	192
< 30	8	109	174	9	121	195	9	128	208	9	135	220
< 100	9	126	204	9	139	228	9	146	240	10	153	253
> 100	9	143	233	10	158	262	10	165	275	10	172	288

O sistema Superpave adota os requisitos volumétricos em função do tráfego equivalente (ESAL) e da espessura do revestimento, com base no TMN do esqueleto de agregado. A Tabela 2.6 apresenta os valores aceitáveis dos parâmetros, G_{mb} , VAM, RBV e TF.

Tabela 2.6: Parâmetros volumétricos de projeto de mistura Superpave.

ESAL (E) projetado (x 10 ⁶)	Densidade aparente (% da densidade máxima teórica) G _{mb} = % G _{mm}			Vazios no agregado mineral (VAM) % mín.					Vazio preenchido com asfalto (RBV) %	Teor de Filer (TF)
				Tamanho Máximo Nominal do Agregado (mm)						
	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}	37,5	25	19	12,5	9,5		
E < 0,3	≤ 91,5	-	-	-	-	-	-	-	70 – 80	0,6 – 1,2
0,3 ≤ E < 3	≤ 90,5	96	≤ 98,0	11	12	13	14	15	65 – 78	
3 ≤ E < 10	≤ 89,0								65 – 75	
10 ≤ E < 30										
E ≥ 30										

2.2.3 – Sobre o Uso do CGS em Análises de Parâmetros das Misturas Asfálticas

As misturas asfálticas são compactadas em campo para produzirem volume de vazios da ordem de 6% a 8%. Com a abertura ao tráfego, espera-se que, com o processo de densificação, o revestimento alcance um volume de vazios de 4%. Com esta diminuição do volume de vazios, há um ganho de resistência ao cisalhamento. A partir de volume de vazios menores do que 4%, duas situações podem ocorrer: (1) a mistura retém sua resistência e não densifica significativamente entre 4% e 3% de volume de vazios; ou (2) entre 4% e 3% de volume de vazios, a mistura perde rapidamente resistência, densifica até baixos valores de volume de vazios e desenvolve ruptura por cisalhamento, apresentada em forma de deformação permanente, caracterizando-a como uma mistura instável.

O estudo de *Mallick* (1999) usou o compactador giratório Superpave para caracterizar e identificar misturas asfálticas instáveis. Os cálculos de laboratório foram relacionados com os dados de deformação permanente e volume de vazios obtidos de amostras de campo, coletados durante três anos depois da abertura da rodovia ao tráfego, ao final do verão de cada ano. O autor determinou quantos giros do CGS foram necessários para os corpos de prova alcançarem volumes de vazios da ordem de 8%, 5% e 2%, e, então, comparou os dados das amostras compactadas em laboratório com os das seções de campo, na tentativa de se identificar o volume de vazios crítico sob o ponto de vista da compactação gerada pelo tráfego. *Mallick* (1999) conclui que a maioria das ocorrências de deformação permanente se dava em misturas com volume de vazios $< 2\%$. Contudo, as misturas instáveis já perdem resistência ao cisalhamento quando o volume de vazios situa-se entre 5% e 2%. O estudo apresentou uma relação entre o volume de tráfego e a densidade aparente e associou o volume de tráfego acumulado com o número de giros do compactador giratório.

Outros estudos de *AL-KHATEEB et al.* (2002); *HALL & EASLEY* (2005); *ROMERO et al.* (2005); *ANDERSON et al.* (2006); e *BUTTON et al.* (2006) focaram na análise do ângulo de giro durante a compactação a fim de avaliar os parâmetros de densidade, volume de vazios e teor de ligante. Constatou-se que alterações no ângulo de giro proposto pode afetar a estrutura, a rigidez e a resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica (*Romero et al.*, 2005). Variações de $0,02^\circ$ no ângulo de giro do CGS pode levar a uma mudança de, aproximadamente, 0,25% no valor de volume de vazios da mistura asfáltica compactada, que por sua vez acarretaria mudança de 0,1% no teor de asfalto projetado (*Hall & Easley*, 2005).

De um modo geral, nos estudos anteriores, todos relatam alguns cuidados que devem ser seguidos durante o processo de compactação giratória, tais como: limpeza dos moldes, calibração frequente do equipamento (pressão, altura, ângulo), preparação do material em temperaturas corretas, além do treinamento dos técnicos.

Butcher (1998) fez um estudo em que variou-se a pressão vertical de compactação, o ângulo de giro do compactador, o número de giros do CGS, e avaliou-se as propriedades de volume de vazios (V_v) e de resistência ao cisalhamento. Ele concluiu que o CGS australiano Servopac usado no estudo (também usado nesta pesquisa) é versátil, confiável e fácil de usar e de configurar. Segundo o estudo, entre outras conclusões, para um mesmo número de giros do CGS, o aumento do ângulo de giro e da pressão vertical de compactação fazem com que o V_v das amostras diminuam consideravelmente, entretanto, o aumento no número de giros do compactador afetou pouco as propriedades analisadas.

De acordo com *Faheem et al.* (2005), uma das limitações do projeto de misturas Superpave é considerar somente as propriedades volumétricas das misturas asfálticas, mesmo sabendo que o desempenho de pavimentos está relacionado, inclusive, com as propriedades mecânicas das misturas. Neste estudo, a proposta foi desenvolver ensaios de estimativas das propriedades mecânicas a partir dos dados de compactação de misturas asfálticas em CGS, para substituir o teste de compressão uniaxial simples. Com os ensaios propostos, os autores estimaram prever a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas, quando submetidas aos esforços de compactação gerados pelo CGS e, conseqüentemente, caracterizar a estabilidade mecânica das misturas SUPERPAVE. Eles avaliaram o comportamento da mistura a partir do número de giros do CGS que foi necessário para densificar a mistura de 89% G_{mm} a 92% G_{mm} (para simular a compactação de campo) e do número de giros do CGS para densificar a mistura de 92% G_{mm} a 98% G_{mm} (para simular a condição de tráfego). *Faheem et al.* (2005) relacionaram os resultados encontrados com valores de deformação permanente e de *flow number* determinados nos ensaios de compressão uniaxial simples. Os autores verificaram que o CGS pode ser usado tanto para determinar as propriedades volumétricas quanto para estimar a estabilidade mecânica de misturas asfálticas, sendo um indicador inicial de resistência à deformação permanente sob carregamentos simulados de tráfego a partir do número de giros do compactador giratório.

Segundo apresentado por *Aguilar-Moya et al.* (2007), quando o número de giros de compactadores giratórios é alto, o teor de asfalto é baixo, e que isso pode gerar boa resistência à deformação permanente, porém baixa resistência à fadiga. De acordo com os autores, o desafio é projetar misturas asfálticas estáveis a altas temperaturas que desempenhassem bem quanto à fadiga. Cogitou-se que o número de giros proposto no método Superpave compacta a mistura em excesso, conduzindo-a a baixos teores de asfalto de projeto. A partir de dados de compactação em laboratório, teor de asfalto, número de giros do CGS e densidade aparente, e de dados de estudos de campo, afundamento (HWTD) e resistência à fadiga (viga de flexão de 4 pontos), os autores propuseram um conceito de desempenho relativo, que tem relação com o número de giros do CGS, de tal modo que misturas asfálticas possam comportar bem quanto ao afundamento e à fadiga. Eles sugerem que para escolher o número ideal de giros do CGS no projeto da mistura asfáltica deve-se considerar cada situação analisada separadamente, em função do nível de tráfego esperado, da experiência local e das condições ambientais. Seguindo os autores, um determinado projeto pode dar ênfase a resistência à fadiga ou a resistência à deformação permanente, dependendo do volume médio diário de tráfego (VMD). Para baixos VMD, reduz-se o número de giros do CGS, e prioriza-se a fadiga. Para altos VMD, aumenta-se o número de giros do CGS, e prioriza-se a deformação permanente.

O estudo de *Martínez et al.* (2007), realizado na Espanha, analisou o processo construtivo de mistura asfáltica reciclada a frio, pois a compactação nesse processo é muito difícil de se executar e requer equipamentos com alta energia de compactação. No caso, os autores utilizaram-se do CGS e de resultados de ensaios de tração indireta. No laboratório, os corpos de prova compactados com as misturas asfálticas recicladas a frio alcançaram valor de densidade aparente superior ao valor encontrado nas amostras de campo. Esse estudo comparou as densidades aparentes das misturas de campo com as de laboratório e propôs uma nova metodologia para projeto de mistura asfáltica reciclada.

O objetivo do trabalho de *Watson et al.* (2008) foi avaliar o desempenho de misturas asfálticas projetadas na Geórgia (EUA) usando o CGS e comparar com o desempenho daquelas misturas que foram projetadas usando o tradicional método Marshall. Os autores sugeriram que o número de giros de projeto do CGS é muito alto, o que conferiria ao pavimento um bom desempenho quanto à deformação permanente, contudo, seria difícil simular a mesma energia para compactar a estrutura em campo.

Segundo os autores, o número de giros proposto pelo Superpave dosa um teor de asfalto inadequado para a mistura, tornando o pavimento propenso à segregação e a sofrer com problemas de durabilidade devido às trincas por fadiga. Quanto à vida de fadiga, os autores indicaram que, na média testada, houve uma tendência de que as misturas asfálticas compactadas entre 35 a 60 giros do CGS durassem consideravelmente mais do que as misturas compactadas entre 85 a 110 giros, cerca de o dobro do tempo. Entre outros, os autores concluíram que os teores de asfalto de projeto Marshall são 0,34% maiores do que os do Superpave, e que os pavimentos das misturas Superpave não alcançaram em campo o volume de vazios (V_v) de projeto de 4%, de modo que depois de 5 anos, medidas em trilhas de roda apresentaram V_v de 5,7% em projetos Superpave e V_v de 3,8% em projetos Marshall.

O estudo de *Brown & Mallick* (1998) comparou amostras compactadas com equipamento CGS, com amostras compactadas com equipamento Marshall e com amostras de campo, segundo energias de compactação equivalentes para cada método. O tráfego real da rodovia estudada foi aferido por 3 anos e, assim, o ESAL foi determinado em 1×10^6 . Eles concluíram que as amostras compactadas no CGS, com 76 giros, produziram G_{mb} 1% maior, em termos de % G_{mm} , do que o material que foi compactado em campo com energia equivalente. Eles concluíram também que para o ESAL avaliado, o número de giros do CGS necessário para compactar a mistura com G_{mb} equivalente ao de campo pode ser 30 unidades menor do que o número de giros de 76, sugeridos no Superpave para temperaturas máximas médias do ar inferiores a 39°C, ou seja, 46 giros do CGS. Por fim, os autores concluíram, também, que o G_{mb} da amostra do CGS foi 1,5% maior, em termos de % G_{mm} , do que a amostra produzida em equipamento Marshall, em energia equivalente, compactada com 75 golpes em cada face.

O estudo de *Anderson et al.* (2007) afirmou que o comportamento da mistura asfáltica quanto à deformação permanente é governado pela teoria da falha de *Mohr-Coulomb* e que os componentes desta teoria, ângulo interno de fricção e coesão, podem ser relacionados, respectivamente, com os parâmetros volumétricos do CGS e com valores de resistência indireta à tração.

Em suma, estes autores comparam valores de V_v de amostras compactadas em CGS com valores de resistência indireta à tração e, assim, relacionaram estes com valores obtidos de afundamento de misturas asfálticas. Entre outros, os autores sugeriram examinar o efeito

de alto valor de teor de filler (TF) na mistura asfáltica no comportamento da deformação permanente. Os autores apresentaram modelos estatísticos simples e com boas correlações envolvendo a resistência indireta à tração, VAM, curva de compactação e deformação cisalhante, e o potencial de deformação por afundamento. Segundo os mesmos, esses modelos são simples e rápidos de se obter, tanto em laboratório quanto em campo, no controle de qualidade das operações.

O estudo de *Watson et al.* (2005) comparou o desempenho de 50 misturas asfálticas produzidas pelo método Superpave (25) e pelo método Marshall (25), e aplicadas em rodovias abertas ao tráfego há 4 anos, aproximadamente, projetadas para tráfegos entre $1 \times 10^6 < \text{ESAL} < 3 \times 10^6$. Entre as várias conclusões, destacam-se: (i) que tanto os projetos Marshall quanto os Superpave desempenharam bem quanto afundamento ou fadiga, no período de 4 anos; (ii) que os afundamentos médios dos projetos Superpave foram 50% maiores do que aqueles dos projetos Marshall; (iii) que os afundamentos médios das misturas asfálticas com TMN de 19 mm foram cerca de 45% menores do que aqueles das misturas com TMN de 12,5 mm; (iv) a resistência quanto ao surgimento de trincas por fadiga foi similar em ambos os projetos, Superpave e Marshall; (v) que em ambos os casos, o volume de vazios (V_v) de 4% não foi alcançado durante a vida útil do pavimento, de modo que as médias dos valores de V_v medidos nas trilhas de roda depois de 4 anos foram de 5,3% (Marshall) e 5,9% (Superpave); (vi) que existe pouca relação entre o V_v de campo e de laboratório, porém que se aumentar o número de giros do CGS, isso tende a melhorar o comportamento da mistura quanto à densificação, sob níveis de tráfego elevados; (vii) que, basicamente, não existe relação entre volume de vazios na rodovia e volume de tráfego, pois na medida em que se aumenta o número de giros do CGS para projeto em pistas com altos volumes de tráfego, o teor de asfalto projetado diminui resultando o mesmo V_v para qualquer condição de tráfego; (viii) que o clima nas diferentes localidades afetou pouco no desempenho quanto ao afundamento ou ao surgimento de trincas, tendo apresentado valor de afundamento um pouco maior em regiões mais quentes e valor de trincas um pouco maior em regiões mais frias, porém, com diferenças insignificantes estatisticamente; e (ix) que a durabilidade das misturas Superpave pode ser melhorada, aumentando-se um pouco o teor de ligante, sem que isso afete o desempenho quanto ao afundamento na trilha de roda.

Um estudo em rodovias de baixo volume de tráfego foi realizado por *Habib et al.* (1998) em que comparou-se propriedades volumétricas de misturas Superpave com as de

misturas Marshall. As misturas asfálticas Superpave levaram em conta a temperatura média máxima do ar na região de 37°C. O tráfego de projeto (ESAL ou N_{proj}) considerado foi aquele menor do que 3×10^5 . O tamanho máximo nominal dos agregados nas cinco misturas estudadas foi de 19 mm. No compactador giratório Superpave, as misturas foram compactadas com número de giros de projeto $N_p = 68$ giros, e as cinco misturas Marshall foram compactadas com 50 golpes por face. Os autores especularam que o N_p adotado no Superpave é 20% maior do que o necessário e fizeram testes com $N_p = 54$ giros.

Com isso, eles concluíram que reduzir o N_p resultaria em aumento do teor de asfalto de projeto nas misturas asfálticas Superpave, na graduação analisada. Entre outros, os autores concluíram, também, que as misturas Superpave projetadas para rodovias de baixo volume de tráfego e acostamentos resultaram misturas com menor teor de ligante asfáltico estimado quando comparadas com as misturas Marshall, e, por isso mesmo, mais econômicas. *Habib et al.* (1998) concluíram também que os requisitos Superpave de RBV são muito altos para baixos níveis de tráfego de projeto, pois uma alta espessura de filme de asfalto foi verificada nas misturas, o que dificultou o atendimento deste requisito.

2.3 – CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO

Há divergências entre resultados esperados e resultados encontrados das propriedades das misturas asfálticas projetadas usando-se o compactador giratório, com questionamentos do número de giros do compactador para o projeto de misturas asfálticas.

Misturas asfálticas com menor teor de ligante asfáltico e maior densidade aparente tendem a apresentar problema de vida de fadiga e desgaste, apesar de bom comportamento quanto à deformação permanente.

Este estudo pretende avaliar propriedades volumétricas e mecânicas de misturas asfálticas projetadas para os diversos níveis de tráfego propostos no Superpave e compactadas em seus respectivos número de giros do compactador giratório, mas considerando, também, a influência da energia de tráfego em revestimentos com espessuras menores do que 15 cm.

Espera-se, assim, contribuir para o ajuste do número de giros do CGS às reais condições estruturais e operacionais a que o revestimento asfáltico será submetido.

3 – PROJETO VOLUMÉTRICO DE MISTURA ASFÁLTICA USANDO O CGS

O projeto volumétrico de misturas asfálticas é questão central no sistema Superpave, sendo este o único teste requerido em todos os três níveis, 1, 2 e 3 de projeto propostos neste sistema. A análise das misturas deve ser realizado do seguinte modo:

- Seleção dos materiais (agregados, ligantes, aditivos ou modificadores, etc.);
- Seleção do projeto de estrutura do agregado;
- Seleção do projeto do teor de ligante asfáltico; e
- Estimativa da sensibilidade à umidade do projeto de mistura asfáltica.

Nesta pesquisa, os materiais adotados foram um agregado do tipo basalto e um ligante asfáltico, ambos usados comumente em obras rodoviárias no interior paulista, e de fácil acesso para coletas. A seguir, os materiais são apresentados, classificados e caracterizados, e as misturas são projetadas e testadas, para cada nível de tráfego estudado, segundo os critérios volumétricos e de sensibilidade à água propostos no método Superpave.

3.1 – SOBRE O LIGANTE ASFÁLTICO

O ligante asfáltico utilizado neste estudo foi proveniente da refinaria REPLAN – Refinaria Paulista, localizada na cidade de Paulínia – SP, e era denominado como CAP 50-70. Esse ligante foi cedido pela refinaria ao Laboratório de Estradas do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC-USP, em grande quantidade disposta em vários baldes contendo, aproximadamente, 15 kg do material em cada, a fim de que o mesmo pudesse ser utilizado em diversas pesquisas neste departamento.

Partiu-se do pressuposto que, por ser o ligante utilizado em obras rodoviárias da região da pesquisa, ele era, portanto, adequado para tal finalidade. Deste modo, o processo de seleção do ligante conforme especificado no sistema Superpave, onde se toma por base um banco de dados de clima, a confiabilidade, a definição da temperatura do ar, a conversão para temperatura do pavimento para, enfim, selecionar o tipo de ligante, não ocorreu. A região de São Carlos – SP possui uma temperatura média máxima do ar inferior a 40°C (Taira, 2001).

Segundo Balbo (2007), as temperaturas mais frequentes no Brasil concentram-se na amplitude entre 20°C e 40°C.

A análise seguiu para a realização dos ensaios de caracterização e de consistência do ligante, ou seja, os testes de penetração e de viscosidade. Em seguida, testes de desempenho para determinação das propriedades físicas do ligante foram realizados, tanto em material virgem quanto em ligante envelhecido em laboratório. Levando em conta que o ligante deste estudo já foi utilizado em outras pesquisas, propriedades adicionais são também apresentadas, complementarmente, tal como a sua viscosidade. O ensaio de viscosidade do ligante apresentou os seguintes resultados apresentados na Tabela 3.1 e na Figura 3.1.

Tabela 3.1: Resultado dos ensaios de viscosidade (em Pa.s).

T (°C)	Amostra 1	Réplica	Média	Usinagem		Compactação	
135	0,365	0,371	0,368	0,15	0,19	0,25	0,31
143	0,248	0,254	0,251	0,15	0,19	0,25	0,31
150	0,183	0,186	0,185	0,15	0,19	0,25	0,31
163	0,110	0,113	0,112	0,15	0,19	0,25	0,31
177	0,068	0,071	0,070	0,15	0,19	0,25	0,31

Figura 3.1: Curva de viscosidade em função da temperatura do ligante virgem.

Ao observar a Figura 3.1, constatou-se que a temperatura do ligante para realização da mistura asfáltica (usinagem) deve situar-se entre 150°C e 155°C, já a temperatura de compactação da mistura asfáltica, entre 137°C e 143°C.

Os resultados dos ensaios de penetração e de ponto de amolecimento estão apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.3. Ambos os ensaios foram realizados em ligantes em estado virgem e envelhecido. Os ensaios de penetração seguiram a norma NBR 6576 e os ensaios de ponto de amolecimento, a norma NBR 6560.

Tabela 3.2: Resultados dos ensaios de penetração.

Ponto	Penetração (0,1 mm)	
	CAP Virgem	Envelhecido
1	51	31
2	53	31
3	53	32
4	52	
Média	52,25	31,33

Tabela 3.3: Resultados dos ensaios de ponto de amolecimento.

Ligante	CAP Virgem		Envelhecido	
Bola	1	2	1	2
Temp. (°C)	48,8	48,2	53,5	52,3
Média	48,5°C		52,9°C	

De posse dos valores determinados nos ensaios de penetração e de ponto de amolecimento do ligante asfáltico, pode-se calcular o índice de susceptibilidade térmica, conforme visto em Senço (2007). O índice de susceptibilidade térmica (ISC) foi calculado a partir da equação 9.

$$ISC = \frac{500 \times \log (PEN) + 20 \times PA - 1951}{120 - 50 \times \log (PEN) + PA} \quad (9)$$

Em que:

PEN – valor médio de penetração (0,1 mm, 25°C, 100 g, 5 s);

PA – ponto de amolecimento (°C).

A Tabela 3.4 agrupa algumas características físicas do ligante CAP 50-70 usado nesta pesquisa para compor as misturas asfálticas avaliadas e suas respectivas exigências de valores

limites, segundo DNC 01/92. Nota-se que todos os critérios analisados atenderam aos parâmetros exigidos, logo conclui-se que, quanto a estas características físicas, o ligante é apto para ser usado em misturas e compactações asfálticas e em suas consequentes análises desta pesquisa.

Tabela 3.4: Características físicas do CAP 50-70 usado nesta pesquisa.

Ensaio	Resultado	Exigência DNC 01/92	Norma
Viscosidade Rotacional, Pa.s	0,37	3, máximo (135°C)	
Viscosidade Rotacional, Pa.s	0,07	n/a (175°C)	
Índice de susceptibilidade térmica	-1,4766	de - 1,5 a 1	
Penetração, 25°C, 100 g, 5 s (0,1 mm)	52,25	Mín. 50	NBR 6576
Ponto de fulgor (°C)	298	Mín. 235	NBR 11341
Densidade real	1,013	-	
Ponto de amolecimento (°C)	48,5	Mín. 46	NBR 6560
Ductilidade (25°C)	mais de 1 m	Mín. 600 mm	NBR 6293

O sistema Superpave inova na avaliação dos ligantes baseando-se no desempenho do material determinado por uma série de ensaios realizados tanto em ligantes virgens quanto em envelhecidos. Outras propriedades físicas de ligantes, tais como, propriedades viscoelásticas e rigidezes, podem ser determinadas através de alguns ensaios realizados em aparelhos, como: (i) o reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), usado para determinação do PG (*performance grade*) do ligante virgem e de ligante após o envelhecimento em estufa de filme fino rotativo (RTFOT), em ambos os casos para determinar os valores de $G^* / \sin \delta$, em kPa, e, também, do ligante após o envelhecimento em vaso de envelhecimento sob pressão (PAV), em que determina-se o parâmetro $G^* \times \sin \delta$, em kPa; e (ii) o reômetro de fluência em viga (BBR), usado para caracterizar a rigidez do ligante em baixa temperatura. As normas usadas para realizar os ensaios foram: para determinar PG em DSR, ASTM D 6373-13 e ASTM D 6816-11; envelhecimento RTFOT, ASTM D 2872-12; envelhecimento PAV, ASTM D 6521-13; e ensaios em BBR, ASTM D 6648-01. No caso desses parâmetros de rigidez tanto em alta quanto em baixa temperaturas serem atendidos, garante-se uma boa resistência global ao cisalhamento da mistura, de modo que o ligante não contribuirá para o surgimento de trincas por fadiga.

A Figura 3.2 ilustra o equipamento (reômetro) usado para realizar os ensaios de cisalhamento dinâmico (DSR). A Figura 3.3 apresenta a amostra de ligante asfáltico, no molde e na base do reômetro.

Figura 3.2: Detalhe do Reômetro de cisalhamento dinâmico.

Figura 3.3: Amostra de ligante asfáltico ensaiada no DSR.

A Figura 3.4 mostra o ligante moldado em forma de viga para realização dos ensaios de fluência em baixas temperaturas (BBR).

Figura 3.4: Amostra de ligante asfáltico em forma de viga para ensaio em reômetro de fluência (BBR).

A Tabela 3.5 apresenta os resultados dos ensaios em reômetro de cisalhamento dinâmico realizados em ligante virgem.

Tabela 3.5: Resultados dos ensaios em DSR realizados em ligante virgem.

Temp. (°C)	1° Amostra	2° Amostra	Variab.
52	10,2	10,22	-0,2
58	4,324	4,361	-0,9
64	1,939	1,964	-1,3
70	0,924	0,930	-0,7
76	0,458	0,463	-1,1
82	0,2361	0,2361	0,0
PG	64°C		
$G^* / \sin \delta$	1,9515		

O valor recomendado ao parâmetro de rigidez é de $G^* / \sin \delta > 1,00$ kPa. A Tabela 3.6 mostra os valores de *True Grade* (TG) do ligante virgem, bem como o valor de PG

selecionado. A Figura 3.5 ilustra o resultado do ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante virgem.

Figura 3.5: Ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante virgem.

Tabela 3.6: Valores de *True Grade* e de *Performance Grade* do ligante virgem estudado.

1º Amostra	2º Amostra
69,023	69,105
TG	69,064
PG	64

Ao envelhecer o ligante em RTFOT ocorre naturalmente o ensaio de perda de massa, ao registrar-se as massas do ligante antes e depois do ensaio de envelhecimento. A Tabela 3.7 mostra os resultados dos ensaios de perda de massa.

Tabela 3.7: Ensaio de perda de massa.

Amostra	Tara	Amostra + tara inicial	Amostra + tara final	Amostra inicial	Amostra final	Perda (g)	Perda (%)
1	165,421	200,234	200,183	34,813	34,762	0,051	0,15
2	159,295	194,018	193,927	34,723	34,632	0,091	0,26
3	163,531	198,334	196,367	34,803	32,836	1,967	5,65*
4	163,182	199,007	198,946	35,825	35,764	0,061	0,17
5	164,162	200,967	200,899	36,805	36,737	0,068	0,18
6	166,686	201,697	201,651	35,011	34,965	0,046	0,13
7	164,370	199,087	199,047	34,717	34,677	0,040	0,12
8	163,329	199,616	199,445	36,287	36,116	0,171	0,47
*conteúdo verteu		Média 7 valores		0,21	Média 6 valores		0,17

O valor recomendado no Superpave é de perda de massa de no máximo 1,00%. O ligante estudado, após o RTFOT, apresentou média de 0,21% de perda de massa (7 amostras), ou média de 0,17% (6 amostras), se caso desprezar a amostra 8, que teve valor de perda de massa bem maior dos demais, ou seja, o requisito é atendido. A Tabela 3.8 apresenta os resultados dos ensaios em reômetro de cisalhamento dinâmico realizados em ligante envelhecido em RTFOT.

Tabela 3.8: Resultados dos ensaios em DSR realizados em ligante envelhecido RTFOT.

Temp. (°C)	1° Amostra	2° Amostra	Variab.
52	23,33	22,75	2,5
58	9,848	9,7	1,5
64	4,321	4,291	0,7
70	1,997	1,973	1,2
76	0,961	0,942	2,0
82	0,4792	0,4727	1,4
PG	64°C		
G* / sen δ	4,306		

O valor recomendado ao parâmetro de rigidez após envelhecimento RTFOT é de $G^* / \text{sen } \delta > 2,20$ kPa. A Tabela 3.9 mostra os valores de *True Grade* (TG) do ligante envelhecido em RTFOT, bem como o valor de PG selecionado.

Tabela 3.9: Valores de *True Grade* e de *Performance Grade* do ligante envelhecido em RTFOT.

1° Amostra	2° Amostra
69,476	69,412
TG (°C)	69,444
PG (°C)	64

A Figura 3.6 ilustra o resultado do ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante virgem.

Figura 3.6: Ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante envelhecido em RTFOT.

A Tabela 3.10 apresenta o resultado do ensaio em reômetro de cisalhamento dinâmico realizado em ligante envelhecido em PAV.

Tabela 3.10: Resultados dos ensaios em DSR realizados em ligante envelhecido em PAV.

Temp. (°C)	1° Amostra	2° Amostra	Variab.
40	292,9	284	3,2
34	748	723	3,4
28	2069	2002	3,3
22	5045	4911	2,7
16	8221	9264	-11,9
10	3061	12600	-121,8
4	5685	7976	-33,5
PG	22°C		
$G^* \times \sin \delta$	4978		

O valor recomendado ao parâmetro de rigidez é de $G^* \times \sin \delta < 5.000$ kPa. A Tabela 3.11 mostra os valores de *True Grade* (TG) do ligante envelhecido em PAV, bem como o valor de PG selecionado.

Tabela 3.11: Valores de *True Grade* e de *PG* do ligante envelhecido em PAV.

1° Amostra	2° Amostra
22,091	21,816
TG (°C)	21,954
PG (°C)	22

A Figura 3.7 ilustra o resultado do ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante envelhecido em PAV.

Figura 3.7: Ensaio de cisalhamento dinâmico em ligante envelhecido em PAV.

O ensaio em Reômetro de Fluência em Viga (BBR) forneceu os valores de rigidez estática (S) e de módulo de relaxação (m) do ligante asfáltico envelhecido em PAV, analisado em baixas temperaturas. Os valores de rigidez estática do ligante em função da temperatura de ensaio estão apresentados na Tabela 3.12 e na Figura 3.8, em que nesta última deve-se destacar a temperatura referente à S de 300 MPa. Vê-se no gráfico que, para este valor de S, o valor de temperatura *True Grade* (TG) é de -13°C, logo o valor da temperatura *Performance Grade* (PG) é de -12°C.

Tabela 3.12: Valor da rigidez estática (S) do ligante em função da temperatura.

Temp. (°C)	Rigidez (MPa)
-12	251,233
-22	758,418

Figura 3.8: Rigidez estática do ligante *versus* temperatura.

Os valores do módulo de relaxação (m) do ligante em função da temperatura de ensaio estão apresentados na Tabela 3.13 e na Figura 3.9, em que nesta última deve-se destacar a temperatura referente à m de 0,300. Vê-se no gráfico que, para este valor de m , o valor de temperatura *True Grade* (TG) é de $-13,3^{\circ}\text{C}$, logo o valor da temperatura *Performance Grade* (PG) é de -12°C .

Tabela 3.13: Valor do módulo de relaxação (m) do ligante em função da temperatura.

Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	Valor m
-12	0,313
-22	0,215

Figura 3.9: Módulo de relaxação do ligante *versus* temperatura.

A Tabela 3.14 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios realizados em reômetros de fluência em viga à baixas temperaturas.

Tabela 3.14: *True Grade* e *Performance Grade* (PG) Ensaio BBR.

<i>True Grade</i> (TG)	S	-13,0
	m	-13,3
<i>Performance Grade</i> (PG)		-12

Finalmente, as Tabelas 3.15 e 3.16 agrupam as propriedades mecânicas e físicas do ligante CAP 50-70 usado neste estudo, que compõem as misturas asfálticas submetidas a avaliações de suas propriedades em ensaios específicos. O ligante foi classificado segundo método Superpave como um PG 64-22. Nota-se que ele atendeu a todos os requisitos especificados nos testes das suas propriedades físicas e mecânicas, assegurando que o ligante não contribuirá para o trincamento por fadiga da mistura.

Tabela 3.15: Propriedades mecânicas do ligante estudado.

Propriedades Mecânicas do CAP 50-70 (PG 64-22)			
Teste	Temperatura	Resultados	Limites
Original DSR, G*/sen δ (kPa)	64 °C	1,952	Mín. 1
RTFO - Envelhecido DSR, G*/sen δ (kPa)	64 °C	4,306	Mín. 2,2
PAV - Envelhecido DSR, G*x sen δ (kPa)	28°C	2036	Máx. 5.000
PAV - Envelhecido BBR, Rigidez (Mpa)	(-12°C)	251,233	Máx. 300
PAV - Envelhecido BBR, valor m	(-12°C)	0,313	Mín. 0,30

Tabela 3.16: Propriedades físicas e mecânicas do ligante estudado.

Teste	Propriedade	Resultado	Critério
Ligante original			
Ponto de Fulgor, grau Celsius	n/a	298	230, mínimo
Viscosidade Rotacional, Pa.s	135°C	0,37	3, máximo
Viscosidade Rotacional, Pa.s	175°C	0,07	n/a
Cisalhamento Dinâmico (reômetro)	$G^*/\sin \delta$ (64°C)	1,952	1,00 kPa mín.
Ligante Após o RTFOT			
Perda em Massa, %	n/a	0,21%	1,00% máx.
Cisalhamento Dinâmico (reômetro)	$G^*/\sin \delta$ (64°C)	4,306	2,2 kPa mín.
Ligante Após o PAV			
Cisalhamento Dinâmico (reômetro)	$G^* \times \sin \delta$ (28°C)	2036	5.000 kPa máx.
Reômetro de Fluência em Viga	Rigidez (-12°C)	251,233	300 MPa, máx.
Reômetro de Fluência em Viga	valor m (-12°C)	0,313	0,3 mín.

A seguir, a caracterização do agregado é apresentada, bem como a definição dos esqueletos pétreos testados.

3.2 – SOBRE O AGREGADO MINERAL

O agregado mineral corresponde a, aproximadamente, 95% em peso e 85% em volume na composição de misturas asfálticas. O agregado é um elemento muito importante nesta composição, principalmente, por garantir que a mistura tenha boa resistência à compressão e bom desempenho quanto à deformação permanente, sendo que a estrutura de agregados é o que suporta a maior parte das cargas de tráfego. A escolha da correta granulometria é essencial para alcançar o desempenho esperado do agregado. Essa escolha deve levar em conta que o TMN do agregado não seja nem tão grande nem tão pequeno, que os parâmetros de VAM sejam atendidos, e que se obtenha uma boa estrutura conjunta, um bom esqueleto de agregados, que garanta o teor de vazios de projeto, e, com isso, proporcione maior durabilidade da mistura asfáltica.

3.2.1 – Projeto de Estrutura do Agregado

O agregado mineral usado neste estudo foi proveniente da Pedreira Bandeirantes, localizada na cidade de São Carlos – SP, e era um basalto coletado em quatro pilhas diferentes por tamanho granulométrico. As pilhas referiam-se a agregados com diâmetros equivalentes aos conhecidos por pedra ou brita 1 (agregados 1 e 2), pedra ou brita 0 ou,

também, pedrisco (agregado 3) e pó de pedra mais pedrisco (agregado 4). Na pedreira, duas pilhas diferentes de brita 1 eram encontradas e reconhecidas por brita 1 “larga” (agregado 1) e brita 1 “estreita” (agregado 2), doravante denominada brita $\frac{1}{2}$. A Figura 3.10 ilustra pilhas de agregados na pedreira onde a amostra foi coletada.

Figura 3.10: Pilhas de agregados na Pedreira Bandeirantes.

A coleta dos agregados aconteceu em junho de 2016. Logo em seguida parte do material foi lavado e seco em estufa a 50°C, por 24 h, e, após o período de resfriamento, o peneiramento foi realizado o que viabilizou conhecer as composições granulométricas de cada amostra por abertura de peneira.

As peneiras utilizadas para fracionamento do material foram aquelas apresentadas na Tabela 3.17. As aberturas das peneiras (em mm) especificadas no método Superpave estão na coluna 3, sendo estas últimas medidas as utilizadas no decorrer deste trabalho. A Tabela 3.17 mostra também o percentual de cada material passante em cada peneira por tamanho de agregado disponível.

No processo de peneiramento da Brita 1, optou-se por descartar o material passante na peneira #12,5 mm e no peneiramento da Brita $\frac{1}{2}$, o passante na peneira #9,5 mm foi também descartado, por se tratarem de ser uma pequena quantidade de finos. Tomou-se o mesmo

cuidado de se descartar estes finos no momento de se fazer as composições granulométricas que foram testadas para selecionar a granulometria desejada na misturas asfálticas deste estudo.

Tabela 3.17: Porcentagem de material passante em cada peneira por amostra.

Peneira (#)	Abertura da peneira (mm)		% passa			
			Brita 1	Brita ½"	Brita 0	Pó + pedrisco
1"	25,4	25	100,00	100,00	100,00	100,00
¾"	19,1	19	96,53	100,00	100,00	100,00
½"	12,7	12,5	8,33	85,71	100,00	100,00
⅜"	9,52	9,5	0,00	46,68	99,73	100,00
#4	4,76	4,75	0,00	0,00	33,41	96,47
#8	2,38	2,36	0,00	0,00	5,38	69,93
#16	1,19	1,18	0,00	0,00	2,20	46,60
#30	0,59	0,6	0,00	0,00	1,50	33,79
#50	0,297	0,3	0,00	0,00	1,35	26,82
#100	0,149	0,15	0,00	0,00	1,21	18,94
#200	0,074	0,075	0,00	0,00	1,00	10,59

Ao observar os percentuais passantes em cada peneira pode-se constatar que a Brita 1 (agregado 1) tem tamanho máximo nominal (TMN) de 19 mm, em que praticamente todo material é retido na peneira de 12,5 mm. A brita ½" (agregado 2) tem também TMN de 19 mm, porém, a maior parte do material é retida na peneira 9,5 mm. A brita 0 ou pedrisco (agregado 3) tem TMN de 9,5 mm, onde a maior parte do material é retida na peneira 4,75 mm, e, finalmente, o pó de pedra mais pedrisco (agregado 4) tem TMN de 4,75 mm, em que quase 70% do material passa na peneira 2,36 mm.

Portanto, as estruturas de agregados testadas foram compostas a partir da mistura de três agregados graúdos e um agregado miúdo, originando misturas com TMN de 19 mm e tamanho máximo (TM) de 25 mm.

A Figura 3.11 apresenta as composições dos agregados usados nesta pesquisa, bem como os pontos de controle, a zona de restrição e a linha de densidade máxima propostos no método Superpave.

Figura 3.11: Granulometria dos agregados usados nesta pesquisa.

O método Superpave sugere que três misturas de agregados sejam testadas para se escolher aquela que será a composição granulométrica que atenderá à granulometria especificada. Neste estudo, as três misturas tentativas foram as seguintes proporções dos agregados disponíveis, conforme apresentado na Tabela 3.18. Composto as misturas tentativa segundo as proporções de agregados propostas, definem-se as composições granulométricas testadas conforme visto na Tabela 3.19.

Tabela 3.18: Proporção granulométrica proposta das três misturas tentativa.

Misturas de agregados	Brita 1	Brita ½	Brita 0	Pó+pedrisco
Mistura 1	10%	10%	40%	40%
Mistura 2	15%	15%	35%	35%
Mistura 3	10%	15%	30%	45%

Tabela 3.19: Composições granulométricas das três misturas tentativa.

% passa na peneira # (mm)	MISTURA 1	MISTURA 2	MISTURA 3
25	100,00	100,00	100,00
19	99,65	99,48	99,65
12,5	89,40	84,11	88,69
9,5	84,56	76,91	81,92
4,75	51,95	45,46	53,44
2,36	30,12	26,36	33,08
1,18	19,52	17,08	21,63
0,6	14,12	12,35	15,65
0,3	11,27	9,86	12,48
0,15	8,06	7,05	8,88
0,075	4,64	4,06	5,07

As curvas granulométricas resultantes destas misturas tentativas são apresentadas na Figura 3.12. Nota-se que as três curvas (Curva 1, Curva 2 e Curva 3) resultantes seguiram as recomendações do Superpave em que todas elas estão entre os pontos de controle, aproximando-se dos pontos de controle graúdos, e estão passando por debaixo da zona de restrição. Deste modo, garante-se que o esqueleto de agregados tenha boa resistência à compressão e bom desempenho quanto à deformação permanente, mesmo em se considerando altos volumes de tráfego. Apenas como referência, o gráfico mostra também a faixa C do DNIT.

Figura 3.12: Curvas granulométricas das misturas tentativas desse estudo.

A determinação das propriedades do mix de agregados que compuseram as três misturas tentativas foi necessária, a fim de auxiliar a escolha da granulometria utilizada nas misturas asfálticas e, por consequência, dotar de valores que foram utilizados posteriormente, nas dosagens das misturas asfálticas. Os itens 3.2.2 e 3.2.3 apresentam as propriedades dos agregados determinadas neste estudo.

3.2.2 – Determinação das Densidades dos Agregados

Após o peneiramento, a densidade aparente (G_{sb} ou ρ_{ap}) e a densidade real (G_{sa} ou ρ_r) dos agregados foram determinadas, segundo os procedimentos descritos em ASTM *Designation: C 127-07* (2007), para agregados graúdos, e AASHTO *Designation: T 84-00* (2004) e ASTM *Designation: C 128-97* (1997), para agregados miúdos.

a) Agregados Graúdos

As amostras de agregado graúdo foram separadas e pesadas nas quantidades prescritas na designação C 127-07 e, por conseguinte, suas densidades foram determinadas conforme preconizado. Uma vez espalhadas em bandejas, as amostras foram levadas à estufa a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, por 24 horas, e em seguida, após resfriadas em temperatura ambiente por cerca de 2 horas ± 1 hora, estas foram colocadas em uma bandeja com água destilada em temperatura ambiente e deixadas por 24 horas ± 4 horas.

Passado este período, as amostras foram retiradas da água e colocadas sobre toalhas absorventes para uma secagem superficial uniforme em todas as partículas, tomando-se a precaução de ser breve o suficiente a fim de se evitar a evaporação da água nos poros dos agregados. Uma vez que as partículas de agregados estivessem ou foscas ou sem brilho ao serem expostas à luz, considerou-se as mesmas já secas superficialmente. Após isso, determina-se a massa da amostra em condição saturada com superfície seca (P_{saturado}), que é a maior das massas usadas nos ensaios para determinação das densidades dos agregados.

Feito isso, os agregados foram imediatamente colocados em um contêiner metálico vazado, que permitia acondicionar os agregados, sem perder conteúdo da amostra, e imersos em um balde com água para, então, medir suas massas imersas (P_{imerso}). A temperatura da água nesta etapa foi de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. A P_{imerso} é a menor das massas usadas nestes ensaios. Nesta pesagem imersa deve-se tomar o cuidado de eliminar todas as possíveis bolhas de ar existentes entre os agregados, normalmente aplicando leves golpes no conjunto contêiner + agregado.

Finalmente, as amostras drenadas foram secas em estufa a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, por 24 horas, e em seguida, após resfriadas em temperatura ambiente por cerca de 2 horas ± 1 hora, elas

foram pesadas e suas massas secas (P_{seco}) foram determinadas. As equações 10 e 11 foram usadas para determinação da densidade aparente (G_{sb} ou ρ_{ap}) e da densidade real (G_{sa} ou ρ_r), respectivamente, e os resultados são adimensionais.

$$G_{sb} = \frac{P_{seco}}{P_{saturado} - P_{imerso}} \quad (10)$$

$$G_{sa} = \frac{P_{seco}}{P_{seco} - P_{imerso}} \quad (11)$$

Nas normas utilizadas, as variáveis apresentadas nestes cálculos são vistas com outra notação conforme apresentado a seguir:

$P_{seco} = A$ – massa da amostra ao ar seca em estufa (g);

$P_{saturado} = B$ – massa da amostra ao ar saturada com a superfície seca (g);

$P_{imerso} = C$ – massa da amostra imersa em água (g).

Assim posto, uma vez que os passos anteriormente descritos foram realizados, para cada amostra de agregado gráúdo calculou-se os seguintes valores de densidade aparente e densidade real, conforme apresentados na Tabela 3.20.

Tabela 3.20: Densidades aparente e real dos agregados gráúdos.

Agregados gráúdos	Densidade aparente (G_{sb})	Densidade real (G_{sa})
1	2,847	2,982
2	2,821	2,989
3	2,778	2,998

Sobre as propriedades dos agregados gráúdos, observa-se que a densidade aparente diminui com a diminuição do TMN dos agregados, convergindo com o resultado encontrado em estudo de Gouveia (2006) em que agregado semelhante foi utilizado. Já a densidade real, ela aumenta com a diminuição do TMN dos agregados. Isso se deveu ao aumento da taxa de absorção de água por agregados menores, que por sua vez, aumentaram o peso saturado do agregado, fazendo com que o peso imerso também aumentasse, conduzindo a um maior valor de densidade real.

b) Agregados Miúdos

Sobre os agregados miúdos, a designação ASTM 128 – 97 apresenta o modo em que a amostra destes deve ser preparada para permitir determinar os valores de densidade aparente e densidade real. Uma amostra de 1 kg do agregado miúdo passado na peneira de 2,36 mm e retido na peneira 0,075 mm foi lavada e, posteriormente, deixada imersa em água destilada por 24 horas $\pm$ 4 horas. Após esse período imersa, a amostra foi drenada e espalhada de forma uniforme em uma bandeja para ser submetida ao processo de secagem superficial.

O processo de secagem superficial deu-se com auxílio de um secador de cabelos usado para soprar ar quente na amostra espalhada na bandeja que foi revolvida durante o processo para assim permitir uma secagem mais uniforme. Quando a tonalidade da amostra mudou para um tom mais fosco ou suas partículas começaram a separar naturalmente, essa era a hora de verificar se a amostra estava superficialmente seca, utilizando-se de um molde cônico e um soquete.

Sobre uma superfície lisa e limpa, colocou-se o molde cônico e despejou-se dentro o agregado em quantidade suficiente para enchê-lo (Figura 3.13a). Com o soquete, aplicou-se 25 golpes a 5 mm de altura, distribuídos igualmente em toda a superfície da amostra (Figura 3.14). Em seguida, com cuidado, retirou-se verticalmente o molde evitando tocar nas paredes da amostra e verificou-se o que ocorreu. Se as paredes da amostra desmoronassem parcialmente ou totalmente (Figura 3.13b), considerava-se encerrada esta etapa pois, assim, a amostra já se encontrava com a superfície seca. Por outro lado, se as paredes da amostra não desmoronassem, reiniciava-se o processo de espalhamento na bandeja, secagem com vento quente e nova compactação no molde cilíndrico, até que houvesse o desmoronamento total ou parcial da amostra compactada, ao retirar-se o molde do conjunto.

As Figuras 3.13 e 3.14 ilustram parte desse processo descrito.

Figura 3.13: Molde cônico com agregado e agregado miúdo parcialmente desmoronado.

Figura 3.14: Soquete e molde cônico usado no ensaio (fonte: Gouveia, 2006).

Uma vez finalizada a etapa da secagem superficial, uma amostra de 500 g, aproximadamente, do agregado foi separada e colocada dentro de um picnômetro (calibrado e de massa conhecida), e o conjunto foi pesado, determinando-se a massa do agregado fino saturado com a superfície seca (P_{saturado}). O picnômetro utilizado possui uma curva de calibração, em que valores de massa do picnômetro cheio de água destilada ($P_{\text{calibração}}$) em

função de valores de temperatura (em °C) estavam plotados em um gráfico, que foi utilizada para se determinar a $P_{\text{calibração}}$ para cada temperatura deste ensaio.

Em seguida, adicionou-se água destilada no picnômetro até a cobertura total da amostra, agitando-o para assegurar que todas as partículas molhassem-se, e, com isso, acoplou-se o picnômetro em uma bomba de vácuo parcial por 15 minutos, a fim de se extrair todas as bolhas de ar existentes no conjunto picnômetro, água e amostra de agregado (Figura 3.15).

Figura 3.15: Conjunto picnômetro + água destilada + agregado conectado à bomba de vácuo parcial (fonte: Gouveia, 2006).

Após desconectar o conjunto da bomba, este ficou em repouso por 1 h em banho de água a 25°C para estabilizar sua temperatura. Após este período, água destilada foi adicionada ao picnômetro em quantidade suficiente para que o menisco inferior do líquido tangenciasse a linha de referência deste. Por fim, tampou-se o conjunto, mediu-se sua massa (picnômetro + água destilada + agregado) e, em seguida, sua temperatura. Nesta etapa, determinou-se a massa do conjunto (P_{conjunto}) em 4 temperaturas diferentes. Após a realização da primeira medida de massa e temperatura, o conjunto foi levado para a estufa a 115°C por 3 minutos por

3 vezes seguidas, anotando-se ao final de cada ciclo a $P_{conjunto}$ e a temperatura, conforme já descrito. Ao final, obteve-se quatro leituras de $P_{conjunto}$ em função da temperatura. Constatou-se que na medida em que a temperatura do conjunto aumentava a $P_{conjunto}$ diminuía.

Em seguida, a amostra de agregado foi retirada do picnômetro e posta em bandeja para secar totalmente em estufa por 24 horas. Após esse período, a amostra foi tirada da estufa deixada a esfriar por cerca de 3 horas e, então, sua pesagem foi efetuada, determinando-se, finalmente, a massa seca da amostra (P_{seco}).

As equações 12 e 13 foram usadas para calcular a densidade aparente (G_{sb} ou ρ_{ap}) e a densidade real (G_{sa} ou ρ_r) do agregado miúdo, respectivamente, e os resultados são adimensionais.

$$G_{sb} = \frac{P_{seco}}{P_{calibração} + P_{saturado} - P_{conjunto}} \quad (12)$$

$$G_{sa} = \frac{P_{seco}}{P_{calibração} + P_{seco} - P_{conjunto}} \quad (13)$$

Tendo em vista a obtenção de quatro valores de $P_{conjunto}$, os valores de densidade aparente e densidade real foram quatro vezes calculados cada e, por fim, suas médias obtidas foram os valores utilizados em cálculos posteriores das dosagens das misturas asfálticas.

Nas normas utilizadas, as variáveis apresentadas nestes cálculos são vistas com outra notação conforme apresentado a seguir:

$P_{seco} = A$ – massa da amostra ao ar seca em estufa (g);

$P_{calibração} = B$ – massa do picnômetro cheio de água (g) em função da temperatura (obtido em curva de calibração);

$P_{conjunto} = C$ – massa do conjunto picnômetro mais água até a linha de referência mais amostra de agregado (g);

$P_{saturado} = S$ – massa da amostra ao ar saturada com a superfície seca (g).

Assim posto, uma vez que os passos anteriormente descritos foram realizados, calculou-se os seguintes valores de densidade aparente e densidade real, conforme apresentados na Tabela 3.21.

Tabela 3.21: Densidade aparente e real do agregado miúdo.

Agregado miúdo	Densidade aparente (G_{sb})	Densidade real (G_{sa})
4	2,809	3,068

Sobre o agregado miúdo, observa-se um valor de densidade aparente um pouco maior do que o valor do agregado 3, cujo TMN é um superior, contrariando o esperado. Por outro lado, o valor de densidade real foi o maior valor dos quatro agregados analisados, correspondendo com o esperado. Logo, em resumo, as quatro frações de agregado testadas apresentaram os seguintes valores de densidade, conforme apresentados na Tabela 3.22.

Tabela 3.22: Densidades dos agregados usados neste estudo.

Agregados	Densidade aparente (G_{sb})	Densidade real (G_{sa})
1	2,847	2,982
2	2,821	2,989
3	2,778	2,998
4	2,809	3,068

3.2.3 – Propriedades de Consenso dos Agregados

Nesta pesquisa, os ensaios que determinaram as propriedades de consenso foram realizados segundo as especificações do sistema Superpave (*Asphalt Institute*, 2001). As propriedades de consenso possuem parâmetros que não são uniformes. Seus critérios variam em função do volume de tráfego e da espessura do pavimento.

3.2.3.1 – Angularidade dos agregados graúdos

A angularidade de agregados graúdos é uma propriedade que garante um alto grau de atrito interno entre as partículas e, por consequência, melhor resistência à deformação permanente, garantindo boa estabilidade da mistura. Ao contrário, a trabalhabilidade das misturas asfálticas fica pior, pois, exige-se aplicação de maiores energias de compactação para se atingir a densidade necessária.

Este ensaio é realizado em materiais maiores do que aqueles que ficam retidos na peneira #4,75 mm, em que é avaliado o percentual de partículas que possuem uma ou mais faces fraturadas. Por face fraturadas, entende-se uma superfície que ocupe 25% ou mais da área visível do agregado. Os métodos existentes para realizar este ensaio sugerem calcular a porcentagem em peso de agregado que possua uma ou mais faces fraturadas, ou a porcentagem de partículas contadas com faces fraturadas entre uma quantidade definida de agregados.

Os parâmetros apresentados no sistema Superpave sobre as especificações que devem ser atendidas quanto à angularidade dos agregados graúdos estão apresentados na Tabela 3.23 e variam em função do volume de tráfego e da espessura do revestimento. Neste caso, os requisitos mínimos devem ser atendidos ou superados.

Tabela 3.23: Requisitos mínimos de angularidade de agregados graúdos.

Tráfego (ESAL ou N)	Espessura do Revestimento	
	< 100 mm	> 100 mm
$N < 3 \times 10^5$	55/-	-/-
$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	65/-	-/-
$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	75/-	50/-
$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	85/80	60/-
$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	95/90	80/75
$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	100/100	95/90
$N \geq 1 \times 10^8$	100/100	100/100

Observa-se que quanto menor a espessura do pavimento e maior o nível de tráfego, mais restrito é o parâmetro. Por exemplo, onde lê-se 95/90, significa que 95% dos agregados possuem uma face fraturada e que 90% dos agregados possuem duas faces fraturadas. Por outro lado, quanto mais espesso o pavimento e mais baixo volume de tráfego, menos restritas são as especificações, tolerando-se, inclusive, agregados redondos ou sem faces fraturadas nas misturas asfálticas, o que acarreta em melhora da trabalhabilidade da mistura asfáltica, exigindo aplicação de energias de compactação mais baixas para se alcançar a densidade devida, porém, em piora da estabilidade da mistura, tornando-a mais susceptível a densificar sob a ação do tráfego, aumentando o risco de deformação permanente. Procedimentos que descrevem este ensaio podem ser encontrados em ASTM D 5821 ou em *DOT test method* N° 621, da *Pennsylvania*, este último apresentado no método Superpave.

Neste ensaio, os agregados foram pesados nas quantidades especificadas, após terem sido lavados e secos até estabilização de massa, e, assim, as amostras foram espalhadas em uma bancada e inspecionadas visualmente, partícula por partícula, a fim de se aferir o número de faces fraturadas, além dos seus aspectos físicos. Verificou-se se a partícula tinha uma face fraturada ou se tinham duas faces fraturadas e, também, se tinha nenhuma face fraturada. Na contabilização, constatou-se que havia 223 partículas, todas elas com duas ou mais faces fraturadas. Por se tratar de agregado britado, este resultado era já esperado. A Figura 3.16 ilustra este material.

Figura 3.16: Amostra do agregado graúdo usado no ensaio de angularidade.

Normalmente, agregados britados, como o basalto usado nesta pesquisa, possuem várias faces fraturadas. A ação da britagem quebra uma parte do agregado, podendo tornar a face fraturada rugosa e/ou angular. Neste estudo, os três agregados graúdos avaliados apresentaram todas suas partículas com duas ou mais faces fraturadas, com textura superficial (rugosidade) rugosa e grau de angularidade (agudeza) angular.

As Tabelas 3.24 e 3.25 apresentam os resultados deste ensaio de angularidade dos agregados graúdos.

Tabela 3.24: Angularidade dos agregados graúdos analisados nesta pesquisa.

Faces fraturadas	Agregado 1	Agregado 2	Agregado 3
1 ou +	100%	100%	100%
2 ou +	100%	100%	100%
Nenhuma	0%	0%	0%

Tabela 3.25: Resumo de propriedades do basalto usado nesta pesquisa.

Tipo de agregado	Faces fraturadas	Textura superficial (rugosidade)	Grau de angularidade (agudeza)
Basalto	100 / 100	Rugosa	Angular

Finalmente, pode-se concluir que em todas as análises que se sucederam nesta pesquisa, para qualquer nível de tráfego (ESAL) avaliado e para os pavimentos simulados com espessuras de revestimento menores ou maiores do que 10 cm, este basalto que foi utilizado nas misturas asfálticas atendeu a todos os critérios de angularidade dos agregados graúdos. Pode-se, então, afirmar que, se caso a densidade de compactação da mistura asfáltica em que este basalto foi empregado for alcançada conforme especificado, o mesmo tem qualidade suficiente para resistir bem aos esforços do tráfego, prevenindo a densificação precoce. Na próxima seção, analisa-se a angularidade do agregado miúdo usado nesta pesquisa.

3.2.3.2 – Angularidade dos agregados miúdos

Esta propriedade, angularidade dos agregados miúdos, assim como a anterior, a dos graúdos, garante que o esqueleto pétreo tenha um alto grau de atrito interno e boa resistência à deformação permanente. Portanto, uma mistura asfáltica mais estável pode ser produzida, caso respeitem-se as densidades de compactação.

Neste ensaio, os agregados que passaram na peneira #2,36 mm foram utilizados e suas faces fraturadas determinadas indiretamente a partir do volume de vazios da amostra pouco compactada. Um valor alto de volume de vazios neste ensaio indica um maior número de faces fraturadas, significando maior atrito interno e melhor resistência à deformação permanente, evitando a mistura asfáltica densificar precocemente.

Os parâmetros apresentados no sistema Superpave sobre as especificações que devem ser atendidas quanto à angularidade dos agregados miúdos estão apresentados na Tabela 3.26

e variam em função do volume de tráfego e da espessura do revestimento. Neste caso, os requisitos mínimos devem ser atendidos ou superados.

Tabela 3.26: Requisitos mínimos de angularidade de agregados miúdos.

Tráfego (ESAL ou N)	Espessura do Revestimento	
	< 100 mm	> 100 mm
$N < 3 \times 10^5$	-	-
$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	40	-
$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	40	40
$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	45	40
$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	45	40
$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	45	45
$N \geq 1 \times 10^8$	45	45

Nota-se que na medida em que o volume de tráfego aumenta, os requisitos mínimos para angularidade também aumentam, indo de “sem requisito” a 40 e 45. Vê-se, também, que se a espessura do pavimento for menor, mais restritos são os critérios, exigindo-se parâmetros com maiores valores de angularidade, para alguns volumes de tráfego menores, quando comparados com pavimento de espessura maior.

A execução do ensaio, uma amostra de agregado miúdo foi vertida verticalmente, com auxílio de um funil, a partir de uma altura de queda padronizada em 115 mm, e caiu dentro de um cilindro cujo volume interno é padronizado em 100 cm^3 . O excesso de agregado é rasado no topo do cilindro com auxílio de uma espátula, cuidadosamente para não compactar a amostra e, então, a massa de agregado que está dentro do cilindro foi medida. Passos para realizar este ensaio estão descritos em ASTM C 1252, ou em AASHTO T 304, ou em AASHTO TP 33 *Method A*, este último sugerido no método Superpave.

A Figura 3.17 ilustra o cilindro cheio, já com o agregado solto dentro dele, e rasado, contendo o volume necessário para ser pesado. O agregado miúdo usado neste estudo possuía densidade aparente (G_{sb}) de 2,809, conforme já apresentado anteriormente.

Figura 3.17: Agregado miúdo usado no ensaio de angularidade vertido no cilindro.

Conhecendo-se a massa do agregado miúdo contida no cilindro (m_{Ag}) e a sua densidade aparente (G_{sb}), pode-se calcular o volume de agregados (V_{Ag}) contido no cilindro de 100 cm^3 , conforme notado na equação 14.

$$V_{Ag} = \frac{m_{Ag}}{G_{sb}} \quad (14)$$

A diferença entre o volume do cilindro (V_C) e o volume de agregados (V_{Ag}) contidos nele fornece o volume de vazios (V_V) da amostra, ou angularidade dos agregados miúdos, conforme notado na equação 15.

$$V_V = \frac{V_C - V_{Ag}}{V_C} \times 100 (\%) \quad (15)$$

Após aferição da massa não compactada do agregado miúdo que estava contida no cilindro e proceder os cálculos, pôde-se determinar o volume de vazios da amostra ou angularidade dos agregados miúdos, conforme apresentado na Tabela 3.27.

Tabela 3.27: Angularidade do agregado miúdo analisado nesta pesquisa.

Agregado 4	G_{sb}	V_C (cm ³)	m_{Ag} (g)	V_{Ag} (cm ³)
	2,809	100	139,53	49,67
Angularidade agregado miúdo	50,33			

Logo, nota-se que o valor de 50,33 da angularidade do agregado miúdo supera em valor todos os valores de requisitos mínimos necessários. Para altos volumes de tráfego e baixas espessuras de revestimento (caso mais crítico), os parâmetros recomendados são de valores de angularidade de, no mínimo, 45. Assim, este agregado tem a qualidade necessária para compor misturas asfálticas segundo este critério.

Segundo o método Superpave, o desempenho das misturas asfálticas está relacionado com as angularidades dos agregados graúdos e miúdos. Se os materiais agregados forem mais arredondados, a resistência ao cisalhamento é reduzida e, com isso, há a possibilidade de afundamento da mistura asfáltica causado pela deformação permanente do material. Pedregulhos e areias naturais são mais propensos a serem mais arredondados. Diferentemente, materiais provenientes de britagem tendem a ser mais angulares.

Outra propriedade dos agregados que é importante para dotar uma mistura asfáltica de bom desempenho é aquela oriunda do ensaio de partículas planas e alongadas. Segundo Gouveia (2006), não se pode afirmar que quanto mais elevada for a angularidade do agregado miúdo, melhor será o arranjo superficial entre as partículas, promovendo misturas mais estáveis. O estudo mostrou que mesmo que um agregado tenha alta angularidade, se caso a mistura for constituída de muitas partículas planas e alongadas, estas podem promover um afastamento entre as partículas, aumentando os vazios entre elas e, por consequência, aumentando a angularidade, sem proporcionar um melhor arranjo estrutural entre as partículas.

3.2.3.3 – Partículas planas e alongadas

Este tipo de partícula é indesejável na composição de misturas asfálticas, por uma série de motivos. As partículas planas e alongadas são aquelas com uma dimensão excepcional em relação a outra. Estas, quando compactadas, tendem a se estabelecer na mistura na direção plana paralela à superfície, acarretando em redução dos vazios no agregado mineral (VAM). Nesta posição, a partícula plana, também, tende a quebrar mais facilmente

durante a construção, quando é submetida aos esforços de compactação, ou devido à ação do tráfego, resultando em misturas asfálticas no campo diferentes das misturas asfálticas projetadas. Misturas com excesso de partículas planas são mais difíceis de compactar e de pior trabalhabilidade.

Para definir este tipo de partícula plana e alongada, o sistema Superpave sugeriu a comparação da maior dimensão da partícula com sua menor dimensão. Se caso a relação entre a maior dimensão pela menor dimensão da partícula supere cinco, ou seja, razão 5:1, então, esta é considerada plana e/ou alongada. A medição pode se dar entre o comprimento e a espessura da partícula (lamelaridade) ou entre a largura e o comprimento da partícula (alongamento) ou entre a largura e a espessura da partícula (planificação).

A comparação entre as dimensões das partículas foi feita com uso de um paquímetro disponível no Laboratório de Estradas do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC, conforme visto na Figura 3.18. Este paquímetro foi construído conforme especificado em ASTM D 4791 e permite comparar partículas cujas dimensões medidas possam ter razão 2:1 ou 3:1 ou 5:1.

Figura 3.18: Paquímetro usado para avaliar lamelaridade de agregados.

O procedimento de ensaio consiste em dispor a partícula, em sua maior dimensão, entre o braço do paquímetro e o ponto fixo (Figura 3.19a). Em seguida, mantendo-se o braço fixo, pega-se a partícula e disponha-a, em sua menor dimensão, entre o braço e o ponto fixo oposto (Figura 3.19b). Se a partícula passar pela abertura menor, ela é considerada plana e/ou alongada.

Figura 3.19: Detalhes do paquímetro em ensaio de lamelaridade de agregados.

Segundo procedimento descrito em ASTM D 4791, este ensaio é realizado em agregados graúdos com TMN de 9,5 mm ou superior e em quantidades que variam em função do TMN da granulometria, podendo ir de 1 kg a 15 kg. Deve-se respeitar uma quantidade mínima de 100 partículas para realizar este ensaio, caso o peso mínimo não contenha tantas unidades. Para proceder os cálculos, a quantidade (em unidades ou em peso) de partículas consideradas planas ou alongadas (B) é comparada com a quantidade total (em unidades ou em peso) da amostra ensaiada (C). O percentual de partículas planas e alongadas (A) é calculado conforme equação 16.

$$A = \frac{B}{C} \times 100 \quad (16)$$

O sistema Superpave sugere que a porcentagem máxima de partículas planas e alongadas (PPA) em uma granulometria seja de 10%. Essa porcentagem varia apenas em

função do nível de tráfego, sendo que para valores de tráfego inferiores à 10^6 , o parâmetro inexistente, e para valores superiores à 10^6 , no máximo 10% destas partículas são permitidas. A Tabela 3.28 apresenta os valores dos requisitos máximos desta propriedade.

Tabela 3.28: Requisitos máximos aceitos de partículas planas e alongadas.

Tráfego (ESAL ou N)	PPA (%)
$N < 3 \times 10^5$	-
$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	-
$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	10
$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	10
$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	10
$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	10
$N \geq 1 \times 10^8$	10

Nota-se que, diferentemente das propriedades de consenso anteriormente analisadas, as angularidades dos agregados, esta propriedade que avalia as partículas planas e alongadas não varia em função da espessura do revestimento e, sim, somente em função do nível de tráfego equivalente.

Na execução deste ensaio, as medidas de dimensão foram tomadas usando-se 1 kg de agregado retido na peneira de abertura # 9,5 mm e 2 kg retidos na peneira de abertura # 12,5 mm. O material (agregados 1 e 2) foi lavado e seco em estufa a 110°C. Em seguida, ele foi peneirado, separado nas quantidades acima especificadas, e contado. Após isso, o paquímetro foi ajustado para análise da razão 5:1, e todas as partículas foram passadas pelas aberturas e separadas em dois grupos, partículas planas e alongadas ou não. Em seguida, todas as partículas foram pesadas e contadas novamente. Os resultados estão na Tabela 3.29.

Tabela 3.29: Quantidades dos agregados analisados no ensaio de PPA.

Agregado	Retido em Peneira # (mm)	Quantidade total (C) gramas	Quantidade total (C) unidades	Quantidade que passa (B) em g	Quantidade que passa (B) em unidades
1	12,5	2.000	326	30	9
2	9,5	1.000	453	89	45

Uma vez que os dados foram coletados, o percentual de partículas planas e alongadas foi calculado, tanto com base no peso como na quantidade de agregados. A Tabela 3.30 apresenta os resultados deste ensaio.

Tabela 3.30: Percentual de PPA dos agregados graúdos analisados nesta pesquisa.

Agregado	Retido em Peneira # (mm)	% partículas planas e alongadas (peso) - A	% partículas planas e alongadas (quantidade) - A
1	12,5	1,5	2,8
2	9,5	8,9	9,9

Nota-se que os valores de porcentagem de partículas planas e alongadas estão todos abaixo dos requisitos máximos para esta propriedade no Superpave, que é de 10%, para os níveis de tráfego mais elevados. Logo, o material é apropriado para uso em misturas asfálticas. Observou-se uma pequena diferença de valores entre a determinação do percentual de partículas planas e alongadas através do peso, 1,5% (Agregado 1) e 8,9% (Agregado 2), e a determinação através da quantidade de agregados, 2,8% (Agregado 1) e 9,9% (Agregado 2), porém todos posicionando-se dentro do limite máximo. A composição da granulometria neste estudo ponderou estes valores (agregado 1 e agregado 2) e totalizou-os em percentagens de partículas planas e alongadas dos agregados graúdos em 5,9 % (em peso) e em 7,1% (em quantidade).

Alguns órgãos internacionais (FHWA, *The Stone Matrix Asphalt Technical Working Group*) mostram-se mais rigorosos com este parâmetro, em que sugere-se na relação 5:1 que o valor dele seja de, no máximo, 5% de partículas planas e alongadas. Ainda, adicionou-se outra análise da forma do agregado, na razão 3:1, em que o requisito máximo de porcentagem de partículas planas e alongadas, para este último caso, é de 20%. Outros órgãos no Brasil (alguns DERs) são menos conservadores e admitem este parâmetro limitado em 25% de partículas chamadas “defeituosas”, sendo elas planas e/ou alongadas, na razão 5:1.

Nesta pesquisa, os requisitos considerados foram os do sistema Superpave, em que avalia-se a forma do agregado na razão 5:1 e limitam em 10% o máximo percentual de partículas planas e alongadas constituintes da mistura asfáltica. Por fim, a última propriedade de consenso é apresentada a seguir.

3.2.3.4 – Teor de argila ou Ensaio do equivalente de areia

Esta propriedade visa determinar a quantidade de argila, em percentual, que está presente em uma amostra de agregados que passam na peneira de abertura # 4,75 mm. Para tanto, o ensaio de equivalente de areia é usado a fim de se determinar o teor de argila presente

na amostra. Se a quantidade de argila for excessiva em uma mistura asfáltica, isso pode prejudicar a aderência entre o ligante asfáltico e o agregado, resultando em descolamento na mistura asfáltica.

Procedimentos para realização deste ensaio, estão descritos em métodos, tais como, AASHTO T 176, ASTM D 2419, DNER ME 054 e NBR 12052, por exemplo. O equivalente de areia é uma relação entre a quantidade de areia pela quantidade de argila presentes, submersas e em suspensão em solução flocculante, em uma amostra de agregado miúdo ou de solo, todos contidos em uma proveta.

Neste ensaio, o agregado miúdo foi colocado em uma proveta graduada imerso em uma solução flocculante. A quantidade de agregado usada pode variar de acordo com o procedimento adotado, indo de 110 g a 1.500 g de material. Após a colocação do agregado na solução flocculante contida na proveta, o conjunto é agitado, conforme estabelecido no método adotado, com vistas a soltar as partículas argilosas aderidas aos agregados. Imerso em solução flocculante, o material argiloso é levado à suspensão sobre o material agregado que sedimenta. Após um período estabelecido, em torno de 20 min, de repouso necessário para a sedimentação do material, mede-se as alturas da argila em suspensão e do fino sedimentado. A Figura 3.20 ilustra a amostra utilizada neste ensaio.

Figura 3.20: Amostra de agregado miúdo usado no ensaio de teor de argila.

Após realizar-se as leituras das colunas de agregado miúdo (L_{ag}) e de argila (L_{ar}), pode-se calcular o equivalente de areia (EA), em percentual, conforme equação 17.

$$EA = \frac{L_{ag}}{L_{ar}} \times 100 \quad (17)$$

Para garantir a qualidade do agregado miúdo, os limites de aceitação deste parâmetro estabelecidos no sistema Superpave variam de acordo com o nível de tráfego. Do mesmo modo que o ensaio anterior (Partículas Planas e Alongadas), este ensaio de Teor de Argila não estabelece valores de parâmetros em função da espessura do revestimento. Sugerido no Superpave, os valores de equivalente de areia mínimo vão de 40% a 50%, dependendo do nível de tráfego, sendo maior aquele quanto maior for este. No Brasil, para qualquer nível de tráfego, este parâmetro apresenta requisito mínimo de 55%. A Tabela 3.31 apresenta os requisitos mínimos de Equivalente de Areia, em porcentagem, para os diversos níveis de tráfego estabelecidos no sistema Superpave.

Tabela 3.31: Requisitos mínimos aceitos de e equivalente de areia.

Tráfego (ESAL ou N)	Equivalente de areia (%) mín.
$N < 3 \times 10^5$	40
$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	40
$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	40
$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	45
$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	45
$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	50
$N \geq 1 \times 10^8$	50

Nesta pesquisa, os procedimentos adotados foram os sugeridos em ASTM D 2419 e em NBR 12052. O agregado foi peneirado e preparado segundo os procedimentos descritos. Os equipamentos necessários para realizar este ensaio eram os disponíveis no Laboratório de Estradas do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC.

Este ensaio foi realizado três vezes e a média dos valores encontrados foi tomada como valor referência de percentual de Equivalente de Areia do basalto estudado. A Tabela 3.32 apresenta os valores de leituras da altura da coluna de agregado miúdo e da altura da coluna de argila, além dos resultados do parâmetro Equivalente de Areia, em porcentagem.

Tabela 3.32: Valores medidos no ensaio Equivalente de Areia ou Teor de Argila.

Ensaio	L_{ag} (mm)	L_{ar} (mm)	EA (%)
1	93	149	63%
2	85	120	71%
3	98	116	85%
MÉDIA			73%

Nota-se que o valor médio encontrado de equivalente de areia de 73% é superior ao mínimo exigido no Superpave, para qualquer nível de tráfego, sendo o valor mínimo de 50% para tráfegos mais elevados, e maior também do que os 55% exigidos no Brasil.

Um estudo aprofundado sobre agregados foi realizado por Gouveia (2006), em que alguns agregados foram meticulosamente estudados e os passos para realização de cada ensaio em laboratório foram detalhadamente apresentados. Entre os agregados analisados no estudo de Gouveia, havia um basalto extraído da mesma pedreira que o basalto coletado para esta pesquisa. Ao analisar os valores das propriedades físicas e de consenso determinadas nos dois estudos, nota-se que os valores estão bem próximos, e que podem diferirem-se um pouco devido à mudança de operador ou pela passagem de mais de dez anos entre uma pesquisa e outra, o que acarretou a extração do basalto em frentes diferentes de exploração do agregado feita pela pedreira.

A título de comparação, no estudo de Gouveia (2006), os valores de densidade G_{sb} e G_{sa} encontrados foram, respectivamente, de 2,863 e 2,929. As propriedades de consenso tiveram também valores aproximados para o basalto comparando os dois estudos. O ensaio de Angularidade do Agregado Graúdo resultou em 100/100 de partículas fraturadas, o ensaio de Angularidade do Agregado Fino (AAF) resultou em 51,1%, o ensaio de Partículas Planas e Alongadas (PPA) resultou em 2,5% de partículas lamelares, e o ensaio de Equivalente de Areia resultou em 100%.

3.2.4 – Propriedades de Origem

O sistema Superpave não preconiza parâmetros para avaliar as propriedades de origem de agregados e, sim especifica avaliar o agregado quanto à durabilidade e à presença de materiais deletérios. A durabilidade do agregado pode ser avaliada: mediante ensaios que avaliem a resistência à abrasão e quebra do agregado quando de sua manipulação, mistura, espalhamento, compactação e tráfego; e ensaios que avaliem a sanidade do agregado quanto sua durabilidade quando expostos a ciclos de molhagem e secagem. Com estes ensaios, pode-se avaliar se os agregados usados na pavimentação são resistentes e duráveis.

Quanto às propriedades de origem, sugere-se seguir normas locais que forneçam valores para tais propriedades de dureza, de sanidade e de materiais deletérios dos agregados.

Por isso, neste estudo, optou-se por não realizar estes ensaios e, sim, apropriar-se de e apresentar os valores das propriedades de origem oriundas do estudo de Gouveia (2006) que analisou o mesmo agregado, conforme já dito anteriormente.

3.2.4.1 – Abrasão Los Angeles

As propriedades de dureza do basalto foram verificadas em ensaio de Abrasão Los Angeles segundo procedimento descrito em ASTM C 131. O resultado obtido neste ensaio para o basalto foi 16%, indicando que o material é resistente e adequado para uso em pavimentação asfáltica.

3.2.4.2 – Sanidade

A avaliação da durabilidade do agregado quanto a sua sanidade deu-se através do ensaio de sulfato de sódio, estabelecido na norma ASTM C 88. O valor de sanidade encontrado para o basalto foi de 5,7%, bem abaixo do limite máximo de 12% especificado pelo DER-PR. Pode-se concluir que quanto à durabilidade, o basalto apresentou bons resultados tanto de sanidade quanto de abrasão Los Angeles, sendo considerado resistente, durável e adequado aos serviços de pavimentação.

3.2.4.3 – Materiais deletérios

Nesta propriedade, o ensaio de Determinação de Torrões de Argila e Partículas Friáveis foi realizado conforme especificado na norma ASTM C 142. Para o basalto estudado, o valor de partículas friáveis foi de 0,64%, considerado baixo, com poucos torrões de terra que possam prejudicar o desempenho da mistura asfáltica.

3.2.5 – *Resumo das Propriedades dos Agregados*

Ao conhecer as propriedades físicas (3.2.2) e de consenso (3.2.3) dos agregados disponíveis, estimou-se os valores final destas propriedades para cada uma das três misturas tentativas, que foram apresentadas na seção 3.2.1, ponderando-se os valores de acordo com o percentual definido de cada agregado para compor a granulometria de cada mistura. A Tabela

3.33 apresenta um resumo das propriedades físicas e de consenso do basalto usado nesta pesquisa, conforme combinação de agregados proposta para cada mistura tentativa.

Tabela 3.33: Resumo das propriedades físicas e de consenso do agregado pesquisado.

Propriedades	Critério	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
Combinação	n/a	10% / 10% / 40% / 40%	15% / 15% / 35% / 35%	10% / 15% / 30% / 45%
Densidade aparente (G_{sb})	n/a	2,802	2,806	2,805
Densidade real (G_{sa})	n/a	3,023	3,019	3,027
Angularidade graúda	100% / 100%	100% / 100%	100% / 100%	100% / 100%
Angularidade miúda	45%, mínimo	50,3%	50,3%	50,3%
Partículas chata/alongadas	10%, máximo	5,2%	5,2%	5,9%
Equivalente de areia	50%, mínimo	73%	73%	73%

Nota-se que as três misturas tentativas de agregados, que tiveram suas propriedades estimadas, são aceitáveis, de acordo com os critérios estabelecidos no sistema Superpave. Os critérios apresentados são aqueles críticos em que observou-se os valores respectivos aos maiores volumes de tráfego (ESAL) e, quando coube, às menores espessuras de revestimento asfáltico. Logo, o basalto usado nesta pesquisa apresentou-se apto em qualidade e durabilidade para ser usado em misturas asfálticas Superpave, conforme é apresentado a seguir.

3.3 – SELEÇÃO DA ESTRUTURA DE AGREGADOS E PROJETO DO TEOR DE LIGANTE ASFÁLTICO USANDO O CGS

Segundo o sistema Superpave, para dosar teores de asfalto em projeto de misturas asfálticas, as misturas tentativas devem ser testadas e avaliadas a fim se definir qual esqueleto de agregado é o mais adequado para compor a mistura asfáltica. A estrutura pétrea de agregados (esqueleto) mais adequada é aquela cujas propriedades volumétricas melhor atendem aos requisitos Superpave. A avaliação das misturas tentativas deu-se a partir da compactação de dois corpos de prova (CP) para cada mistura asfáltica testada utilizando-se o CGS e, em seguida, da determinação das propriedades de compactação e volumétricas de cada um deles.

Inicialmente, deve-se estimar a densidade efetiva da mistura de agregados (G_{se}) e a partir dela determinar o teor tentativa de ligante asfáltico. A equação 18 mostra como definir a densidade efetiva a partir das densidades real e aparente (G_{sa} e G_{sb}) das granulometrias testadas.

$$G_{se} = G_{sb} + 0,8 \times (G_{sa} - G_{sb}) \quad (18)$$

A Tabela 3.34 apresenta os valores de densidade efetiva dos agregados das misturas tentativas 1, 2 e 3.

Tabela 3.34: Valores de densidade efetiva dos agregados das misturas tentativas.

Granulometria	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
G_{se}	2,979	2,976	2,982

O teor tentativa de ligante asfáltico (P_{bi}) é calculado com base no volume de ligante efetivo da mistura (V_{be}) e no volume de ligante absorvido pelos agregados (V_{ba}). Estes cálculos dependem de algumas admissões, tais como, que a mistura asfáltica é composta de 95% de agregados (P_s) e 5% de ligante asfáltico (P_b) e que o volume de vazios (V_v) da mistura compactada é de 4%. Além do mais, precisa-se conhecer a densidade do ligante (G_b) e a densidade aparente (G_{sb}) e efetiva (G_{se}) dos agregados, o peso de agregados (W_s) e, também, o tamanho máximo nominal da peneira da mistura de agregados (TMN), em polegadas.

O cálculo do peso de agregados (W_s) na mistura é apresentado na equação 19.

$$W_s = \frac{P_s \times (1 - V_v)}{\left(\frac{P_b}{G_b} + \frac{P_s}{G_{se}}\right)} \quad (19)$$

O cálculo do volume de ligante asfáltico absorvido pelo agregado (V_{ba}) pode ser realizado conforme apresentado na equação 20.

$$V_{ba} = W_s \times \left(\frac{1}{G_{sb}} - \frac{1}{G_{se}}\right) \quad (20)$$

O volume de ligante efetivo (V_{be}) pode ser calculado segundo equação 21.

$$V_{be} = 0,081 - 0,02931 \times \ln (TMN) \quad (21)$$

Por fim, pode-se determinar o teor estimativa de ligante asfáltico (P_{bi}) conforme equação 22.

$$P_{bi} = \frac{G_b \times (V_{ba} + V_{be})}{G_b \times (V_{ba} + V_{be}) + W_s} \times 100 \quad (22)$$

Nesta pesquisa, os valores adotados e calculados destes parâmetros para as três misturas tentativas são apresentados na Tabela 3.35.

Tabela 3.35: Parâmetros volumétricos das misturas tentativas.

Indicador	Variável	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
Percentual de agregado	P_s	95%	95%	95%
Percentual de ligante	P_b	5%	5%	5%
Volume de vazios	V_v	4%	4%	4%
Densidade do ligante	G_b	1,013	1,013	1,013
Densidade aparente do agregado	G_{sb}	2,802	2,806	2,805
Densidade efetiva do agregado	G_{se}	2,979	2,976	2,982
#TMN 19 mm em polegadas	TMN	0,75	0,75	0,75
Peso de agregado (g)	W_s	2,477	2,474	2,479
Volume de ligante absorvido	V_{ba}	0,0525	0,0504	0,0525
Volume de ligante efetivo	V_{be}	0,0894	0,0894	0,0894
Percentual de ligante asfáltico na mistura	P_{bi}	5,49	5,41	5,48

Portanto, os teores estimativas de ligante asfáltico foram arredondados em 5,5% para Mistura 1, 5,4% para a Mistura 2 e 5,5% para a Mistura 3. Uma vez que se conhecem os valores de teores estimativas de ligante asfáltico para cada mistura tentativa, dois corpos de prova por mistura foram compactados no CGS, e outras duas amostras equivalentes de cada mistura foram separadas a fim de calcular-se o valor médio da densidade máxima teórica (G_{mm}) de cada mistura tentativa.

Conforme visto na seção 3.1, para o ligante usado nesta pesquisa, a temperatura para realizar a mistura asfáltica foi de 150°C a 155°C e a temperatura para realizar a compactação da mistura foi de 137°C a 143°C. As misturas tentativas foram preparadas na temperatura devida e, logo em seguida, colocadas em um recipiente e levadas para envelhecer por 2 h em estufa a 135°C, conforme determinado no método Superpave. Passado o período de envelhecimento, as misturas foram colocadas em outra estufa por meia hora, no máximo, para

alcançarem a temperatura devida de compactação. Parte das amostras foi compactada em CGS e outra parte foi separada para determinar-se a G_{mm} , através do método Rice.

Para realizar a compactação das amostras no CGS, é necessário definir o nível de tráfego que se pretende atender e a temperatura máxima média do ar de projeto na localidade pretendida. Assim, definidas as condições, um dado número de giros de projeto do CGS é designado. Na região em que realizou-se a pesquisa, a temperatura máxima média do ar sugerida foi menor do que 39°C.

Quanto ao nível de tráfego, esta pesquisa pretendeu como objetivo avaliar qual influência existe sobre as propriedades das misturas asfálticas compactadas no CGS, quando se varia a energia de compactação, traduzida em número de giros do compactador giratório, em função da variação do nível de tráfego. Posto isso, todas as dosagens e compactações seguintes a esta etapa, que foram executadas a partir da mistura tentativa aqui definida, ocorreram em todos os sete níveis de tráfego equivalente (ESAL) sugeridos nas tabelas de compactação Superpave.

Entretanto, nesta etapa de se definir qual mistura tentativa seria escolhida, apenas um nível de tráfego foi selecionado para teste, o intermediário ($3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$), para realizar a compactação das amostras. Entendeu-se que a mistura tentativa escolhida, se atender os parâmetros volumétricos estabelecidos no Superpave, situada no ESAL central, ela teria chance de atender também, inclusive, os parâmetros volumétricos dos níveis de tráfego mais baixos ou altos, fato que foi constatado que sim, e apresentado logo adiante.

A Tabela 3.36 foi selecionada no método Superpave para a temperatura escolhida menor do que 39°C, e apresenta as energias de compactação N_{ini} , N_{proj} e $N_{máx}$, representadas pelo número de giros do CGS, para todos os níveis de tráfego do Superpave.

O Superpave considera o tráfego diferenciado em sete níveis, para definir as respectivas energias de compactação. Por comparação, o método Marshall de projeto de misturas asfálticas considera três níveis de tráfego, baixo ($N < 10^6$), médio ($N < 10^7$) e alto ($N > 10^7$), para definir a energia de compactação das misturas em 35, 50 ou 75 golpes/face, usando o compactador Marshall.

Tabela 3.36: Tabela de número de giros do CGS por ESAL para temperatura < 39°C.

Energia	Tráfego (ESAL ou N)	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}
N1	$N < 3 \times 10^5$	7	68	104
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	7	76	117
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	7	86	134
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	8	96	152
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	8	109	174
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	9	126	204
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	9	143	233

A Figura 3.21 ilustra os passos de execução da mistura asfáltica. Primeiro, o aquecimento do agregado (a), seguido pelo espalhamento do ligante asfáltico na temperatura de mistura sobre o agregado aquecido (b), e pela mistura manual dos materiais (c). Por fim, a mistura pronta despejada em recipiente para ser levado ao envelhecimento na estufa (d).

A mistura que foi compactada contém 1.200 g de agregado mais a massa proporcional de ligante no teor selecionado. A mistura separada para ensaio Rice consta de 2.000 g de agregado mais a massa proporcional de ligante asfáltico no teor selecionado.

(a)

(b)

(c)

(d)

Figura 3.21: Processo de preparação da mistura asfáltica.

Cada amostra de mistura asfáltica, após o envelhecimento e o ajuste de temperatura para a de compactação, foi compactada até o número máximo ($N_{\text{máx}}$) de giros. O volume de tráfego selecionado para esta etapa corresponde ao $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$ e, para este, os números de giros do CGS adotados para avaliar as misturas tentativas foram: $N_{\text{ini}} = 8$, $N_{\text{proj}} = 96$ e $N_{\text{máx}} = 152$.

Um total de seis CPs foram compactados, sendo dois CPs para cada mistura tentativa. Outras duas amostras equivalentes às amostradas compactadas, para cada mistura tentativa, foram tiradas da estufa após o período de envelhecimento, e deixadas soltas para esfriar, revolvendo a mistura de tempo em tempo durante o início do esfriamento a fim de se espalhar ao máximo a mistura asfáltica solta, sem compactação.

A Figura 3.22 ilustra o CGS usado neste estudo, um IPC Global da Servopac, o molde cilíndrico de 100 mm montado dentro do CGS, além dos detalhes do pistão de compressão e da base giratória do compactador.

Figura 3.22: Compactador giratório IPC Global Servopac.

As misturas asfálticas soltas serviram para determinação da densidade máxima teórica (G_{mm}) de cada mistura tentativa, segundo procedimento descrito em AASHTO T 209, em que, aproximadamente, 2.000 g de mistura asfáltica foi espalhada e revolvida cuidadosamente em uma bandeja larga até esfriar, a fim de separar as partículas de agregados agrupadas em pequenas porções menores do que 6,3 mm.

Após o período de esfriamento, a amostra foi despejada com auxílio de um funil de vidro dentro de um picnômetro calibrado e tarado, e a sua massa (A) foi determinada. Em seguida, verteu-se no picnômetro água destilada em quantidade suficiente para cobrir toda a amostra de mistura asfáltica. O conjunto, picnômetro + água destilada + amostra de mistura asfáltica, foi acoplado em uma bomba de vácuo e colocado sobre uma placa agitadora, a fim de se extrair todas as bolhas de ar de dentro da mistura asfáltica.

A amostra ficou um período de 15 minutos sendo agitada com aplicação de vácuo. Após retirar o conjunto da bomba de vácuo, mais água destilada foi adicionada ao mesmo, cuidadosamente para não produzir bolhas de ar, até que o menisco inferior do líquido tangenciasse a linha de calibração do picnômetro. Com isso, pesou-se o conjunto completo (E) e aferiu-se a temperatura com termômetro inserido no frasco até uma distância de cerca de 1 cm da amostra de agregado. A curva de calibração do picnômetro utilizado tinha sido elaborada de modo em que a massa do frasco + água (D) tinha sido medida para 9 temperaturas diferentes. A partir destas informações, pôde-se determinar a G_{mm} das misturas tentativas, conforme equação 23.

$$G_{mm} = \frac{A}{A+D-E} \quad (23)$$

Em que:

A – massa ao ar da amostra seca (g);

D – massa do conjunto frasco + água, conforme curva de calibração (g);

E – massa do conjunto frasco + água + amostra (g).

As misturas tentativas tiveram CPs compactados e, depois de esfriados, serviram para determinar a densidade aparente (G_{mb}) de cada mistura asfáltica tentativa, conforme procedimento descrito em AASHTO T 166. Os CPs compactados foram retirados dos moldes e postos em bancada para esfriar durante 24 h. Após esse período, a massa ao ar (A) do CP foi determinada. Em seguida, o CP foi imerso em balde com água por um período de cerca de 3 minutos e então teve sua massa imersa (C) em água determinada. Por fim, ao retirar o CP da imersão em água, este foi seco rápida e cuidadosamente com auxílio de uma toalha de algodão e, tão logo, o CP saturado, porém com a superfície seca, teve sua massa ao ar (B) determinada. A equação 24 mostra a forma de determinar a G_{mb} .

$$G_{mb} = \frac{A}{B-C} \quad (24)$$

Em que:

A – massa ao ar do CP (g);

B – massa ao ar do CP saturado, com superfície seca (g);

C – massa do CP imerso em água (g).

Com base nos valores de G_{mm} e G_{mb} , pôde-se determinar % G_{mm} de cada mistura, em diferentes números de giros do compactador, incluindo aqueles referentes aos giros N_{ini} , N_{proj} e $N_{máx}$, que serviram para verificar as propriedades de compactação das misturas.

Os valores de G_{mb} calculados pela fórmula foram relacionados com os valores de G_{mb} fornecidos pelo CGS, dados a partir da altura do CP, medida durante compactação, e da massa de mistura asfáltica utilizada na composição do CP. Conhecendo-se a área do cilindro de compactação e a altura de CP, calculou-se o volume máximo do CP durante a compactação. Com os valores de massa e de volume do CP, calculou-se a densidade aparente estimada da mistura asfáltica (G_{mb}).

Tendo em vista que o CP não preenche completamente a área do cilindro, pois vazios entre a parede do cilindro e o CP surgem em função da orientação dos agregados durante a compactação, resultando em um volume real do CP um pouco menor, uma correção da densidade aparente estimada da mistura (G_{mb}) é necessária. Para tanto, um fator de correção foi determinado a partir da divisão da G_{mb} , calculada pela fórmula através do peso hidrostático do CP, pela G_{mb} , estimada a partir do volume máximo do CP determinado no $N_{máx}$ do CGS. O fator de correção encontrado foi multiplicado por todos os valores de G_{mb} estimados durante a compactação, fornecendo, assim, os valores corrigidos de G_{mb} , sendo que estes foram usados para se determinar, a partir da densidade máxima teórica G_{mm} de cada mistura, os valores de % G_{mm} referente a cada número de giros do CGS, bem como o respectivo volume de vazios percentual (V_v).

As Figuras 3.23, 3.24 e 3.25 ilustram as curvas de compactação das misturas tentativas 1, 2 e 3, respectivamente. Nelas, observa-se o aumento do % G_{mm} na medida em que se aumenta o número de giros do CGS. Para cada mistura tentativa, apresentam-se três curvas,

respectivas ao CP1, ao CP2 e à media de ambos. Nota-se que os valores encontrados estão bem próximos em todas as três misturas tentativas.

Figura 3.23: Propriedade de compactação da mistura tentativa 1.

Figura 3.24: Propriedade de compactação da mistura tentativa 2.

Figura 3.25: Propriedade de compactação da mistura tentativa 3.

Uma vez determinadas as propriedades de compactação das misturas tentativas, determinou-se, também, os parâmetros volumétricos de cada mistura sugeridos pelo Superpave para avaliação da mistura asfáltica. Os parâmetros calculados foram: (a) o volume de vazios percentual (V_v); (b) a porcentagem de vazios no agregado mineral (VAM) ou *voids in mineral aggregate* (VMA); (c) a relação betume vazios (RBV) ou *voids filled with asphalt* (VFA); (d) e o teor de filer (TF) ou *dust proportion* (DP).

O volume de vazios percentual (V_v) foi calculado conforme equação 25.

$$V_v (\%) = 100 - \%G_{mm} @ N_{proj} \quad (25)$$

A porcentagem de vazios no agregado mineral inicial ($VAM_{inicial}$) foi calculada conforme equação 26, em que G_{mm} é a densidade máxima teórica da mistura asfáltica, P_s é o percentual estimado de agregado na mistura, e G_{sb} é a densidade aparente da mistura de agregados.

$$VAM_{inicial} (\%) = 100 - \left(\frac{\%G_{mm} @ N_{proj} \times G_{mm} \times P_s}{G_{sb}} \right) \quad (26)$$

Para cada mistura tentativa, a média dos valores foi calculada a partir de dois CPs. Os resultados encontrados dos valores médios de %G_{mm} tentativa, referentes aos N_{ini}, N_{proj} e N_{máx}, e de V_v (%) e VAM_{inicial} (%), referentes ao N_{proj}, são apresentados na Tabela 3.37.

Tabela 3.37: Valores iniciais das propriedades de compactação e propriedades volumétricas das misturas tentativas.

Mistura tentativa	% P _{bi} ligante	%G _{mm} tentativa @ N _{ini}	%G _{mm} tentativa @ N _{proj}	%G _{mm} tentativa @ N _{máx}	V _v (%)	VAM _{inicial} (%)
1	5,5	85,1	95,4	96,8	4,6	16,1
2	5,4	85,3	95,4	96,8	4,6	16,2
3	5,5	85,6	95,9	97,3	4,1	15,8

Observou-se que a quantidade de ligante asfáltico usada em cada mistura tentativa não proporcionou V_v de 4% e %G_{mm} @ N_{proj} de 96%, valores estes que são os requisitos de uma mistura asfáltica Superpave. Deste modo, em que os valores de V_v são diferentes, torna-se impossível comparar as propriedades de compactação e as propriedades volumétricas das três misturas tentativas. Para tanto, tornou-se necessário estimar um teor de ligante para cada mistura tentativa que conduza a V_v de 4%. A equação 27 fornece a percentagem de ligante estimado (P_b estimado) a partir da porcentagem tentativa de ligante inicial (P_{bi}) e do teor de vazios (V_v) inicial de cada mistura tentativa.

$$P_{b \text{ estimado}} = P_{bi} - [0,4 \times (4 - V_v)] \quad (27)$$

A partir destes teores P_b estimado, supõem-se que as misturas tenham V_v de 4% e, portanto, as propriedades volumétricas (%VAM_{estimado} e %RBV_{estimado}) das misturas tentativas podem ser estimadas conforme as equações 28 e 29.

$$VAM_{estimado}(\%) = VAM_{inicial}(\%) + C \times (4 - V_v) \quad (28)$$

Em que: C é uma constante que varia de 0,1 (para V_v < 4%) a 0,2 (para V_v > 4%).

Neste estudo, os três valores de V_v inicial foram maiores do que 4%, ou seja, 4,6% (mistura tentativa 1), 4,6% (mistura tentativa 2), e 4,1% (mistura tentativa 3), logo a constante C adotada foi igual a 0,2.

A propriedade Relação Betume Vazios estimado ($\%RBV_{estimado}$) pode ser definida a partir do valor de $\%VAM_{estimado}$ conforme visto na equação 29.

$$RBV_{estimado}(\%) = 100 \times \frac{(VAM_{estimado}-4)}{VAM_{estimado}} \quad (29)$$

O cálculo da $\%G_{mm}$ estimado foi feito a partir dos valores de $\%G_{mm}$ tentativa e do V_v de cada mistura tentativa. As equações 30, 31 e 32 ilustram o modo de cálculo das propriedades de compactação estimadas.

$$\%G_{mm\ estimado}@N_{ini} = \%G_{mm\ tentativa}@N_{ini} - (4 - V_v) \quad (30)$$

$$\%G_{mm\ estimado}@N_{proj} = \%G_{mm\ tentativa}@N_{proj} - (4 - V_v) \quad (31)$$

$$\%G_{mm\ estimado}@N_{m\acute{a}x} = \%G_{mm\ tentativa}@N_{m\acute{a}x} - (4 - V_v) \quad (32)$$

Então, as propriedades estimadas de compactação das misturas tentativas são apresentadas na Tabela 3.38.

Tabela 3.38: Valores estimados das propriedades de compactação das misturas tentativas.

Mistura tentativa	1	2	3
% Ligante (P_{bi})	5,5	5,4	5,5
% Ligante estimado ($P_{b\ estimado}$)	5,7	5,7	5,5
% G_{mm} estimado (N_{ini})	85,6	86,0	85,6
% G_{mm} estimado (N_{proj})	96,0	96,0	96,0
% G_{mm} estimado ($N_{m\acute{a}x}$)	97,4	97,4	97,4

Por fim, para o cálculo do teor de filer nas misturas asfálticas, é necessário determinar o teor de ligante asfáltico efetivo ($P_{b\ efetivo}$) das misturas tentativas. O teor de filer (TF ou DP) é calculado como uma porcentagem em massa do agregado que passa na peneira de abertura #0,075 mm dividido pelo teor de ligante asfáltico efetivo, conforme equação 33. Neste estudo, os valores de agregados que passaram na peneira de abertura # 0,075 mm foram 4,6%, 4,1%, e 5,1%, para as misturas tentativas 1, 2 e 3, respectivamente.

$$TF = \frac{\% \text{ passa } \# 0,075 \text{ mm}}{P_{b\ efetivo}} \quad (33)$$

O $P_{b\text{ efetivo}}$ pode ser calculado com base no percentual estimado de agregado na mistura (P_s), na densidade do ligante asfáltico (G_b), na densidade efetiva do agregado (G_{se}), na densidade aparente do agregado (G_{sb}) e no teor de ligante estimado ($P_{b\text{ estimado}}$), conforme equação 34.

$$P_{b\text{ efetivo}} = -(P_s \times G_b) \times \left(\frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} \times G_{sb}} \right) + P_{b\text{ estimado}} \quad (34)$$

Portanto, pôde-se estimar as propriedades volumétricas estipuladas no Superpave para as três misturas tentativas, referentes ao número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS, e seus valores estão representados na Tabela 3.39.

Tabela 3.39: Valores estimados das propriedades volumétricas das misturas tentativas referentes ao N_{proj} .

Mistura tentativa	1	2	3
% Ligante (P_{bi})	5,5	5,4	5,5
% Ligante estimado ($P_{b\text{ estimado}}$)	5,7	5,7	5,5
% Ligante efetivo ($P_{b\text{ efetivo}}$)	5,7	5,6	5,5
% V_v	4,0	4,0	4,0
% VAM_{estimado}	16,0	16,1	15,8
% RBV_{estimado}	75,0	75,1	74,7
Teor de filler (TF)	0,81	0,73	0,92

Uma vez que as propriedades de compactação e as propriedades volumétricas foram estimadas para um V_v de 4%, pôde-se comparar as três misturas tentativas, em uma mesma base. Segundo o Superpave, os parâmetros aceitáveis dessas propriedades variam em função do nível de tráfego, da condição climática ou da espessura do revestimento. Nesta etapa do estudo, selecionou-se para a compactação das amostras das Misturas 1, 2 e 3, o nível de tráfego de $3 \times 10^6 \leq \text{ESAL} < 1 \times 10^7$, contudo, a expectativa foi de que a mistura tentativa selecionada atendesse aos critérios de todos os sete níveis de tráfego propostos no método Superpave.

Conforme visto nas Tabelas 3.33 e 3.34, a Mistura 3 teve os maiores valores de densidade real do agregado (3,027) e de densidade efetiva do agregado (2,982), apesar de não ter tido o maior valor de densidade aparente do agregado (2,805), que foi o da Mistura 2 (2,806).

As propriedades de compactação das misturas asfálticas Superpave que interessam são as respectivas aos números de giros do CGS, chamados de número de giros de projeto (N_{projeto}), número de giros inicial (N_{inicial}) e número de giros máximo ($N_{\text{máximo}}$). De acordo com o Superpave, o número de giros de projeto foi definido entre os valores 68 a 172, sendo que os mais baixos valores são respectivos aos mais baixos níveis de tráfego e as mais baixas temperaturas do ar de projeto. Na medida em que se aumenta tanto o volume de tráfego quanto a temperatura do ar de projeto, maiores são os números de giros do CGS. Já os valores de N_{inicial} e $N_{\text{máximo}}$ são definidos em função do N_{projeto} , conforme as equações 35 e 36.

$$\text{Log}_{10} N_{\text{inicial}} = 0,45 \times \text{Log}_{10} N_{\text{projeto}} \quad (35)$$

$$\text{Log}_{10} N_{\text{máximo}} = 1,10 \times \text{Log}_{10} N_{\text{projeto}} \quad (36)$$

Para garantir que a mistura asfáltica tenha trabalhabilidade e estabilidade, o Superpave definiu que o N_{inicial} do CGS deve proporcionar um valor de $\%G_{\text{mm}} < 89\%$. E para garantir que a mistura não fique muito compactada, ausente de vazios, estipulou-se que o $N_{\text{máximo}}$ do CGS deve garantir $\%G_{\text{mm}} < 98\%$, evitando densificação prematura da mistura. O N_{projeto} deve gerar misturas com $\%G_{\text{mm}}$ de 96%, ou seja, um valor de volume de vazios de 4%. As três misturas testadas atenderam a todos os critérios de compactação, conforme pôde ser visto na Tabela 3.38 apresentada anteriormente.

No Superpave, os requisitos VAM, RBV e TF, são aqueles estimados para um V_v de 4% e dependem do TMN do agregado (VAM) ou do nível de tráfego (RBV) ou do teor de finos presente na mistura (TF). Sobre o volume de vazios, os métodos brasileiros de projeto de misturas asfálticas aceitam V_v entre 3% a 5% para revestimentos asfálticos e de 4% a 7% para a camada *binder*.

O requisito RBV é dado como o percentual de VAM contendo ligante asfáltico, ou seja, é o volume de ligante asfáltico efetivo, expresso com percentual de VAM. Sendo assim, no Brasil, apenas o requisito RBV é parametrizado, em que seus valores são de $75\% < \text{RBV} < 82\%$, para revestimento asfáltico e de $65\% < \text{RBV} < 72\%$, para *binder*.

As Tabelas 3.40 e 3.41 apresentam os parâmetros Superpave dos requisitos VAM e RBV, respectivamente. Nota-se que neste estudo as três misturas tentativas possuem TMN de

19 mm. Portanto, os valores de referência de VAM devem ser maiores do que 13,0%. Neste estudo, as três misturas tentativas atendem a este parâmetro, sendo os valores de VAM encontrados das misturas 1, 2 e 3, respectivamente, 16,0%, 16,1% e 15,8%, conforme já apresentado na Tabela 3.39. Os requisitos VAM estão apresentados na Tabela 3.40.

Tabela 3.40: Requisitos VAM de projeto de misturas Superpave.

TMN do agregado	VAM (%) mínimo
9,5 mm	15,0
12,5 mm	14,0
19 mm	13,0
25 mm	12,0
37,5 mm	11,0

Quanto aos valores de RBV, independente de as misturas tentativas terem sido compactadas para um volume de tráfego intermediário, espera-se escolher uma mistura que atenda a todos os sete níveis de tráfego propostos no Superpave.

Os valores deste parâmetro neste estudo foram apresentados na Tabela 3.39, e mostram para as misturas 1, 2 e 3, RBV de 75%, 75,1% e 74,7%, respectivamente. Logo, a mistura 2, por muito pouco, ficou acima dos valores sugeridos para este parâmetro, em volumes de tráfego maiores do que 3×10^6 , apesar de atender às normas brasileiras. Os requisitos RBV estão apresentados na Tabela 3.41.

Tabela 3.41: Requisitos RBV de projeto de misturas Superpave.

Tráfego (ESAL ou N)	RBV (%) de projeto
$N < 3 \times 10^5$	70 – 80
$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	65 – 78
$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	65 – 78
$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	65 – 75
$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	65 – 75
$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	65 – 75
$N \geq 1 \times 10^8$	65 – 75

Finalmente, o teor de filler (TF) é um critério a ser atendido na fase de projeto da mistura asfáltica Superpave, sendo aceitável valores entre 0,6 e 1,2 para qualquer mistura asfáltica. No Brasil, este parâmetro não é especificado. Neste estudo, conforme foi visto na Tabela 3.39, os valores de TF das misturas 1, 2 e 3, respectivamente, foram 0,81, 0,73, e 0,92, sendo todos aceitáveis.

Portanto, neste estudo, as três misturas tentativas possuíram valores bem próximos, o que era de se esperar por se tratar dos mesmos tipos de agregado e ligante. As misturas 1 e 3 atenderam a todos os requisitos de compactação e volumétricos, enquanto que a mistura 2 não passou pelo RBV. Entre as misturas 1 e 3, por possuir melhor densidade real (G_{sa}) e efetiva (G_{se}), a Mistura 3 foi a mistura escolhida para o projeto estrutural do agregado.

A próxima fase, a de seleção do teor de ligante asfáltico de projeto, foi executada a partir da mistura tentativa 3. A Figura 3.26 apresenta a curva granulométrica da Mistura 3, selecionada para ser objeto deste estudo doravante.

Figura 3.26: Curva granulométrica da mistura tentativa 3 escolhida.

3.3.1 – Seleção do Teor de Ligante Asfáltico de Projeto

No sentido de atender o objetivo deste trabalho, esta etapa foi realizada estimando-se sete valores de teor de asfalto de projeto, um para cada nível de tráfego proposto no método Superpave (N1 a N7), para a temperatura média máxima do ar de projeto $< 39^{\circ}\text{C}$. Ou seja, sete dosagens foram realizadas usando-se a mesma estrutura de agregado selecionada na seção anterior. Deste modo, espera-se amenizar qualquer distorção que possa ocorrer nas propriedades analisadas surgidas em função da diferença de materiais, e enfatizar a análise na

influência da energia de compactação do CGS nas propriedades volumétricas e de compactação das misturas asfálticas projetadas. Os requisitos para projeto de misturas asfálticas Superpave levam em conta os parâmetros volumétricos da mistura (V_v , VAM e RBV), o teor de filer (TF) e a sensibilidade da mistura à água.

A escolha do teor final de ligante de projeto de cada mistura asfáltica, que ao ser compactada com número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS produza um V_v de 4%, considera quatro teores de asfalto: o teor de ligante asfáltico estimado para a mistura 3 da seção anterior, ou seja, 5,5%; e mais, o teor de ligante estimado menos 0,5%, ou seja, 5,0%; o teor de ligante estimado menos 1,0%, ou seja, 4,5%; e o teor de ligante estimado mais 0,5%, ou seja, 6,0%. Para tanto, 3 CPs foram compactados para cada um dos 4 teores de asfalto propostos, ou seja, 12 CPs por dosagem, sendo 7 dosagens, cada uma referente a um nível de energia de tráfego proposto no Superpave, totalizando 84 CPs compactados nesta etapa até o número máximo de giros do CGS ($N_{máx}$). Cada CP contém uma massa de 1.200 de agregado somada a uma massa de ligante asfáltico respectiva a cada teor de ligante proposto.

Para determinação da densidade máxima teórica (G_{mm}) das misturas, duas amostras de mistura asfáltica foram preparadas, conforme procedimento descrito em AASHTO T 209, para cada teor de asfalto, 4,5%, 5,0%, 5,5% e 6,0%, e, após o ensaio, as médias dos valores de G_{mm} foram calculadas e estão apresentadas na Tabela 3.42.

Tabela 3.42: Valores de G_{mm} em função do teor de asfalto tentativa.

% ligante	G_{mm}
4,5%	2,631
5,0%	2,609
5,5%	2,593
6,0%	2,572

Nota-se que na medida em que aumentou-se o teor de ligante asfáltico nas misturas, os valores médios de G_{mm} diminuíram. A Figura 3.27 ilustra a curva G_{mm} por teor de asfalto, definida para a estrutura de agregados que compôs todas as misturas asfálticas aqui avaliadas. Logo, para qualquer teor de asfalto de projeto deste estudo, pôde-se determinar o valor de G_{mm} , em função desta relação apresentada a seguir.

Figura 3.27: Valores de densidade máxima teórica em função do teor de ligante.

Os valores de densidade aparente das misturas asfálticas (G_{mb}) foram determinados conforme procedimento descrito em AASHTO T 166. Em cada energia de compactação, N1 a N7, os 3 CPs de cada um dos quatro teores de asfalto tentativa tiveram seus valores médios determinados e apresentados nas Tabela 3.43.

Tabela 3.43: Valores médios de G_{mb} para cada nível de energia de compactação.

% ligante	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
4,5%	2,469	2,479	2,484	2,493	2,497	2,527	2,530
5,0%	2,489	2,511	2,501	2,509	2,515	2,535	2,547
5,5%	2,514	2,520	2,531	2,516	2,533	2,547	2,561
6,0%	2,523	2,533	2,529	2,536	2,541	2,568	2,561

A Figura 3.28 ilustra o comportamento da densidade aparente das misturas asfálticas em função do teor de ligante, ao se variar a energia de compactação.

Figura 3.28: Valores de G_{mb} em função do teor de asfalto por energia de compactação.

Quanto maior foi a energia de compactação do CGS, maiores foram os valores médios de G_{mb} determinados, para qualquer teor de asfalto tentativa. Em poucos pontos, onde as curvas cruzaram-se, uma energia inferior de compactação conduziu alguns CPs a valores mais altos de G_{mb} se comparados com uma energia superior de compactação, notadamente nos teores de asfalto 5,0%, entre N2 e N3 e entre N2 e N4; 5,5%, entre N3 e N4; e 6,0%, entre N2 e N3 e entre N6 e N7. Contudo, os valores são próximos, e por isso, podemos supor que essas pequenas variações foram decorrentes de variações que podem ocorrer em laboratório durante a compactação, tais como, temperatura da mistura ou do molde cilíndrico no momento da compactação, ou orientação dos agregados durante a compactação, por exemplo.

Vê-se, também, que quanto maior foi o teor de asfalto tentativa, em cada nível de energia de compactação do CGS, maiores foram os valores determinados de G_{mb} . Em dois casos apenas, notou-se que valores de G_{mb} diminuíram ou estabilizaram a partir de 5,5% se comparado com 6,0% de teor de asfalto, notadamente nas energias N3 e N7, respectivamente. Deduziu-se que o teor ótimo ou teor de projeto de asfalto girava em torno de 5,5%, o que geraria valores mais altos de G_{mb} , nestes casos.

Cada mistura, M1 a M7, foi compactada em cada nível de energia de tráfego proposto no Superpave, N1 a N7, até o número de giros máximo, e os valores de teor de asfalto de projeto foram determinados e as propriedades de compactação e propriedades volumétricas de cada mistura foram calculadas e avaliadas. A Tabela 3.44 apresenta os dados de número de giros adotados no CGS, para temperatura máxima média do ar $< 39^{\circ}\text{C}$, para cada energia de tráfego a seguir analisada.

Tabela 3.44: Valores de número de giros do CGS por nível de tráfego.

Mistura	Tráfego (ESAL ou N)	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}
M1	N1	$N < 3 \times 10^5$	7	68
M2	N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	7	76
M3	N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	7	86
M4	N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	8	96
M5	N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	8	109
M6	N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	9	126
M7	N7	$N \geq 1 \times 10^8$	9	143

As propriedades de compactação e volumétricas das misturas asfálticas referentes a cada nível de tráfego N1 a N7 estão apresentadas em Apêndice AP1.

A próxima seção agrupa os resultados encontrados nas dosagens e traz comentários sobre as propriedades encontradas das misturas asfálticas testadas.

3.3.2 – Análise dos Resultados das Propriedades de Compactação e Volumétricas das Misturas Asfálticas Projetadas em Cada Nível de Energia de Tráfego

Inicialmente, deve-se ressaltar que todos os CPs analisados nesta seção foram compactados até o número máximo de giros (N_{máx}) do CGS, conferindo aos mesmos, quando com teores de asfalto elevados, um grau de compactação superior a 98%G_{mm}, ou seja, CPs com teores de vazios inferiores a 2%. Deste modo, pôde-se elaborar gráficos relacionando o teor de ligante das misturas testadas com o volume de vazios produzidos quando da compactação até o número máximo de giros. A partir da respectiva leitura no gráfico no valor de V_v = 4%, estimou-se o teor de ligante de projeto daquela mistura naquele nível de energia de compactação.

As propriedades de compactação %G_{mm}@N_{ini} e %G_{mm}@N_{máx} foram estimadas para cada teor de asfalto de projeto, a partir das curvas de compactação elaboradas com os dados dos relatórios de compactação, fornecidos pelo CGS. As propriedades volumétricas VAM e RBV e o TF foram relacionados com o teor de ligante usado nas compactações até o N_{máx}. Deste modo, os gráficos elaborados forneceram uma relação que permitiu estimar os valores destas propriedades analisadas, obtidos em referência ao teor de ligante de projeto, para V_v de 4%, em cada mistura compactada na respectiva energia de compactação.

A Tabela 3.45 apresenta os valores médios das propriedades de compactação, determinadas para o $N_{máx}$ do CGS, e das propriedades volumétricas, estimadas para as misturas asfálticas nos respectivos teores de asfalto projetados, de cada nível de energia de compactação, N1 a N7, avaliado nesta pesquisa.

Tabela 3.45: Resumo das propriedades de compactação e volumétricas das misturas asfálticas avaliadas, nos sete níveis de energia de compactação do CGS.

Energia	Ligante projeto	G_{mm}	G_{mb}	% G_{mm} @ N_{ini}	% G_{mm} @ $N_{máx}$	VAM	RBV	TF
N1	5,8%	2,580	2,520	86,3	97,7	16,6%	77,0%	0,7
N2	5,7%	2,585	2,525	85,7	97,7	16,5%	77,5%	0,7
N3	5,6%	2,589	2,530	85,4	97,7	16,4%	76,0%	0,7
N4	5,5%	2,593	2,516	85,5	97,0	16,4%	74,5%	0,7
N5	5,4%	2,598	2,530	85,2	97,4	16,0%	74,8%	0,7
N6	5,1%	2,606	2,538	85,3	97,4	15,4%	74,5%	0,6
N7	5,0%	2,610	2,548	85,2	97,6	14,9%	74,5%	0,6

Sobre os teores de ligante de projeto, notou-se que na medida em que aumentou-se a energia de compactação da mistura asfáltica, o valor de ligante de projeto diminuiu. O valor variou entre 5,8% de teor de projeto de ligante, para a energia mais baixa de compactação, e 5,0%, para a energia mais alta do CGS. A Figura 3.29 ilustra os valores de teor de asfalto de projeto para cada nível de energia testado neste estudo.

Figura 3.29: Teores de asfalto de projeto *versus* nível de energia de compactação.

Entretanto, em campo, variações em torno de 0,2% no teor de asfalto são aceitáveis em dosagens de misturas asfálticas, pois acredita-se que as propriedades volumétricas não seriam tão discrepantes a ponto de comprometer os resultados esperados. Analisando neste espectro, apesar de a variação apresentada mostrar uma diminuição do teor de asfalto com o aumento da energia de compactação, pode-se especular que poucas variações de energia de compactação realmente resultaram valores de teor de asfalto de projeto diferentes estatisticamente. A Tabela 3.46 compara os valores de teor de asfalto obtidos para cada energia de compactação, indicando se “sim (S)”, são diferentes, caso a variação seja maior do que 0,2%, ou se “não (N)”, se a diferença for menor do que 0,2% no teor de asfalto de projeto.

Tabela 3.46: Análise das variações de 0,2% no teor de asfalto.

	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
N1	-	N	N	S	S	S	S
N2	N	-	N	N	S	S	S
N3	N	N	-	N	N	S	S
N4	S	N	N	-	N	S	S
N5	S	S	N	N	-	S	S
N6	S	S	S	S	S	-	N
N7	S	S	S	S	S	N	-

O projeto de teor de asfalto do Superpave é dividido em três níveis, o nível 1 de projeto que engloba as energias N1 e N2 de compactação, o nível 2 de projeto que engloba as energias N3 e N4, e o nível 3 de projeto, as energias N5, N6 e N7.

Analisando a Tabela 3.46, pode-se afirmar que no nível 1 de projeto não houve diferença nas dosagens nas energias N1 e N2, a diferença de dosagem a partir de N1 começou a ocorrer apenas na energia de compactação N4, último nível de energia do nível 2 de projeto, e daí adiante, N5, N6 e N7. Ainda no nível 1 de projeto, da energia N2 de compactação, a diferença no teor de ligante se deu apenas no nível 3 de projeto, a partir da energia de compactação N5, N6 e N7, não havendo diferença estatística entre a energia N2 e o nível 2 de projeto em qualquer energia, N3 ou N4. No nível 2 de projeto, os valores de teor de ligante projetados não se diferem entre os seus níveis de energia N3 e N4, tampouco entre os valores dos níveis de projeto 1 e 2, exceto pela diferença existente já citada entre os níveis N1 e N4 de energia de compactação. Entre as energia N3 e N4, as diferenças de teores de asfalto projetados só ocorrem nas energias de compactação N6 e N7, do nível 3 de projeto. No nível 3 de projeto de misturas asfálticas do Superpave, que contempla as energias N5, N6 e N7 de

compactação com o CGS, verificou-se diferença dos valores de teor de asfalto entre a energia N5 e as energias N6 e N7 de compactação. Entre N6 e N7, não. A energia N5 de compactação resultou teor de asfalto diferente também dos valores propostos nas energias N1 e N2, do nível 1 de projeto. O teor de asfalto proposto na energia N5 ficou próximo dos valores das energias N3 e N4, do nível 2 de projeto. Já os valores de teor de asfalto projetados nas energias N6 e N7 são diferentes de todos os outros teores de asfalto projetados nas diversas energias de compactação.

Portanto, pode-se concluir que nas energias N1, N2 e N3, as diferenças ($> 0,2\%$) no teor de asfalto projetado surgiram a partir de 3 energias de compactação acima. Na energia N4, a diferença no teor de projeto apareceu a partir de dois níveis de energia acima, já na energia N5, a partir de um nível acima. Por fim, entre as energias N6 e N7 não houve diferença.

O sistema Superpave preconiza que as propriedades de compactação devem respeitar alguns limites. O valor de $\%G_{mm}@N_{ini}$ deve ser inferior a 89%, o valor de $\%G_{mm}@N_{proj}$ deve ser igual a 96% e o valor de $\%G_{mm}@N_{máx}$ deve ser inferior a 98%, garantindo com isso os parâmetros necessários para se produzir uma mistura asfáltica estável, durável e de fácil trabalhabilidade.

Ao se analisar a Tabela 3.45, nota-se que todos os parâmetros das propriedades de compactação foram atendidos, em todos os níveis de energia de compactação. Observou-se que os valores de $\%G_{mm}$ apresentaram uma leve tendência de redução, ao se aumentar o nível de energia de compactação, tanto para $@N_{ini}$ quanto para $@N_{máx}$. Entretanto, os valores são praticamente iguais e isso se deve ao fato de que, para a compactação em qualquer nível de energia, houve um ajuste no valor do teor de ligante para preservar os 4% de vazios ao final da compactação, alterando os valores de G_{mb} e G_{mm} , contudo, preservando uma proporção entre eles bem aproximada em todas os níveis de energia de compactação do CGS.

A Figura 3.30 ilustra a evolução do $\%G_{mm}@N_{ini}$ e $\%G_{mm}@N_{máx}$ em função da energia de compactação.

Figura 3.30: Valores de $\%G_{mm}$ para cada nível de energia de compactação.

As Figuras 3.31 e 3.32 apresentam os valores médios de G_{mm} e de G_{mb} , respectivamente, estimados para misturas asfálticas ensaiadas em todos os níveis de energia de compactação avaliados neste estudo.

Nota-se que na medida em que aumentou-se a energia de compactação do CGS, os valores de densidade máxima teórica (G_{mm}) tenderam a aumentar também. O mesmo pôde ser observado em relação aos valores de densidade aparente (G_{mb}), em que estes aumentaram na medida em que aumentou-se a energia de compactação, exceto pelo nível N4 de energia de compactação, que apresentou uma queda em seu valor que foi atribuída a algum deslize no controle tecnológico das temperaturas no momento da compactação dos corpos de prova.

Figura 3.31: G_{mm} *versus* nível de energia de compactação.

Figura 3.32: G_{mb} *versus* nível de energia de compactação.

A Figura 3.33 ilustra a variação dos valores de G_{mb} em função do teor de ligante asfáltico na mistura.

Figura 3.33: G_{mb} *versus* teor de asfalto de projeto.

Os valores das propriedades volumétricas, VAM e RBV, e do TF, das misturas asfálticas dosadas nos sete níveis de energia de compactação do CGS, estão ilustrados nas Figuras 3.34, 3.35 e 3.36. Os valores referem-se aos estimados, em cada nível de energia de compactação, para N_{proj} , gerando amostras com $96\%G_{mm}$ e V_v de 4%.

Quanto às propriedades volumétricas (VAM, RBV e TF), a propriedade vazios no agregado mineral – VAM diminuiu de 16,6% a 14,9%, ou seja, uma queda de cerca de 10%. Contudo, observa-se uma queda mais acentuada nas energias N6 e N7 de compactação. A energia N7, inclusive, teve VAM inferior a 15%, o que já seria um valor limite para misturas com TMN de agregados de 9,5 mm. Para as misturas com TMN 19 mm, tamanho adotado neste estudo, o VAM limite é o mínimo de 13%.

A Figura 3.34 ilustra a variação do VAM com a variação da energia de compactação.

Figura 3.34: VAM *versus* nível de energia de compactação.

Já a relação betume vazios – RBV oscilou entre quedas e subidas, contudo da menor energia de compactação para a maior, seu valor caiu de 77% a 74,5%, ou seja, um pouco mais de 3% de queda. Contudo nota-se na Figura 3.35, que o RBV entre as energias N1, N2 e N3 são próximos e que na energia N4, o valor cai e praticamente estabiliza até a energia de compactação N7.

Figura 3.35: RBV *versus* nível de energia de compactação.

Os valores de teor de filler – TF se mantiveram estáveis em 0,7 e nas energias mais altas de compactação, N6 e N7, diminuíram para 0,6. A Figura 3.36 ilustra o comportamento.

Figura 3.36: TF *versus* nível de energia de compactação.

Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF tenderam a diminuir com o aumento da energia de compactação, o que era já esperado, e ressalta-se que todos os requisitos propostos no Superpave foram atendidos. Contudo, em altas energias de compactação observou-se os valores dos parâmetros aproximando-se bastante dos limites requisitados, o que pode sugerir, conforme já apresentado em outros estudos, que o Superpave dosa teores baixos de ligante asfáltico quando em altas energias de compactação.

Portanto, ao final das dosagens nos sete níveis de tráfego propostos no Superpave para temperaturas inferiores a 39°C, pode-se concluir que os requisitos Superpave foram atendidos em sua plenitude e, por isso mesmo, os teores de asfalto projetados em cada nível de energia foram considerados justos para, a partir daqui, tomar estes como base no preparo das amostras e na realização dos testes mecânicos.

Para finalizar o procedimento de projeto de teor de asfalto Superpave, as misturas precisam ser submetidas a uma avaliação quanto à sua sensibilidade à água. O item seguinte verifica esse requisito.

3.3.3 – Avaliação da Sensibilidade à Água em Misturas Asfálticas

O projeto volumétrico de uma mistura asfáltica é um elemento muito relevante no sistema Superpave. Este projeto é baseado na seleção do teor de ligante asfáltico na mistura, que ao compactada gere um volume de vazios de 4%, referente a uma determinada energia de compactação associada a um nível de tráfego equivalente. Baseia-se, também, na determinação dos parâmetros VAM e RBV, e na verificação do TF.

Além disso, o Superpave preconiza que a mistura asfáltica seja submetida a um ensaio que avalia sua sensibilidade à água. O ensaio de determinação do dano por umidade induzida em misturas asfálticas avalia a relação entre a resistência à tração (RT) por compressão diametral do CP em condições normais de compactação e a RT das misturas compactadas em condições semelhantes, contudo, em seguida, os CPs foram submetidas a ciclos térmicos de condicionamento.

O ensaio de compressão diametral, também conhecido como Ensaio Brasileiro, é um ensaio realizado para prever de forma indireta a resistência à tração de um material compactado. O ensaio de resistência à tração (RT) por compressão diametral estática consiste na aplicação progressiva de uma carga de compressão diametral em um corpo de prova (CP) de mistura asfáltica até a sua ruptura. O valor de RT é definido como sendo a tensão de tração que resultou ruptura diametral do CP que estava submetido a uma carga de compressão paralela ao eixo de ruptura.

Antes da realização do ensaio, os valores médios de altura e de diâmetro do CP foram anotados e este ficou mantido à temperatura de 25°C, por ao menos 24 h. Após este período, o CP foi montado na prensa e submetido à aplicação de uma carga progressiva, com velocidade de compressão de 0,8 mm/s, até a sua ruptura, quando então foi anotado o valor da carga (em kgf) fornecido no painel da prensa.

A Figura 3.37 ilustra o CP montado na prensa de compressão diametral estática.

Figura 3.37: CP montando na prensa de compressão diametral estática.

O cálculo da RT do CP é dado através da equação 37.

$$RT = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H \times 10,2} \quad (37)$$

Em que:

RT – resistência à tração indireta, em MPa;

F – carga de ruptura, em kgf;

D – diâmetro médio do CP, em cm; e

H – altura média do CP, em cm.

Este ensaio de resistência à tração seguiu a norma DNER ME 138 e foi realizado em CPs compactados para 7% de volume de vazios, conforme apresentado nesta seção. Este ensaio foi realizado também em CPs compactados para 4% de volume de vazios, conforme apresentado no capítulo 4, na seção 4.2.1.

O ensaio de determinação da sensibilidade à água foi realizado para identificar se a mistura asfáltica testada era susceptível à ação da umidade, de modo que avaliou-se o potencial de descolamento de ligante do agregado na mistura asfáltica. O Superpave indica realizar este ensaio com base na norma da AASHTO T 283. No Brasil, a norma da ABNT

NBR 15617 apresenta, também, uma metodologia para realização deste ensaio. Este ensaio é chamado na literatura como Ensaio *Lotman*.

Para uma dada mistura asfáltica ensaiada, este teste foi realizado com 6 CPs, de tal modo que 3 CPs foram usados como material de controle e outros 3 CPs, como material condicionado (submetido ao condicionamento térmico), que foram comparados entre si. Estes grupos (controle e condicionado) foram selecionados de modo a ter valores médios semelhantes de volume de vazios entre si. Segundo a norma AASHTO T 283, os CPs devem ser compactados para atingir um volume de vazios de $7\% \pm 1\%$. O número de giros do CGS, em cada nível de energia N1 a N7 usado neste ensaio, para cada teor de ligante de projeto, foi determinado empiricamente para produzir CPs com o volume de vazios especificado.

Após o condicionamento térmico de um grupo com 3 CPs, os 6 CPs dos dois grupos (controle e condicionado) foram submetidos a ensaios de RT, em que o resultado que interessou foi a razão entre os valores de RT do grupo condicionado e do grupo de controle, chamado de “razão resistência à tração” (RRT ou TSR, do inglês *tensile strength rate*). Segundo o Superpave, para que a mistura asfáltica seja adequada, o valor de RRT deve ser superior a 80%.

Neste estudo, sete misturas asfálticas (M1 a M7) foram testadas, totalizando 42 CPs moldados segundo suas respectivas energias de compactação N1 a N7, em seus respectivos teores de asfalto de projeto selecionados na etapa anterior. O condicionamento dos CPs foi feito na metade destes CPs, ou seja, em 21 CPs, sendo 3 CPs de cada uma das sete misturas asfálticas. O processo de determinação de G_{mm} , G_{mb} e V_v foi semelhante ao já descrito na seção anterior.

Uma vez que todos os CPs foram moldados, seus V_v foram calculados, suas massas secas ao ar (A') foram determinadas, suas medidas de altura e de diâmetro foram tomadas, pelo menos 4 vezes cada uma, e suas respectivas médias foram calculadas (Figura 3.38). O grupo de controle, com 21 CPs, foi reservado para realização do ensaio de RT, e o outro grupo com 21 CPs foi levado ao condicionamento.

De acordo com as normas, o condicionamento pode ser de dois tipos: condicionamento de baixa severidade e condicionamento de elevada severidade. Estes

dependem de decisão do projetista que é baseada no tipo de aplicação a que a mistura asfáltica estará sujeita. Neste estudo, optou-se por realizar apenas o condicionamento de elevada severidade, pois, com o objetivo de comparar a influência dos valores de energia de compactação do CGS nas propriedades das misturas, parte delas foi dosada para altos volume de tráfego, indicando maior severidade e controle.

Inicialmente, os CPs foram submersos em um recipiente com água destilada que permite a aplicação de vácuo no conjunto, o que faz aumentar o volume de água absorvido e elevar o grau de saturação do CP. O método AASHTO T 283 recomenda que o CP tenha ao final desta etapa um grau de saturação entre 70% e 80%. Já a NBR 15617 recomenda que o grau de saturação seja de 55% a 80% ao final desta etapa.

A Figura 3.38 ilustra o material usado para determinar as medidas dos CPs e o conjunto (recipiente + água destilada + CP) usado na etapa de saturação, em que ao fundo vê-se a bomba que foi capaz de aplicar vácuo conforme faixa de pressão especificada em norma.

Figura 3.38: Equipamentos para medir e para saturar os CPs.

Uma vez terminada a aplicação de vácuo (saturação) em consonância com o especificado em AASHTO T283, o CP foi retirado do conjunto (recipiente + água destilada + CP), em seguida, foi seco superficialmente com uma toalha de algodão umedecida, e, por fim,

teve sua massa ao ar (B') determinada. Com os dados A' e B' determinados, os valores de volume de água absorvido (J') pelo CP foram calculados, conforme equação 38.

$$J' = \frac{(B' - A')}{0,99707} \quad (38)$$

Em que: a constante 0,99707 refere-se à massa específica da água a 25°C, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³).

A partir dos valores de V_v e J' pôde-se, finalmente, calcular o grau de saturação (S') do CP conforme equação 39.

$$S' = \frac{100 - J'}{V_v} \quad (39)$$

Após a determinação dos valores de S' dos CPs condicionados, aqueles que alcançaram valores entre 70% e 80% de saturação foram embalados em filme plástico, colocados dentro de um saco plástico impermeável com 10 ml de água destilada e lacrados. Em seguida, o material foi levado ao freezer a -18°C ± 3°C e permaneceu por um período de, aproximadamente, 16h ± 1h.

Em seguida, ao serem tirados do freezer, os CPs foram cuidadosamente desembalados e depositados em um banho de água destilada a 60°C ± 1°C, por um período de 24 h ± 1h, aproximadamente. Após o banho quente, os CPs foram imediatamente submersos em outro banho de água a 25°C ± 1°C, por um período entre 2h a 3h, encerrando-se assim o ciclo térmico de condicionamento.

A Figura 3.39 ilustra as etapas do condicionamento no freezer (esquerda) e no banho quente (direita).

Figura 3.39: Condicionamento térmico em freezer e em banho quente.

Logo após o condicionamento térmico, todos os CPs, do grupo de controle e do grupo condicionado, foram submetidos aos ensaios para determinação da resistência à tração por compressão diametral, em ambiente climatizado em $25^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$. Os valores de resistência à tração (RT) encontrados para os 3 CPs de cada grupo (controle e condicionado) de cada mistura asfáltica testada (M1 a M7) são comparados, conforme equação 40.

$$RRT = \frac{RT_2}{RT_1} \quad (40)$$

Em que:

RRT é a razão de resistência à tração retida (em %);

RT1 é a média da resistência à tração por compressão diametral (em MPa) dos 3 CPs de controle de cada mistura asfáltica testada; e

RT2 é a média da resistência à tração por compressão diametral (em MPa) dos 3 CPs condicionados de cada mistura asfáltica testada.

Na Figura 3.40 vê-se os CPs de controle e condicionado da mistura M1, respectivos ao nível N1 de energia de compactação, ajustado para alcançar V_v de 7%, depois de rompidos e separados ao meio, para análise do motivo do rompimento, ou se por descolamento ou se por

quebra do agregado. Em todas as misturas M1 a M7 analisadas, o motivo da perda de resistência à tração deu-se por descolamento de ligante do agregado.

Figura 3.40: CPs após rompimento no ensaio de compressão diametral.

A Tabela 3.47 mostra os resultados médios encontrados nesta pesquisa, para os 3 CPs de cada mistura asfáltica testada, referente a cada nível de energia de compactação.

Tabela 3.47: Valores médios dos parâmetros do ensaio de avaliação da sensibilidade à água.

Mistura	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Número Giros CGS	30	31	32	33	36	40	46
% asfalto	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4	5,1	5,0
G _{mm}	2,580	2,585	2,589	2,593	2,598	2,606	2,610
G _{mb} controle	2,407	2,414	2,413	2,415	2,422	2,419	2,424
%G _{mm} controle	93,3	93,4	93,2	93,1	93,2	92,8	92,9
V _v controle	6,7%	6,6%	6,8%	6,9%	6,8%	7,2%	7,1%
G _{mb} condicionado	2,413	2,417	2,416	2,420	2,423	2,420	2,420
%G _{mm} condicionado	93,5	93,5	93,3	93,3	93,3	92,9	92,7
V _v condicionado	6,5%	6,5%	6,7%	6,7%	6,7%	7,1%	7,3%
Saturação (%)	73,7%	75,9%	73,9%	73,3%	76,5%	75,5%	75,9%
RT1 (MPa)	0,85	0,86	0,87	0,88	0,95	0,89	0,96
RT2 (MPa)	0,85	0,91	0,89	0,90	0,93	0,86	0,96
RRT (%)	100	106	103	102	97	96	100

A Tabela 3.48 ilustra a estatística básica usada para avaliar os resultados destes testes, através dos valores de desvio padrão, coeficiente de variação e do teste de Grubbs.

Tabela 3.48: Estatística básica usada para avaliar os resultados dos testes de RT no ensaio de avaliação da sensibilidade à água.

Mistura	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Estatística dos resultados de RT dos CPs de controle							
Desvio padrão (MPa)	0,06	0,06	0,04	0,04	0,10	0,05	0,03
Coeficiente de variação (%)	7,53	7,18	4,11	4,36	10,79	5,28	3,29
Teste de Grubbs	1,123	1,078	1,100	1,137	1,146	1,129	1,138
Estatística dos resultados de RT dos CPs condicionados							
Desvio padrão (MPa)	0,07	0,03	0,01	0,04	0,07	0,06	0,05
Coeficiente de variação (%)	8,40	2,90	0,99	4,30	7,90	6,88	5,52
Teste de Grubbs	1,154	1,040	1,098	1,155	1,155	1,133	1,152

Nota-se que os valores de coeficiente de variação calculados estão abaixo de 10% em todas as energias de compactação, exceto na M5 dos CPs de controle, que foi de 10,79%. Já os valores do Teste de Grubbs, ficaram dentro do limite estabelecido, para amostras com 3 elementos e nível de significância de 0,5%, conforme pode ser visto na Tabela 3.49. Portanto, os resultados encontrados nestes ensaios foram considerados apropriados.

O teste de Grubbs serve para verificar a presença de valores extremos em observações amostrais (*outliers*). Valores extremos podem ser considerados como manifestações da variabilidade aleatória inerente aos dados, ou apenas um erro no cálculo durante o recolhimento dos dados, ou até mesmo uma anotação precipitada pelo operador. Existem inúmeros critérios para testar valores extremos. Em todos eles, desenvolve-se o cálculo numérico amostral (estatística) e compara-se com um valor crítico baseado na teoria de amostras aleatórias, para decidir se existe ou não uma observação considerada valor extremo. No teste de Grubbs, a seguinte estatística é usada, conforme apresentada na equação 41.

$$Z = \frac{|x_i - x_m|}{s} \quad (41)$$

Em que:

x_i – é uma observação da amostra;

x_m – é a média amostral;

S – é o desvio padrão amostral.

Esta estatística testa as seguintes hipóteses nula (H_0) e alternativa (H_1):

H_0 : x_i é uma observação considerada valor extremo;

H_1 : x_i não é uma observação considerada valor extremo.

Rejeita-se a hipótese nula H_0 , com nível de significância α , se $Z > Z_c$. Em que Z_c é um valor crítico baseado na distribuição de Z e encontra-se na tabela de valores de α unicaudais. A Tabela 3.49 apresenta, para amostra com 3 elementos ($n = 3$), os valores críticos de Z_c para $\alpha = 10\%$, 5% , $2,5\%$, 1% e $0,5\%$.

Tabela 3.49: Valores de Z_c para amostras com 3 elementos, relativos aos níveis de significância 10%, 5%, 2,5%, 1% e 0,5%.

n	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
3	1,148	1,153	1,154	1,155	1,155

A Figura 3.41 mostra a variação da G_{mb} para cada mistura testada, M1 a M7, respectiva a cada nível de energia de compactação no CGS. Pode-se observar que a G_{mb} aumentou ao aumentar a energia de compactação, tanto para as amostras de controle quanto para as amostras a serem condicionadas.

Figura 3.41: Densidade aparente para cada mistura asfáltica testada.

Nota-se que os CPs foram compactados em condições semelhantes e depois, alguns, foram condicionados. Na compactação, os valores alvos de V_v dos CPs foram de 7%,

aceitando-se uma variação que ficasse entre 6,5% a 7,5%. Portanto, mesmo tendo uma pequena diferença em função do V_v , os valores de G_{mb} dos CPs de controle e os condicionados ficaram próximos, quando compactados na mesma energia. As equações de regressão linear ilustram uma boa relação entre G_{mb} e nível de energia de compactação, onde o coeficiente de determinação R^2 foi de 0,86025 para os CPs de controle e de 0,62826 para os CPs que foram posteriormente condicionados.

Os valores dos ensaios de RT realizados em CPs, de controle e condicionados, de cada mistura asfáltica testada estão ilustrados na Figura 3.42.

Figura 3.42: Resistência à tração para cada mistura asfáltica testada.

Observa-se que a resistência à tração aumentou na medida em que aumentou-se a energia de compactação, independente de ser a amostra de controle ou condicionada. As equações de regressão linear ilustram a relação RT das misturas testadas e seus valores de R^2 . O valor de R^2 das misturas de controle foi de 0,69378 (bom valor) e o das misturas condicionadas foi de 0,29586. Deste último, o valor baixo do coeficiente deve-se ao fato de o valor de RT da M6 condicionada ter sido baixo em comparação aos demais, prejudicando a relação entre eles.

A amostra condicionada apresentou uma RT maior do que a amostra de controle até que, em altas energias de compactação (a partir de M5), a amostra de controle passou o

apresentar um valor maior de RT. Observando-se a Figura 3.42, confere-se que o valor de G_{mb} dos CPs condicionados eram maiores do que os valores de G_{mb} dos CPs de controle e que em altas energias (acima de M6) a G_{mb} dos CPs de controle passou a ser maior do que a G_{mb} dos CPs de condicionamento. Este fato permite inferir que o valor da RT, em CPs com 7% de V_v , sofre influência direta dos valores de densidade aparente – G_{mb} .

A Figura 3.43 ilustra a relação entre G_{mb} e RT.

Figura 3.43: Relação entre RT e G_{mb} dos CPs de controle e os condicionados.

Constata-se um aumento dos valores de RT na medida em que se aumenta a densidade aparente dos corpos de prova compactados em diferentes energias de compactação e dosados com diferentes teores de asfalto com o intuito de alcançar V_v de 7%. Os dados usados na elaboração da figura 3.43 estão apresentados na Tabela 3.50.

Tabela 3.50: Dados de G_{mb} e RT para cada CP de cada mistura ensaiada.

Mistura	Controle		Condicionado	
	G_{mb}	RT (MPa)	G_{mb}	RT (MPa)
M1	2,397	0,78	2,412	0,77
	2,408	0,90	2,416	0,90
	2,416	0,87	2,411	0,89
M2	2,408	0,85	2,414	0,91
	2,416	0,93	2,415	0,89
	2,419	0,81	2,421	0,94
M3	2,418	0,90	2,416	0,89
	2,409	0,87	2,414	0,90
	2,413	0,83	2,418	0,89
M4	2,412	0,87	2,422	0,95
	2,423	0,92	2,412	0,88
	2,412	0,85	2,424	0,88
M5	2,423	1,03	2,423	0,97
	2,429	1,00	2,422	0,97
	2,415	0,84	2,423	0,84
M6	2,416	0,90	2,416	0,81
	2,420	0,93	2,422	0,92
	2,423	0,84	2,422	0,83
M7	2,418	0,93	2,419	0,92
	2,423	1,00	2,419	0,94
	2,430	0,95	2,423	1,02

Finalmente, a Figura 3.44 ilustra os valores dos parâmetros RRT calculados para cada mistura asfáltica testada. O valor referenciado no Superpave é de $RRT > 80\%$.

Nota-se que praticamente não houve diferença nem uma boa tendência nos valores de RRT encontrados, mas que houve uma leve queda nos valores de RRT. Pode-se afirmar que o condicionamento térmico não afetou a resistência à tração dos CPs da mistura asfáltica analisada, pois todos os valores de RRT estão em torno de 100%, contudo em altas energias os valores tenderam a diminuir, permitindo supor que houve maior perda de RT devido ao condicionamento em misturas asfálticas preparadas para altos níveis de tráfego.

Figura 3.44: Razão resistência à tração para cada mistura asfáltica.

Todas as misturas asfálticas testadas nesta etapa atenderam aos requisitos Superpave e, portanto, pode-se concluir que o projeto volumétrico das misturas asfálticas em todos os níveis de tráfego testados nesta pesquisa foi concluído e que estas podem ser submetidas aos ensaios mecânicos em acordo com seus projetos.

3.4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO

Este capítulo tratou dos materiais usados nesta pesquisa, ligante e agregado, e do método para projetar as misturas asfálticas pesquisadas. O ligante foi caracterizado segundo o método Superpave e foi classificado como um PG 64-22, com propriedades reológicas adequadas para atender ao projeto das misturas asfálticas em todas as condições analisadas de tráfego e de clima, sem comprometer o desempenho do pavimento quanto ao surgimento de trincas por fadiga.

O agregado foi caracterizado segundo suas características físicas e propriedades de consenso do Superpave, tendo atendido a todos os critérios especificados no Superpave, com boa resistência para suportar as cargas de tráfego analisadas quanto à deformação permanente.

A curva granulométrica foi selecionada entre três misturas de agregados testadas, respeitando-se as diretrizes de pontos de controle e de zona de restrição. Um nível de tráfego

intermediário foi escolhido para definição do número de giros do CGS usados para moldar os CPs das três misturas tentativas. Com a análise dos parâmetros volumétricos dessas misturas, o melhor esqueleto de agregados foi escolhido, com diâmetro máximo nominal de 19 mm. A partir desta estrutura, todas as demais misturas asfálticas foram projetadas, para todos os níveis de tráfego analisados nesta pesquisa.

Ao final, verificou-se que a estrutura de agregados definida para um tráfego intermediário serviu, também, para compor misturas asfálticas projetadas em qualquer energia de tráfego adotada no método Superpave. A compactação dos CPs ocorreu usando-se um compactador giratório Superpave IPC Global Servopac, que apresentou-se muito simples de operar e confiável em termos de reprodutibilidade das amostras.

A definição do teor de asfalto na mistura levou em conta todas as energias de tráfego propostas no Superpave, totalizando sete níveis de energia de compactação dos CPs, com base em temperaturas máximas médias do ar inferiores a 39°C. O projeto volumétrico do teor de ligante asfáltico adotado em cada nível de tráfego foi verificado segundo suas propriedades de compactação em número de giros específicos (N_{ini} e $N_{máx}$) e suas propriedades volumétricas estimadas para CPs com V_v de 4%, e, também, de acordo com a sensibilidade da mistura à umidade, com CPs compactados com 7% vazios.

O projeto do teor de ligante mostrou que, em energias de tráfego contíguas, o valor de teor de ligante é bem próximo, podendo ser considerado igual, dentro de uma margem de 0,2%. Quando em baixas energias de compactação (N_1 , N_2 e N_3), a diferença no teor de ligante começa a aparecer 3 níveis de energia acima, enquanto que em alta energia de compactação (N_5), em 1 nível de energia acima pôde-se conferir diferença no teor de ligante. Isso reforça que o método Superpave pode adotar baixos teores de asfalto, principalmente, para as altas energias de tráfego de projeto, conforme foi citado por outros autores na literatura.

Os valores de densidade aparente (G_{mb}) e densidade máxima teórica (G_{mm}) das misturas asfálticas compactadas, segundo os diversos níveis de tráfego pesquisados, aumentaram na medida que a energia de compactação aumentou. Contudo, a relação entre esses valores de densidade, representada por $\%G_{mm}$, ficou praticamente estável na medida em que se aumentou a energia de tráfego. As propriedades de compactação, $\%G_{mm}@N_{ini}$ e

$\%G_{mm}@N_{m\acute{a}x}$, foram plenamente atendidas em todas as misturas asfálticas projetadas para todas as energias de tráfego simuladas, segundo a especificação Superpave.

No projeto volumétrico das misturas asfálticas, para valores de volume de vazios de 4%, os parâmetros volumétricos, VAM, RBV e TF, atenderam aos requisitos propostos no Superpave em todos os níveis de tráfego testados. De um modo geral, todos os parâmetros tenderam a diminuir de valor na medida que a energia de tráfego aumentou.

Na avaliação da sensibilidade à água das misturas asfálticas, o aumento na energia de compactação fez aumentar os valores de G_{mb} e de RT, conforme esperado. Pequenas variações de G_{mb} estão inversamente ligadas a variações de volume de vazios no CP compactado, de modo que o aumento no V_v provoca queda no valor de G_{mb} . Os valores de RT de CPs que foram submetidos a ciclos de condicionamento térmico não alteraram consideravelmente quando comparados com os CPs de controle. Contudo, houve uma tendência de queda nos valores da relação RRT em maiores energias de compactação (N5, N6 e N7).

4 – ENSAIOS MECÂNICOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

O projeto volumétrico de misturas asfálticas Superpave é realizado em todos os três níveis de projeto, ou seja, para níveis de tráfego, baixo, moderado e elevado, e servem para qualificar as misturas asfálticas para uso na pavimentação. Contudo, no método Superpave, os testes de desempenho de misturas asfálticas são realizados apenas nas misturas projetadas nos níveis 2 e 3 de projeto, ou seja, para níveis de tráfego moderado e elevado.

O método Superpave sugere, para estes níveis de projeto, testes de desempenho que possibilitem avaliar as misturas asfálticas projetadas quanto à deformação permanente, às trincas por fadiga e às trincas térmicas a baixas temperaturas, em equipamentos inovadores chamados como *Superpave Shear Test* (SST) e *Indirect Ternsile Test* (IDT).

Nesta pesquisa, em função dos equipamentos disponíveis e das limitações de tempo, optou-se por avaliar as misturas asfálticas quanto ao surgimento de trincas por fadiga, através de ensaio de compressão diametral dinâmica. Complementarmente, ensaios para determinação dos valores do módulo de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT) foram realizados para conhecer as propriedades mecânicas de resistência das misturas asfálticas projetadas. Entretanto, estes ensaios foram realizados para todos os níveis de projeto, ou seja, em todas as energias de tráfego N1 a N7, e não somente nos níveis de projeto 2 e 3 (energias de tráfego N3 a N7) sugeridos pelo Superpave. Em consonância com o método Superpave, os ensaios de MR e RT foram realizados em três temperaturas diferentes, a saber, 10°C, 25°C e 40°C, apenas nas amostras referentes ao nível de projeto 3, ou seja, compactadas nas energias de tráfego N5, N6 e N7.

Em referência à compactação dos CPs usando o compactador giratório Superpave (CGS), a partir dos projetos volumétricos apresentados no capítulo anterior, que forneceram os teores de ligante de projeto de cada mistura asfáltica compactada até 4% de vazios, os CPs usados nos ensaios seguintes foram compactados até o número de giros de projeto do CGS (N_{proj}), relacionado ao nível de tráfego equivalente de projeto (ESAL ou N), para uma temperatura média máxima do ar inferior a 39°C, conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Dados da compactação dos CPs compactados no CGS.

Nível de projeto	Energia	Tráfego (ESAL ou N)	N _{proj} (giros)	Teor de ligante (%)
1	N1	$N < 3 \times 10^5$	68	5,8
	N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	5,7
2	N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	5,6
	N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	5,5
3	N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	5,4
	N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	5,1
	N7	$N \geq 1 \times 10^8$	143	5,0

Nos itens a seguir, os procedimentos de ensaios de MR, de RT e de Fadiga e os resultados encontrados para as misturas asfálticas avaliadas nesta pesquisa são apresentados.

4.1 – ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados na década de 1930 com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também quem adotou o termo “resiliência”, que é definido classicamente como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”. (Bernucci *et al.*, 2006)

Em outras palavras, a resiliência é a deformação recuperável ou deformação elástica, que um corpo de prova (CP) de mistura asfáltica sofre quando este está submetido à ação de carregamentos repetidos, e que retorna quando o carregamento cessa. Outro termo bastante usado, também, neste caso é rigidez, que serve para indicar a capacidade das misturas asfálticas de resistir a deformações sem romper. A repetição das deformações resilientes, na camada asfáltica do pavimento, provoca deterioração gradual por fadiga. O ensaio de módulo de resiliência (MR) é realizado para determinar a rigidez da mistura asfáltica, nas mais diversas condições de carregamento e temperatura.

O ensaio para determinação dos valores do módulo de resiliência de CPs cilíndricos de misturas asfálticas é realizado aplicando-se repetidamente uma carga de compressão no seu plano diametral vertical. Essa carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Assim, mede-se o deslocamento diametral recuperável na direção

horizontal correspondente à tensão gerada, na temperatura escolhida do ensaio. O método de ensaio consiste na aplicação de 100 ciclos de carregamento constante. Cada ciclo tem duração de 1,0 s, em que 0,1s corresponde ao período de solicitação da carga, e 0,9s, ao período de repouso, conforme preconizado em AASHTO TP 31.

De acordo com o DNER ME 133 e pela AASHTO TP 31, o valor do módulo de resiliência é expresso conforme a equação 42.

$$MR = \frac{F}{\Delta \times H} \times (0,9976 \times \mu + 0,2692) \quad (42)$$

Em que:

MR – Módulo de resiliência (MPa);

F – Carga vertical repetida aplicada diametralmente ao corpo de prova (N);

Δ – Deslocamento total (correspondente à deformação elástica ou resiliente sofrida pelo corpo de prova, na direção da aplicação da carga) (mm);

H – Altura do corpo de prova (mm);

μ - Coeficiente de Poisson (0,30).

A determinação dos valores de MR de misturas asfálticas pode ser feita através dos ensaios de compressão diametral e de compressão uniaxial. Segundo Vasconcelos (2004), nos EUA, o ensaio de MR realizado por compressão diametral vem sendo reavaliado, a fim de serem propostas algumas modificações ao método da ASTM adotado, o ASTM D 4123-82.

No Brasil, o procedimento ainda vem sendo largamente utilizado, através do método de ensaio DNER ME 133, principalmente nas universidades. A norma brasileira não distingue MR instantâneo de MR total, como é feito na norma americana (ASTM D 4123-82), contudo, esta pesquisa considerou o valor de MR instantâneo, aquele calculado considerando-se a deformação recuperável que ocorre instantaneamente durante a fase de descarregamento do ciclo. Neste estudo, a caracterização mecânica da mistura asfáltica através do valor do MR foi realizada pelo ensaio de compressão diametral dinâmico.

Os ensaios para determinação dos valores de módulo de resiliência (MR) de misturas asfálticas foram realizados em equipamento desenvolvido para o Departamento de Engenharia

de Transportes da EESC/USP. O equipamento é composto por uma câmara climática, desenvolvida pela empresa Marconi, que é capaz de manter-se constante em temperaturas entre 4°C e 50°C. Na câmara, há uma prensa pneumática capaz de aplicar carga vertical de compressão diametral dinâmica em CPs, frisos metálicos para acomodar e transferir carga aos CPs durante os ensaios, e hastes e suportes para montagem do sistema de medição de deslocamento do CP, constituído de dois transdutores mecânico-eletromagnéticos tipo LVDT¹. O controle do carregamento e a aquisição das informações fornecidas pelos LVDTs, bem como os devidos cálculos dos valores de MR foram feitos mediante softwares elaborados pelo professor doutor Glauco Túlio Pessa Fabbri do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP em plataforma Labview. Um software lê o arquivo gerado durante o ensaio, transforma as leituras de volt para milímetro, e calcula o módulo de resiliência médio, o módulo de resiliência instantâneo, o módulo de resiliência total e a carga média aplicada.

A fim de se evitar qualquer dano aos CPs, durante a realização do ensaio de MR, de modo que comprometesse sua integridade, já que os mesmos seriam, posteriormente, submetidos a outros ensaios, ajustou-se um valor baixo de carga vertical de compressão diametral dinâmica inicial de ensaio, que provocasse deslocamentos nos CPs da ordem de 0,0025 a 0,0035 milímetros.

As Figuras 4.1 e 4.2 ilustram, respectivamente, a vista frontal do equipamento usado na realização dos ensaios de MR, e o painel de controle de temperatura em detalhe nas temperaturas usadas nos ensaios desta pesquisa, ou seja, 10°C, 25°C e 40°C.

¹ LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*

² CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

Figura 4.1: Vista frontal da câmara climática Marconi e do equipamento para realização de ensaios de MR.

Figura 4.2: Detalhes do painel da câmara climática a 10°C, a 25°C e a 40°C.

Uma vez que o CP foi moldado, e suas medidas de diâmetro e altura foram tomadas e suas propriedades volumétricas definidas, este ficou em climatização na temperatura desejada de ensaio por 24h. Antes, no CP, colou-se o kit de fixação dos LVDTs. A Figura 4.3, à esquerda, ilustra alguns CPs sem o kit de fixação dentro da câmara climática, e à direita, os CPs com os kit fixadores de LVDTs colados e prontos para ensaio dentro da câmara climática.

Figura 4.3: Vista dos CPs em condicionamento na câmara climática.

A Figura 4.4 mostra com detalhe, à esquerda, o CP com o kit de fixação de LVDT montado sobre o haste de suporte e sob a viga de transmissão da carga diametral com o LVDT Transdutech ao lado, e à direita, o LVDT já posicionado no CP, em ponto de ajuste fino da sua posição. Já a Figura 4.5 mostra a vista do conjunto montado para iniciar ensaio de determinação dos valores de módulo de resiliência.

Figura 4.4: Detalhe do CP montado para ensaio e do LVDT Transdutech usado.

Figura 4.5: Detalhe do CP pronto para ensaio de determinação de MR.

Na Figura 4.6, mostra-se tela do computador que captura a leitura dos LVDTs. O ponto no centro do gráfico indica que o ajuste fino da posição dos LVDTs está finalizado.

Figura 4.6: Detalhe do ponto no centro do gráfico indicando o ajuste fino do LVDT.

As Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 ilustram as telas dos ensaios de MR, respectivamente, nas temperaturas 10°C, 25°C e 40°C. Nota-se, entre as diversas informações, a carga inicial (kg) adotada para provocar o mínimo de dano no CP. As cargas iniciais foram, respectivamente, 210 kg, 90 kg e 40 kg.

Figura 4.7: Tela do ensaio de MR à 10°C.

Figura 4.8: Tela do ensaio de MR à 25°C.

Figura 4.9: Tela do ensaio de MR à 40°C.

As informações contidas nas telas mostraram os dados de entrada, tais como, identificação do CP, as medidas de altura e diâmetro dos CPs, que foram, de um modo geral, entre 65 mm a 67 mm de altura e entre 98,5 mm a 99,8 mm de diâmetro, além das cargas iniciais do ensaio, que foram definidas em função da resistência indireta à tração dos CPs, na temperatura avaliada. Os valores de carga inicial foram de ordem inferior a 10% da RT, em qualquer temperatura avaliada. Vê-se, também, nas telas, os valores de MR (MPa), deslocamento horizontal (mm) e carga média (kgf), para cada um dos 100 golpes do ensaio.

4.1.1 – Resultados Encontrados nos Ensaio de Módulo de Resiliência

Por ser um ensaio não destrutivo, os ensaios de MR foram realizados em todos os CPs moldados que foram submetidos, posteriormente, à realização dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral estática e dinâmica. Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados em CPs compactados até, em torno de, 4% de volume de vazios, aceitando-se uma variação entre 3% a 5% de vazios final.

Nos ensaios de MR em CPs que foram, posteriormente, ensaiados quanto à RT, para cada mistura asfáltica projetada, três CPs foram compactados nas suas respectivas energias de compactação, N1 a N7. Cada CP foi submetido a ensaio e a réplica de ensaio, e, se caso os resultados variassem muito, uma tréplica do ensaio de MR era realizada. A definição de realizar a tréplica era tomada a partir da análise estatística do Teste de Grubbs, em que a partir

da amostra de resultados, se houvessem, os outliers eram identificados e uma réplica era realizada.

A partir do ensaio e da réplica (e/ou tréplica), a média aritmética destes valores foi calculada e, então, o valor de MR do CP em questão era definido. Para cada mistura asfáltica testada, três CPs passaram por estes ensaios replicados e, então, a partir das suas três médias dos valores de MR definidos, uma nova média aritmética foi feita e, assim, determinou-se o valor do MR para aquela determinada mistura asfáltica em questão.

Os ensaios de MR e de RT foram realizados em três temperaturas diferentes, de tal modo que 39 CPs foram compactados, sendo 21 CPs para testes a 25°C (temperatura ambiente), 9 CPs para testes a 10°C, e mais 9 CPs para testes a 40°C. Na temperatura ambiente, os testes foram realizados em 3 CPs para cada energia N1 a N7 de compactação, totalizando 21 CPs. Nas temperaturas 10°C e 40°C, os testes foram realizados em 3 CPs para cada energia de compactação N5, N6 e N7, ou seja, 9 CPs para cada temperatura testada. Nesta etapa, um mínimo de 78 ensaios de MR foi realizado.

Os ensaios de MR nos CPs que foram, posteriormente, ensaiados para determinação de trincas por fadiga foram realizados nas sete energias de compactação, N1 a N7, apenas em temperatura ambiente, de modo que para cada energia, um total de 8 CPs foi compactado, totalizando 56 CPs para esta etapa. Em cada nível de energia de compactação CGS, 8 CPs foram moldados, sendo que para determinação das trincas por fadiga, o ensaio de compressão diametral de cargas repetidas foi realizado em quatro níveis de tensão, definidos em relação à RT estática do CP, ou seja, em 40% da RT, 30% da RT, 20% da RT e 10% da RT, sendo 2 CPs para cada nível de tensão de aplicação de carga. Cada CP foi submetido a ensaio e a réplica de ensaio, e, se caso os resultados variassem muito, uma tréplica do ensaio de MR era realizada. A partir do ensaio e da réplica (e/ou tréplica), a média aritmética destes valores foi calculada e, então, o valor de MR do CP em questão definido.

Dos 8 valores de MR encontrados para cada nível de energia de compactação, uma média aritmética foi calculada e, com isso, o valor do MR definido, para a mistura asfáltica em questão. Nesta etapa, um mínimo de 112 ensaios de MR foram realizados.

Logo, para realização dos ensaios mecânicos, pelo menos 95 CPs foram moldados em diversas energias de compactação. Todos os CPs tiveram suas medidas de altura e diâmetro conferidas e suas propriedades volumétricas determinadas para conferência dos requisitos Superpave.

A seguir, os valores médios das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR encontrados são apresentados, para cada nível de energia de compactação referente a cada nível de tráfego proposto no método Superpave. Os corpos de prova foram compactados até o número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS.

4.1.1.1 – Tráfego N1

O tráfego N1 refere-se ao $N < 3 \times 10^5$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 68 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,8%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR, a 25°C, estão apresentados na Tabela 4.2. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

Tabela 4.2: Estatística referente aos dados do tráfego N1, MR a 25°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,2	2,473	16,9	75,0	0,8	2936
Mediana	4,1	2,475	16,9	75,3	0,8	2774
Desvio padrão	0,3	0,008	0,3	1,4	0,03	506
Variância	0,1	0,000	0,1	2,1	0,00	256153
Coefficiente de variação	7,2	0,303	1,6	1,9	3,5	17
Máximo	4,8	2,482	17,6	77,1	0,8	3883
Mínimo	3,8	2,455	16,6	72,4	0,7	2098

4.1.1.2 – Tráfego N2

O tráfego N2 refere-se ao $3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 76 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em

5,7%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR, a 25°C, estão apresentados na Tabela 4.3. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

Tabela 4.3: Estatística referente aos dados do tráfego N2, MR a 25°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,3	2,476	16,7	74,5	0,7	2796
Mediana	4,3	2,476	16,7	74,4	0,8	2713
Desvio padrão	0,3	0,009	0,3	1,5	0,03	364
Variância	0,1	0,000	0,1	2,3	0,001	132388
Coefficiente de variação	7,7	0,363	1,9	2,0	4,1	13
Máximo	4,8	2,488	17,3	77,2	0,8	3338
Mínimo	3,8	2,461	16,3	72,3	0,7	2301

4.1.1.3 – Tráfego N3

O tráfego N3 refere-se ao $1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 86 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,6%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR, a 25°C, estão apresentados na Tabela 4.4. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

Tabela 4.4: Estatística referente aos dados do tráfego N3, MR a 25°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,0	2,485	16,4	75,5	0,7	3081
Mediana	3,9	2,488	16,3	76,1	0,7	3023
Desvio padrão	0,4	0,011	0,4	1,9	0,03	335
Variância	0,2	0,000	0,1	3,7	0,001	112496
Coefficiente de variação	10,1	0,423	2,2	2,6	4,6	11
Máximo	4,7	2,497	16,9	77,8	0,8	3843
Mínimo	3,6	2,469	16,0	72,5	0,7	2593

4.1.1.4 – Tráfego N4

O tráfego N4 refere-se ao $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 96 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,5%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR, a 25°C, estão apresentados na Tabela 4.5. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

Tabela 4.5: Estatística referente aos dados do tráfego N4, MR a 25°C.

Variáveis	Vv (%)	G _{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,2	2,484	16,3	74,3	0,7	3382
Mediana	4,3	2,483	16,4	74,0	0,7	3224
Desvio padrão	0,4	0,010	0,3	1,9	0,03	373
Variância	0,2	0,000	0,1	3,5	0,001	139429
Coefficiente de variação	9,4	0,412	2,1	2,5	4,5	11
Máximo	4,9	2,497	16,9	76,7	0,8	4350
Mínimo	3,7	2,466	15,9	71,0	0,7	3013

4.1.1.5 – Tráfego N5

O tráfego N5 refere-se ao $1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 109 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,4%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR estão apresentados nas Tabelas 4.6, 4.7 e 4.8, referentes, respectivamente, à cada temperatura de realização dos ensaios de MR. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

No método Superpave, a análise de desempenho das misturas asfálticas neste nível é estendida, ou seja, realizada em mais de uma temperatura diferente. Neste caso, os ensaios mecânicos de MR e de RT foram realizados em três temperaturas diferentes, a saber, à temperatura ambiente (25°C) e nas temperaturas 10°C e 40°C.

A Tabela 4.6 apresenta os dados de 11 corpos de prova, em que os ensaios de MR foram realizados na temperatura ambiente. Assim como nos quatro níveis de tráfego apresentados anteriormente, destes 11 CPs, posteriormente, 3 deles foram submetidos aos ensaios de RT à 25°C e os outros 8 CPs foram submetidos aos ensaios para verificação de trincas por fadiga, sendo que estes últimos foram realizados apenas em temperatura ambiente.

Tabela 4.6: Estatística referente aos dados do tráfego N5, MR a 25°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,0	2,492	15,9	74,6	0,7	3539
Mediana	4,0	2,494	15,9	74,8	0,7	3437
Desvio padrão	0,4	0,011	0,4	2,0	0,03	599
Variância	0,2	0,000	0,1	3,9	0,001	358382
Coeficiente de variação	10,0	0,425	2,2	2,7	4,9	17
Máximo	4,8	2,507	16,6	77,4	0,7	4667
Mínimo	3,5	2,474	15,4	71,3	0,6	2605

A Tabela 4.7 apresenta os valores das propriedades obtidos a partir de 3 CPs. Os valores de MR, neste caso, foram obtidos em ensaios realizados à 10°C.

Tabela 4.7: Estatística referente aos dados do tráfego N5, MR a 10°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	3	3	3	3	3	3
Média	4,1	2,492	16,0	74,4	0,7	10127
Mediana	4,1	2,492	16,0	74,4	0,7	10075
Desvio padrão	0,2	0,004	0,1	0,8	0,01	615
Variância	0,03	0,000	0,02	0,6	0,000	378384
Coeficiente de variação	4,0	0,170	0,9	1,1	2,0	6
Máximo	4,3	2,496	16,1	75,2	0,7	10766
Mínimo	3,9	2,488	15,8	73,6	0,7	9539

As propriedades volumétricas VAM, RBV e TF atenderam aos parâmetros requisitados no Superpave e seus valores médios, quando comparados com os valores da Tabela 4.6, obtidos a partir de 11 CPs, apresentam-se bem próximos. O VAM foi de 16% (3 CPs) e de 15,9% (11 CPs), o RBV foi de 74,4% (3 CPs) e de 74,6% (11 CPs), e o TF foi de 0,7 nos dois casos. Os valores de volume de vazios foram de 4,1% (3 CPs) e de 4,0% (11 CPs). Já a G_{mb} foi igual em ambos os casos com o valor de 2,492.

A Tabela 4.8 apresenta os valores das propriedades obtidos a partir de 3 CPs. Os valores de MR, neste caso, foram obtidos em ensaios realizados à 40°C.

Tabela 4.8: Estatística referente aos dados do tráfego N5, MR a 40°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	3	3	3	3	3	3
Média	4,1	2,490	16,0	74,1	0,7	704
Mediana	4,1	2,491	16,0	74,2	0,7	763
Desvio padrão	0,1	0,002	0,1	0,4	0,01	139
Variância	0,01	0,000	0,01	0,2	0,000	19381
Coefficiente de variação	2,2	0,096	0,5	0,6	1,1	20
Máximo	4,2	2,493	16,1	74,5	0,7	804
Mínimo	4,1	2,488	15,9	73,7	0,7	545

As propriedades volumétricas VAM, RBV e TF atenderam aos parâmetros requisitados no Superpave e seus valores médios, quando comparados com os valores das Tabelas 4.6 e 4.7, apresentam-se bem próximos. O VAM foi de 16% (3 CPs desta seção), de 16% (3 CPs da seção anterior) e de 15,9% (11 CPs), o RBV foi de 74,1% (3 CPs desta seção), de 74,4% (3 CPs da seção anterior) e de 74,6% (11 CPs), e o TF foi de 0,7 em todos os casos. Os valores de volume de vazios foram de 4,1% (nos dois casos de 3 CPs) e de 4,0% (11 CPs). Já a G_{mb} foi igual a 2,490, um pouco mais baixo do que a G_{mb} de 2,492 encontrada nos dois casos anteriores.

4.1.1.6 – Tráfego N6

O tráfego N6 refere-se ao $3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 126 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,1%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR estão apresentados nas Tabelas 4.9, 4.10 e 4.11, referentes, respectivamente, à cada temperatura de realização dos ensaios de MR. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

No método Superpave, assim como no nível N5 de tráfego anterior, a análise de desempenho das misturas asfálticas neste nível é estendida, ou seja, realizada em mais de uma

temperatura diferente. Neste caso, os ensaios mecânicos de MR e de RT foram realizados em três temperaturas diferentes, a saber, à temperatura ambiente (25°C) e nas temperaturas 10°C e 40°C.

A Tabela 4.9 apresenta os dados de 11 corpos de prova, em que os ensaios de MR foram realizados na temperatura ambiente. Destes 11 CPs, posteriormente, 3 deles foram submetidos aos ensaios de RT à 25°C e os outros 8 CPs foram submetidos aos ensaios para verificação de trincas por fadiga, sendo que estes últimos foram realizados apenas em temperatura ambiente.

Tabela 4.9: Estatística referente aos dados do tráfego N6, MR a 25°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,1	2,498	15,6	73,8	0,6	3471
Mediana	4,1	2,497	15,6	73,3	0,6	3402
Desvio padrão	0,3	0,008	0,3	1,8	0,03	447
Variância	0,1	0,000	0,1	3,1	0,001	199724
Coefficiente de variação	8,2	0,312	1,7	2,4	4,3	13
Máximo	4,5	2,511	15,9	76,8	0,7	4285
Mínimo	3,5	2,488	15,2	71,8	0,6	2818

A Tabela 4.10 apresenta os valores das propriedades obtidos a partir de 3 CPs. Os valores de MR, neste caso, foram obtidos em ensaios realizados à 10°C.

Tabela 4.10: Estatística referente aos dados do tráfego N6, MR a 10°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	3	3	3	3	3	3
Média	4,2	2,496	15,5	72,7	0,6	10748
Mediana	4,2	2,497	15,5	72,9	0,6	10631
Desvio padrão	0,2	0,005	0,2	0,9	0,02	865
Variância	0,03	0,000	0,03	0,8	0,000	748206
Coefficiente de variação	4,3	0,189	1,0	1,2	2,3	8
Máximo	4,4	2,501	15,7	73,5	0,6	11666
Mínimo	4,1	2,491	15,4	71,8	0,6	9948

As propriedades volumétricas VAM, RBV e TF atenderam aos parâmetros requisitados no Superpave e seus valores, quando comparados com os valores da Tabela 4.9, obtidos a partir de 11 CPs, apresentam-se bem próximos. O VAM foi de 15,5% (3 CPs) e de 15,6% (11 CPs), o RBV foi de 72,7% (3 CPs) e de 73,8% (11 CPs), e o TF foi de 0,6 nos dois

casos. Os valores de volume de vazios foram de 4,2% (3 CPs) e de 4,1% (11 CPs). Já a G_{mb} foi de 2,496 (3 CPs) e de 2,498 (11 CPs).

A Tabela 4.11 apresenta os valores das propriedades obtidos a partir de 3 CPs. Os valores de MR, neste caso, foram obtidos em ensaios realizados à 40°C.

Tabela 4.11: Estatística referente aos dados do tráfego N6, MR a 40°C.

Variáveis	Vv (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	3	3	3	3	3	3
Média	4,3	2,496	15,6	72,7	0,6	737
Mediana	4,3	2,494	15,6	72,3	0,6	879
Desvio padrão	0,3	0,006	0,2	1,2	0,02	257
Variância	0,1	0,000	0,1	1,5	0,000	66199
Coefficiente de variação	5,9	0,260	1,4	1,7	3,2	35
Máximo	4,6	2,503	15,7	74,0	0,6	892
Mínimo	4,0	2,491	15,3	71,7	0,6	440

As propriedades volumétricas VAM, RBV e TF atenderam aos parâmetros requisitados no Superpave e seus valores, quando comparados com os valores das Tabelas 4.9 e 4.10, apresentam-se bem próximos. O VAM foi de 15,6% (3 CPs desta seção), de 15,5% (3 CPs da seção anterior) e de 15,6% (11 CPs), o RBV foi de 72,7% (nos dois casos de 3 CPs) e de 73,8% (11 CPs), e o TF foi de 0,6 em todos os casos. Os valores de volume de vazios foram de 4,3% (3 CPs desta seção), de 4,2% (3 CPs da seção anterior) e de 4,1% (11 CPs). Já a G_{mb} foi de 2,496 (nos dois casos de 3 CPs) e de 2,498 (11 CPs).

4.1.1.7 – Tráfego N7

O tráfego N7 refere-se ao $N \geq 1 \times 10^8$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 143 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,0%. Os valores da estatística básica das propriedades volumétricas e dos ensaios de MR estão apresentados nas Tabelas 4.12, 4.13 e 4.14, referentes, respectivamente, à cada temperatura de realização dos ensaios de MR. Nota-se que os valores de VAM, RBV e TF atenderam aos seus respectivos parâmetros requisitados no Superpave para este nível de tráfego.

No Superpave, a análise de desempenho das misturas asfálticas neste nível é estendida, ou seja, realizada em mais de uma temperatura diferente, encerrando esta análise junto com as energias N5 e N6 de tráfego. Neste caso, os ensaios mecânicos de MR e de RT foram realizados em três temperaturas diferentes, a saber, à temperatura ambiente (25°C) e nas temperaturas 10°C e 40°C.

A Tabela 4.12 apresenta os dados de 11 corpos de prova, em que os ensaios de MR foram realizados na temperatura ambiente. Destes 11 CPs, posteriormente, 3 deles foram submetidos aos ensaios de RT à 25°C e os outros 8 CPs foram submetidos aos ensaios para verificação de trincas por fadiga, sendo que estes últimos foram realizados apenas em temperatura ambiente.

Tabela 4.12: Estatística referente aos dados do tráfego N7, MR a 25°C.

Variáveis	V_v (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	11	11	11	11	11	11
Média	4,4	2,497	15,4	71,4	0,6	3566
Mediana	4,4	2,499	15,4	71,4	0,6	3572
Desvio padrão	0,3	0,009	0,3	1,5	0,03	423
Variância	0,1	0,000	0,1	2,3	0,001	179081
Coeficiente de variação	7,3	0,356	2,1	2,1	5,0	12
Máximo	5,0	2,510	16,0	74,5	0,7	4610
Mínimo	3,8	2,479	15,0	68,8	0,6	3169

A Tabela 4.13 apresenta os valores das propriedades obtidos a partir de 3 CPs. Os valores de MR, neste caso, foram obtidos em ensaios realizados à 10°C.

Tabela 4.13: Estatística referente aos dados do tráfego N7, MR a 10°C.

Variáveis	V_v (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
n CPs	3	3	3	3	3	3
Média	4,4	2,499	15,3	71,2	0,6	14646
Mediana	4,3	2,501	15,2	71,6	0,6	13915
Desvio padrão	0,2	0,004	0,1	0,7	0,01	3640
Variância	0,02	0,000	0,02	0,5	0,000	13252630
Coeficiente de variação	3,4	0,156	0,9	1,0	2,0	25
Máximo	4,6	2,502	15,4	71,7	0,6	18596
Mínimo	4,3	2,495	15,2	70,4	0,6	11426

As propriedades volumétricas VAM, RBV e TF atenderam aos parâmetros requisitados no Superpave e seus valores, quando comparados com os valores da Tabela 4.12,

obtidos a partir de 11 CPs, apresentam-se bem próximos. O VAM foi de 15,3% (3 CPs) e de 15,4% (11 CPs), o RBV foi de 71,2% (3 CPs) e de 71,4% (11 CPs), e o TF foi de 0,6 nos dois casos. Os valores de volume de vazios foram de 4,4% em ambos os casos. Já a G_{mb} foi de 2,499 (3 CPs) e de 2,497 (11 CPs).

A Tabela 4.14 apresenta os valores das propriedades obtidos a partir de 3 CPs. Os valores de MR, neste caso, foram obtidos em ensaios realizados à 40°C.

Tabela 4.14: Estatística referente aos dados do tráfego N7, MR a 40°C.

Variáveis	V_v (%)	G_{mb}	VAM	RBV	TF	MR (MPa)
N CPs	3	3	3	3	3	3
Média	4,2	2,497	15,1	72,3	0,6	771
Mediana	4,1	2,492	15,0	72,6	0,6	710
Desvio padrão	0,4	0,011	0,4	2,2	0,04	181
Variância	0,2	0,000	0,2	4,7	0,001	32750
Coefficiente de variação	10,4	0,432	2,6	3,0	6,1	24
Máximo	4,7	2,509	15,5	74,3	0,6	975
Mínimo	3,8	2,489	14,7	70,0	0,6	629

As propriedades volumétricas VAM, RBV e TF atenderam aos parâmetros requisitados no Superpave e seus valores, quando comparados com os valores das Tabelas 4.12 e 4.13, apresentam-se bem próximos. O VAM foi de 15,1% (3 CPs desta seção), de 15,3% (3 CPs da seção anterior) e de 15,4% (11 CPs), o RBV foi de 72,3% (3 CPs desta seção), de 71,2% (3 CPs da seção anterior) e de 71,4% (11 CPs), e o TF foi de 0,6 em todos os casos. Os valores de volume de vazios foram de 4,2% (3 CPs desta seção) e de 4,4% (nos dois outros casos, de 3 CPs e de 11 CPs). Já a G_{mb} foi de 2,497 (3 CPs desta seção), de 2,499 (3 CPs da seção anterior) e de 2,497 (11 CPs).

No caso das energias de tráfego N5, N6 e N7, para as quais foram compactados mais corpos de prova, em virtude dos ensaios terem sido realizados em três temperaturas diferentes, ao compararem-se os valores médios encontrados a partir de quantidades diferentes de CPs e constatarem-se médias próximas junto com baixo coeficiente de variação, conclui-se que o uso do CGS para compactar misturas asfálticas fornece amostras com boa reprodutibilidade de dados, caso o controle tecnológico de temperatura seja seguido com propriedade durante os ensaios.

4.1.2 – Valores Médios Agrupados das Propriedades das Misturas Asfálticas

Ao agrupar os valores médios das propriedades volumétricas e dos ensaios de módulo de resiliência, referentes a cada nível de tráfego analisado, nas suas respectivas temperaturas de ensaio, pôde-se analisar a influência da energia de compactação nestes valores, conforme pode ser visto na Tabela 4.15 e nas Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13, para temperatura ambiente.

Tabela 4.15: Resumo dos valores médios das propriedades volumétricas e dos MR a 25°C.

Propriedade / Energia	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
N_{proj} CGS	68	76	86	96	109	126	143
Teor ligante (%)	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4	5,1	5,0
V_v (%)	4,2	4,3	4,0	4,2	4,0	4,1	4,4
G_{mb}	2,473	2,476	2,485	2,484	2,492	2,498	2,497
VAM	16,9	16,7	16,4	16,3	15,9	15,6	15,4
RBV	75,0	74,5	75,5	74,3	74,6	73,8	71,4
TF	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6
MR (MPa) a 25°C	2936	2796	3081	3382	3539	3471	3566

Na medida em que o número de giros do CGS aumentou, aumentando a energia de compactação, o teor de ligante de projeto diminuiu, pois ao fim da compactação necessitava-se produzir CPs com volume de vazios (V_v) de 4%. Com isso, a densidade aparente (G_{mb}) também aumentou com o aumento da energia de compactação, apresentando pequenas variações em função de quando o V_v ficava acima de 4%, e a G_{mb} diminuía, mesmo que com menor teor de ligante. Fato notado entre as energias N3 e N4 e entre N6 e N7.

A Figura 4.10 ilustra o comportamento do VAM quando aumentou-se a energia de compactação. O número de giros do CGS refere-se ao número de giros de projeto (N_{proj}) de cada nível de tráfego analisado.

Figura 4.10: Valores médios de VAM por nível de energia de compactação.

Nota-se que na medida em que aumentou-se o número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS, os valores médios de VAM diminuíram. Deve-se isso ao menor teor de ligante projetado em cada maior nível de energia de compactação, o que conduziu a um menor valor de VAM, pois este tem relação direta com o teor de ligante. Todos os valores atenderam aos requisitos Superpave.

Na Figura 4.11 apresenta-se os valores médios de RBV em função do número de giros de projeto N_{proj} do CGS.

Figura 4.11: Valores médios de RBV por nível de energia de compactação.

Nota-se que os valores médios de RBV oscilaram acima e abaixo da média, com tendência geral a diminuir na medida que aumentou-se a energia de compactação. Todos os valores atenderam aos requisitos Superpave.

A Figura 4.12 ilustra os valores médios de TF em função do número de giros do CGS.

Figura 4.12: Valores médios de TF por nível de energia de compactação.

Nota-se a tendência de queda nos valores médios de TF na medida em que aumentou-se a energia de compactação. A variação foi de 0,8 (N1), passando por 0,7 (N2 a N5) e caindo para 0,6 (N6 e N7). Todos os valores atenderam aos requisitos Superpave.

Por outro lado, além das propriedades volumétricas, avaliando-se as características mecânicas, quanto aos ensaios de módulo de resiliência (MR), os valores médios determinados para a temperatura de 25°C relativos a cada nível de energia de tráfego foram agrupados e estão apresentados na Figura 4.13.

Figura 4.13: Valores de MR a 25°C em função da energia de compactação.

Nota-se que os valores médios de MR aumentaram na medida em que aumentou-se a energia de compactação dos CPs. Entretanto, os valores de MR estão próximos e, em alguns casos, aconteceu de o valor de MR diminuir com o aumento da energia de compactação, tal como, entre N1 e N2 e entre N5 e N6.

Os CPs para realização de ensaios de MR a 10°C foram moldados apenas em três energias de tráfego (N5, N6 e N7), referentes ao nível 3 de projeto Superpave, que solicita a realização de análises estendidas das propriedades mecânicas das misturas asfálticas, em três temperaturas diferentes, além da temperatura ambiente, 10°C e 40°C, neste caso. A Tabela 4.16 apresenta os valores das propriedades volumétricas e do MR a 10°C.

Tabela 4.16: Resumo dos valores médios das propriedades volumétricas e dos MR a 10°C.

Variável / Energia	N5	N6	N7
N _{proj} CGS	109	126	143
Teor ligante (%)	5,4	5,1	5,0
V _v (%)	4,1	4,2	4,4
G _{mb}	2,492	2,496	2,499
VAM	16,0	15,5	15,3
RBV	74,4	72,7	71,2
TF	0,7	0,6	0,6
MR (MPa) a 10°C	10127	10748	14646

Os ensaios realizados a 10°C forneceram valores de MR que aumentaram com o aumento do número de giros do CGS. A Figura 4.14 ilustra o comportamento dos valores de MR nas três energias de compactação aqui ensaiadas.

Figura 4.14: Variação dos valores de MR a 10°C em função da energia de compactação.

Assim como ocorreu na temperatura de 10°C, os CPs usados para realização de ensaios de MR a 40°C foram moldados apenas em três energias de tráfego (N5, N6 e N7) referentes ao nível 3 de projeto Superpave. A Tabela 4.17 apresenta os valores das propriedades volumétricas e do MR a 40°C.

Tabela 4.17: Resumo dos valores médios das propriedades volumétricas e dos MR a 40°C.

Variável / Energia	N5	N6	N7
N_{proj} CGS	109	126	143
Teor ligante (%)	5,4	5,1	5,0
Vv (%)	4,1	4,3	4,2
G_{mb}	2,490	2,496	2,497
VAM	16,0	15,6	15,1
RBV	74,1	72,7	72,3
TF	0,7	0,6	0,6
MR (MPa) a 40°C	704	737	771

Os ensaios realizados a 40°C forneceram valores de MR que aumentaram com o aumento do número de giros do CGS. A Figura 4.15 ilustra o comportamento dos valores de MR nas três energias de compactação aqui ensaiadas.

Figura 4.15: Variação dos valores de MR a 40°C em função da energia de compactação.

Uma avaliação mais completa dos valores de MR foram realizadas agrupando-se seus valores médios calculados, para as três temperaturas de ensaio, em função do número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS para compactação dos CPs. A Figura 4.16 ilustra o comportamento do MR quando se aumentou a energia de compactação, nos ensaios realizados nas temperaturas 10°C, 25°C e 40°C.

Nota-se em todos os casos uma tendência de aumento do valor do MR com o aumento da energia de compactação dos CPs. Quanto à temperatura dos ensaios, os valores de MR aumentaram substancialmente com a diminuição da temperatura, variando de cerca de 700 MPa (40°C), a 3.000 MPa (25°C) e a 11.000 MPa (10°C), aproximadamente.

Figura 4.16: Valores de MR em função do número de giros do CGS e da temperatura do ensaio.

Para efeito de comparação, a Figura 4.17 ilustra os valores de G_{mb} , em função do número de giros do CGS, alcançados por todos os CPs moldados nesta etapa. Diz respeito aos dados obtidos na compactação em todas as sete energias do CGS (N1 a N7) para moldar os CPs para ensaio de MR a 25°C, e, também, aos dados obtidos na compactação dos CPs em três energias do CGS (N5, N6 e N7) para moldar os CPs que foram para os ensaios de MR nas temperaturas 10°C e 40°C.

Nota-se a tendência dos valores de G_{mb} aumentaram com o aumento do número de giros do CGS. Observa-se, também, que todos os CPs moldados nas energias N5, N6 e N7 alcançaram valores de G_{mb} bem próximos. Ressalva-se que todas essas análises dizem respeito à temperatura ambiente. Os CPs foram compactados e suas propriedades determinadas a 25°C. Em seguida, alguns CPs foram condicionados para as temperaturas de 10°C ou 40°C, para realização dos ensaios propostos.

Figura 4.17: Valores de G_{mb} em função do número de giros do CGS.

Comparativamente, as propriedades volumétricas determinadas em CPs moldados nas três energias (N5, N6 e N7) são apresentadas na Tabela 4.18, e seus respectivos valores foram bem próximos uns dos outros, denotando uniformidade no processo de compactação giratória usando o CGS e capacidade de reprodução de dados.

Tabela 4.18: Valores de propriedades de CPs moldados nas energias N5, N6 e N7.

Energia	N5	N6	N7	Temperatura
Vv (%)	4,0	4,1	4,4	25°C – para MR, RT e fadiga (média de 11 CPs)
G_{mb}	2,492	2,498	2,497	
VAM	15,9	15,6	15,4	
RBV	74,6	73,8	71,4	
TF	0,7	0,6	0,6	
Vv (%)	4,1	4,2	4,4	10°C – para MR e RT (média de 3 CPs)
G_{mb}	2,492	2,496	2,499	
VAM	16,0	15,5	15,3	
RBV	74,4	72,7	71,2	
TF	0,7	0,6	0,6	
Vv (%)	4,1	4,3	4,2	40°C – para MR e RT (média de 3 CPs)
G_{mb}	2,490	2,496	2,497	
VAM	16,0	15,6	15,1	
RBV	74,1	72,7	72,3	
TF	0,7	0,6	0,6	

Deste modo apresentado, pode-se afirmar que a moldagem de CPs de misturas asfálticas usando-se o CGS produz amostras equivalentes entre si, cujos resultados das propriedades volumétricas pouco se diferem, quando comparadas na mesma energia de compactação. Portanto, este tipo de moldagem giratória por amassamento é eficiente e reprodutível para dosagem de teores de projeto de ligante em misturas asfálticas. A seguir, os resultados dos ensaios de resistência à tração são apresentados.

4.2 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL ESTÁTICA

Os ensaios de resistência à tração indireta por compressão diametral (RT) foram realizados nos CPs que haviam acabado de sair dos ensaios para determinação dos valores de módulo de resiliência (MR). Uma vez confirmada a execução e a coleta das informações referentes aos ensaios de MR, os CPs, que ficaram todo o tempo em câmara climática na temperatura desejada, foram imediatamente levados para realização do ensaio de RT. Este processo de tirar o CP da câmara climática e montá-lo na prensa levou pouco mais de 1 minuto, de modo que considerou-se que o CP ao ser rompido estivesse na temperatura desejada de realização do ensaio. A Figura 4.18 ilustra os CPs montados na prensa de compressão diametral.

Figura 4.18: Ensaio de RT por compressão diametral estática.

Este ensaio consiste na aplicação de uma carga progressiva de compressão diametral até a ruptura do corpo de prova (CP). Este é montado de modo que duas vigas metálicas transfiram a carga diametral à amostra. A carga progressiva da prensa atua na velocidade de compressão de $0,8 \pm 0,1$ mm/s.

A resistência à tração é definida como uma tensão de tração que leva o CP à ruptura diametral quando submetido a uma carga de compressão paralela ao eixo de ruptura. A carga de ruptura do CP, fornecida pelo equipamento de compressão, serviu para calcular a sua RT. As medidas médias de diâmetro e altura dos CPs foram tomadas antes da realização dos ensaios de MR e, também, auxiliaram este cálculo. A equação 43 ilustra o cálculo da resistência indireta à tração por compressão diametral (RT ou σ_T).

$$RT = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H \times 10,2} \quad (43)$$

Em que:

RT – resistência à tração indireta, em MPa;

F – carga de ruptura, em kgf;

D – diâmetro médio do CP, em cm; e

H – altura média do CP, em cm.

Este ensaio de resistência à tração seguiu norma DNER ME 138, e detalhes sobre este já foram apresentados anteriormente na seção 3.3.3 da *Avaliação da Sensibilidade à Água em Misturas Asfálticas*, em que estes ensaios foram realizados, porém naquele caso os corpos de prova foram moldados para alcançar volume de vazios de 7%.

4.2.1 – Resultados Encontrados nos Ensaios de Resistência Indireta à Tração

Nesta etapa, todos os valores das propriedades analisadas das misturas asfálticas foram calculados com base apenas nos 3 CPs utilizados nos ensaios de RT, em que foram os CPs já, respectivamente, ensaiados quanto ao módulo de resiliência. Portanto, nesta seção, os valores médios das referidas propriedades diferenciaram-se dos daqueles já apresentados nos resultados dos ensaios de MR, na seção 4.1.1, por lá se tratar de médias calculadas com base em 11 CPs em que, destes, 3 CPs foram submetidos aos ensaios de RT, e os outros 8 CPs

foram submetidos aos ensaios para determinação de trincas por fadiga, cujos resultados são apresentados na seção 4.3.1.

Nos subitens a seguir, a estatística básica dos resultados dos ensaios de resistência à tração indireta (RT) são apresentados juntamente com seus respectivos valores de MR, para cada nível de energia de compactação referente a cada nível de tráfego proposto no método Superpave. Apresenta-se juntamente, também, a estatística básica dos valores de volume de vazios (V_v) e de densidade aparente (G_{mb}), referentes a cada nível de tráfego.

4.2.1.1 – Tráfego N1

O tráfego N1 refere-se ao ESAL ou $N < 3 \times 10^5$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 68 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,8%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.19.

Tabela 4.19: Estatística referente aos dados do tráfego N1, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V_v (%)	G_{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,2	2,476	1,01	3216
Mediana	4,1	2,478	1,00	3223
Desvio padrão	0,2	0,006	0,02	99
Variância	0,1	0,000	0,00	9841
Coefficiente de variação	5,2	0,230	1,57	3
Máximo	4,5	2,479	1,03	3311
Mínimo	4,1	2,469	1,00	3113

4.2.1.2 – Tráfego N2

O tráfego N2 refere-se ao $3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 76 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,7%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20: Estatística referente aos dados do tráfego N2, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,1	2,482	1,02	3054
Mediana	4,1	2,484	1,04	3182
Desvio padrão	0,2	0,006	0,03	366
Variância	0,1	0,000	0,001	133804
Coefficiente de variação	5,2	0,226	2,91	12
Máximo	4,4	2,486	1,05	3338
Mínimo	4,0	2,476	0,99	2641

4.2.1.3 – Tráfego N3

O tráfego N3 refere-se ao $1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 86 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,6%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.21.

Tabela 4.21: Estatística referente aos dados do tráfego N3, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	3,9	2,489	1,08	2962
Mediana	3,6	2,495	1,09	2976
Desvio padrão	0,5	0,013	0,05	143
Variância	0,3	0,000	0,003	20311
Coefficiente de variação	13,3	0,538	4,78	5
Máximo	4,5	2,497	1,13	3097
Mínimo	3,6	2,473	1,03	2813

4.2.1.4 – Tráfego N4

O tráfego N4 refere-se ao $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 96 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,5%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.22.

Tabela 4.22: Estatística referente aos dados do tráfego N4, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	3,9	2,492	1,10	3598
Mediana	3,7	2,497	1,10	3432
Desvio padrão	0,3	0,008	0,04	684
Variância	0,1	0,000	0,002	467642
Coefficiente de variação	8,4	0,339	3,86	19
Máximo	4,3	2,497	1,14	4350
Mínimo	3,7	2,482	1,05	3013

4.2.1.5 – Tráfego N5

O tráfego N5 refere-se ao $1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 109 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,4%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.23.

Tabela 4.23: Estatística referente aos dados do tráfego N5, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,0	2,493	1,15	3973
Mediana	4,0	2,494	1,10	4048
Desvio padrão	0,5	0,012	0,16	734
Variância	0,2	0,000	0,03	539311
Coefficiente de variação	11,0	0,472	13,66	18
Máximo	4,5	2,505	1,33	4667
Mínimo	3,6	2,481	1,03	3204

Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 10°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.24 e os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 40°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.25.

Tabela 4.24: Estatística referente aos dados do tráfego N5, RT e MR, a 10°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,1	2,492	3,13	10127
Mediana	4,1	2,492	3,01	10075
Desvio padrão	0,2	0,004	0,03	615
Variância	0,03	0,000	0,06	378384
Coefficiente de variação	4,0	0,170	7,85	6
Máximo	4,3	2,496	3,41	10766
Mínimo	3,9	2,488	2,96	9539

Tabela 4.25: Estatística referente aos dados do tráfego N5, RT e MR, a 40°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,1	2,490	0,214	704
Mediana	4,1	2,491	0,218	763
Desvio padrão	0,1	0,002	0,01	139
Variância	0,01	0,000	0,00	19381
Coefficiente de variação	2,2	0,096	4,69	20
Máximo	4,2	2,493	0,221	804
Mínimo	4,1	2,488	0,202	545

4.2.1.6 – Tráfego N6

O tráfego N6 refere-se ao $3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 126 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,1%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.26.

Tabela 4.26: Estatística referente aos dados do tráfego N6, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,2	2,498	1,19	3291
Mediana	4,1	2,500	1,21	3396
Desvio padrão	0,2	0,006	0,05	187
Variância	0,1	0,000	0,003	35001
Coefficiente de variação	5,2	0,228	4,34	6
Máximo	4,4	2,503	1,22	3402
Mínimo	4,0	2,492	1,13	3075

Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 10°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.27.

Tabela 4.27: Estatística referente aos dados do tráfego N6, RT e MR, a 10°C.

Variáveis	V_v (%)	G_{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,2	2,496	3,39	10748
Mediana	4,2	2,497	3,35	10631
Desvio padrão	0,2	0,005	0,15	865
Variância	0,03	0,000	0,02	748206
Coefficiente de variação	4,3	0,189	4,37	8
Máximo	4,4	2,501	3,56	11666
Mínimo	4,1	2,491	3,27	9948

Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 40°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.28.

Tabela 4.28: Estatística referente aos dados do tráfego N6, RT e MR, a 40°C.

Variáveis	V_v (%)	G_{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,3	2,496	0,234	737
Mediana	4,3	2,494	0,218	879
Desvio padrão	0,3	0,006	0,04	257
Variância	0,1	0,000	0,001	66199
Coefficiente de variação	5,9	0,260	16,22	35
Máximo	4,6	2,503	0,277	892
Mínimo	4,0	2,491	0,206	440

4.2.1.7 – Tráfego N7

O tráfego N7 refere-se ao $N \geq 1 \times 10^8$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 143 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,0%. Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.29.

Tabela 4.29: Estatística referente aos dados do tráfego N7, RT e MR, a 25°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,2	2,503	1,28	4007
Mediana	4,3	2,503	1,27	3831
Desvio padrão	0,04	0,001	0,06	537
Variância	0,001	0,000	0,003	288884
Coefficiente de variação	0,9	0,038	4,60	13
Máximo	4,3	2,504	1,34	4610
Mínimo	4,2	2,503	1,23	3579

Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 10°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.30.

Tabela 4.30: Estatística referente aos dados do tráfego N7, RT e MR, a 10°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,4	2,499	3,30	14646
Mediana	4,3	2,501	3,34	13915
Desvio padrão	0,2	0,004	0,08	3640
Variância	0,02	0,000	0,006	13252630
Coefficiente de variação	3,4	0,156	2,38	25
Máximo	4,6	2,502	3,35	18596
Mínimo	4,3	2,495	3,21	11426

Os valores da estatística básica dos ensaios de RT e de MR, a 40°C, e dos parâmetros V_v e G_{mb} estão apresentados na Tabela 4.31.

Tabela 4.31: Estatística referente aos dados do tráfego N7, RT e MR, a 40°C.

Variáveis	V _v (%)	G _{mb}	RT (MPa)	MR (MPa)
n	3	3	3	3
Média	4,2	2,497	0,223	771
Mediana	4,1	2,492	0,223	710
Desvio padrão	0,4	0,011	0,009	181
Variância	0,2	0,000	0,000	32750
Coefficiente de variação	10,4	0,432	4,078	24
Máximo	4,7	2,509	0,231	975
Mínimo	3,8	2,489	0,213	629

4.2.2 – Valores Médios Agrupados das Propriedades das Misturas Asfálticas

Ao se agrupar os valores médios de MR e de RT, referentes a cada nível de tráfego analisado, nas suas respectivas temperaturas de ensaio, pôde-se analisar a influência da energia de compactação nestes valores, conforme pode ser visto na Tabela 4.32 e nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21, para temperatura ambiente.

Tabela 4.32: Resumo dos valores médios dos ensaios de MR e RT a 25°C e dos V_v e G_{mb} .

Médias	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
N_{proj} CGS	68	76	86	96	109	126	143
Teor ligante (%)	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4	5,1	5,0
V_v (%)	4,2	4,1	3,9	3,9	4,0	4,2	4,2
G_{mb}	2,476	2,482	2,489	2,492	2,493	2,498	2,503
MR (MPa) a 25°C	3216	3054	2962	3598	3973	3291	4007
RT (MPa) a 25°C	1,01	1,02	1,08	1,10	1,15	1,19	1,28
MR / RT	3184	2994	2743	3271	3455	2766	3131

Uma vez obtidos os valores médios de MR e de RT, em cada nível de energia de compactação, possibilitou-se realizar a avaliação da razão MR / RT. De um modo geral, na literatura sugere-se que esta razão seja da ordem de 3.000 (Bernucci *et al.*, 2006). Nota-se na Tabela 4.32 que os valores de MR / RT encontrados neste estudo ficaram em torno do valor esperado, em todas as energias de compactação.

A Figura 4.19 ilustra o comportamento dos valores médios de MR, obtidos a partir dos 3 CPs que foram submetidos, em seguida, aos ensaios de RT, em função do número de giros do CGS. Neste caso, a temperatura dos ensaios foi de 25°C.

Figura 4.19: Valores médios de MR a 25°C em função da energia de compactação.

Nota-se que há uma tendência dos valores de MR aumentarem na medida em que aumentou-se o número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS. Entretanto, entre as energias de compactação N1, N2 e N3, os valores de MR caíram. Em seguida, em N4 e N5, os valores de MR aumentam com a energia de compactação, até cair de novo na energia N6, e em seguida, aumentando para o maior valor de MR, na última energia N7 de compactação.

Se compararmos, os valores de MR obtidos a partir de média dos 3 CPs usados nos ensaios de RT, em cada energia de compactação, com aqueles valores médios de MR obtidos a partir de 11 CPs (os 3 dos ensaios de RT mais 8 CPs que foram posteriormente levados aos ensaios de fadiga), nota-se que a média de 3 CPs proporcionou valores cerca de 6% maiores do que a média obtida com 11 CPs, conforme pode ser visto na Figura 4.20. Entretanto, quando foi necessário relacionar MR com RT ou MR com fadiga, os dados dos respectivos CPs referentes a cada ensaio foram envolvidos para garantir menor desvio possível nos resultados.

Figura 4.20: Comparação dos valores médios de MR a 25°C, obtidos a partir de 3 CPS e de 11 CPS.

Quanto aos resultados dos ensaios de RT, observou-se valores médios entre 1 MPa e 1,3 MPa, e que estes aumentaram na medida em que aumentou-se a energia de compactação com o CGS. Em Balbo (2007), uma tabela com valores típicos de resistência indireta à tração para algumas misturas asfálticas foi apresentada. Os valores de RT referentes a misturas do tipo Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CAUQ ou CBUQ²) ficaram em torno de 0,7 a 1,0 MPa (CAP 50-60), de 0,75 a 1,20 MPa (SBS³ 4%), e de 0,8 MPa (SBS 6%).

Neste estudo, notou-se valores relativamente altos de RT nas energias de compactação mais altas, N5, N6 e N7, da ordem de 1,2 MPa e 1,3 MPa. A Figura 4.21 ilustra o comportamento dos valores médios de RT em função do número de giros do CGS, a 25°C.

² CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

³ SBS – Polímero modificador de asfalto (*Styrene-Butadiene-Styrene* ou Estireno-Butadieno-Estireno)

Figura 4.21: Valores médios de RT a 25°C em função da energia de compactação.

No nível de projeto 3 do Superpave, energias N5, N6 e N7 de compactação, os ensaios de MR e de RT foram realizados em três temperaturas diferentes, a saber, além de em 25°C, também em 10°C e 40°C. A Tabela 4.33 apresenta os valores médios de MR e RT referentes a cada nível de energia de compactação CGS, na temperatura 10°C. Apresenta-se, também, os valores médios de V_v e G_{mb} obtidos.

Tabela 4.33: Resumo dos valores médios dos ensaios de MR e RT a 10°C e dos V_v e G_{mb} .

Variável / Energia	N5	N6	N7
N _{proj} CGS	109	126	143
Teor ligante (%)	5,4	5,1	5,0
V _v (%)	4,1	4,2	4,4
G _{mb}	2,492	2,496	2,499
MR (MPa) a 10°C	10127	10748	14646
RT (MPa) a 10°C	3,13	3,39	3,30
MR / RT	3236	3171	4438

Observa-se um aumento considerável nos valores de RT a 10°C quando comparados com os valores de RT a 25°C. Estes foram da ordem de 1,0 MPa e aqueles, da ordem de 3,0 MPa. O mesmo fato é observado, também, quanto aos valores de MR, como já comentado na seção anterior. A razão MR / RT nesta temperatura ficou em torno do 3.000, exceto para a

maior energia de compactação, N7, que devido ao valor do MR de 14.000 MPa ter sido bem maior do que os das energias N5 e N6, a razão MR / RT resultou em mais de 4.400.

A Figura 4.22 ilustra o comportamento dos valores médios de RT em função do número de giros do CGS, a 10°C.

Figura 4.22: Valores médios de RT a 10°C em função da energia de compactação.

Observa-se que os valores médios de RT a 10°C, nas energias de compactação N5, N6 e N7 são praticamente iguais, com leve tendência de aumentar com o aumento no número de giros do CGS.

A Tabela 4.34 apresenta os valores médios de MR e RT referentes a cada nível de energia de compactação CGS, na temperatura 40°C. Apresenta-se, também, os valores médios de V_v e G_{mb} obtidos.

Tabela 4.34: Resumo dos valores médios dos ensaios de MR e RT a 40°C e dos V_v e G_{mb} .

Variável / Energia	N5	N6	N7
N_{proj} CGS	109	126	143
Teor ligante (%)	5,4	5,1	5,0
V_v (%)	4,1	4,3	4,2
G_{mb}	2,490	2,496	2,497
MR (MPa) a 40°C	704	737	771
RT (MPa) a 40°C	0,214	0,234	0,223
MR / RT	3290	3150	3457

Observa-se uma redução considerável nos valores de RT a 40°C quando comparados com os valores de RT a 25°C. Estes foram da ordem de 1,0 MPa e aqueles, da ordem de 0,2 MPa. O mesmo fato é observado, também, quanto aos valores de MR, como já comentado na seção anterior. A razão MR / RT nesta temperatura ficou em torno do 3.000, conforme espera-se deste parâmetro. A Figura 4.23 ilustra o comportamento dos valores médios de RT em função do número de giros do CGS, a 40°C.

Figura 4.23: Valores médios de RT a 40°C em função da energia de compactação.

Observa-se que os valores médios de RT a 40°C, nas energias de compactação N5, N6 e N7 são praticamente iguais, com leve tendência de aumentar com o aumento no número de giros do CGS.

Comparando os valores médios de RT nas três temperaturas de ensaios e nas três energias de compactação, conforme apresentado na Figura 4.24, ilustra-se o ganho de resistência indireta à tração que o CP adquiriu na medida em diminui-se a temperatura do ensaio. Os valores foram de 0,2 MPa a 1,0 MPa a 3 MPa, respectivamente, à 40°C, à 25°C e à 10°C. Por outro lado, observa-se que em função do número de giros do CGS, os valores médios de RT pouco se alteram, tendendo a um pequeno ganho de resistência com o aumento na energia de compactação.

Figura 4.24: Valores de RT em função do número de giros do CGS e da temperatura.

A Figura 4.25 ilustra o comportamento dos valores médios de G_{mb} na medida em que aumentou-se o número de giros do CGS. Neste caso, diferentemente do caso da seção anterior, para as três temperaturas de ensaios, os valores foram obtidos a partir da média de 3 CPs, contra 11 CPs da seção anterior quando do ensaio a 25°C.

Figura 4.25: Valores de G_{mb} em função do número de giros do CGS.

Vale ressaltar que todos estes valores foram obtidos a 25°C, e que a distinção colocada aqui na temperatura serviu apenas para comparar o grau de reprodutibilidade de CPs moldados na mesma energia de compactação porém em diferentes momentos. Pelos valores acima observados, pode-se notar nas energias N5, N6 e N7, valores de G_{mb} relativamente próximos, dentro de uma margem aceitável, reafirmado a capacidade do CGS produzir CPs com características bem semelhantes às esperadas.

Nas energias N5, N6 e N7 de compactação no CGS, pôde-se comparar o efeito da temperatura nos valores de módulo de resiliência e de resistência à tração. A Tabela 4.35 e a Figura 4.26 ilustram os valores médios dos ensaios de módulo de resiliência nas diferentes temperaturas.

Tabela 4.35: Valores de MR em função da energia de compactação e da temperatura.

MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR) em MPa	N5	N6	N7
MR a 10°C	10127	10748	14646
MR a 25°C (3 CPs)	3973	3291	4007
MR a 25°C (11 CPs)	3539	3471	3566
MR a 40°C	704	737	771

Conforme era esperado, nota-se que na medida em que aumentou-se a temperatura da mistura asfáltica, o valor de MR diminuiu consideravelmente. Na energia de compactação N5, a diminuição no MR foi cerca de 61% e de 83%, respectivamente, com o aumento da temperatura de 10°C para 25°C e de 25°C para 40°C. Na energia de compactação N6, a diminuição no MR foi cerca de 70% e de 78%, respectivamente, com o aumento da temperatura de 10°C para 25°C e de 25°C para 40°C. E na energia de compactação N7, a diminuição no MR foi cerca de 73% e de 81%, respectivamente, com o aumento da temperatura de 10°C para 25°C e de 25°C para 40°C. Para 25°C, a média considerada na comparação foi a proveniente de 3 CPs. A média de valor de MR a 25°C proveniente de 11 CPs está tabelada para efeito de comparação com sua correspondente de 3 CPs. Neste último, os valores de MR foram, na ordem de, 13% maiores na energia N5, 6% menores na energia N6, e 13% maiores na energia N7, quando comparados com as médias de 11 CPs.

Figura 4.26: Valores de MR em função da temperatura e da energia de compactação.

Ao analisar a influência da energia de compactação do CGS nos valores de módulo de resiliência, nota-se que há uma tendência dos valores de MR provenientes de CPs compactados nas energias N5 e N6 serem bem parecidos. Já os CPs compactados na energia N7 apresentaram valores médios de MR um pouco maiores do que os das energias N5 e N6, em qualquer temperatura analisada.

Neste mesmo sentido, pode-se, também, comparar os valores médios resultantes dos ensaios de resistência à tração em diferentes temperaturas, para os CPs moldados nas energias N5, N6 e N7 de compactação no CGS. A Tabela 4.36 e a Figura 4.27 ilustram os valores médios dos ensaios de resistência à tração nas diferentes temperaturas.

Tabela 4.36: Valores de RT em função da energia de compactação e da temperatura.

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (RT) em MPa	N5	N6	N7
RT a 10°C	3,13	3,39	3,3
RT a 25°C	1,15	1,19	1,28
RT a 40°C	0,214	0,234	0,223

Conforme era esperado, nota-se que na medida em que aumentou-se a temperatura da mistura asfáltica, o valor de RT diminui consideravelmente. Na energia de compactação N5, a diminuição na RT foi cerca de 64% e de 82%, respectivamente, com o aumento da temperatura de 10°C para 25°C e de 25°C para 40°C. Na energia de compactação N6, a diminuição na RT foi cerca de 65% e de 81%, respectivamente, com o aumento da temperatura de 10°C para 25°C e de 25°C para 40°C. E na energia de compactação N7, a diminuição na RT foi cerca de 62% e de 83%, respectivamente, com o aumento da temperatura de 10°C para 25°C e de 25°C para 40°C.

Pode-se afirmar que a variação dos valores de MR e de RT seguiram o mesmo padrão quando variada a temperatura do ensaio. Ao aumentar a temperatura os valores caem em uma ordem de grandeza bem parecida como pôde ser visto.

Ao analisar a influência da energia de compactação do CGS nos valores de resistência à tração, nota-se, na Figura 4.27, que houve uma tendência dos valores de RT serem bem próximos, independentemente da energia de compactação, em qualquer temperatura analisada.

Figura 4.27: Valores de RT em função da temperatura e da energia de compactação.

Finalmente, o parâmetro que relaciona MR/RT foi determinado para todas as energias de compactação, N1 a N7, quando dos ensaios na temperatura 25°C, e nas energias de compactação N5, N6 e N7, quando dos ensaios realizados nas temperaturas 10°C e 40°C. Conforme já observado anteriormente que os valores de MR e de RT tiveram padrões semelhantes de variações na medida em que variou-se a energia de compactação e a temperatura do ensaio, esperou-se que o parâmetro MR/RT não variasse muito, o que de fato ocorreu.

Na Figura 4.28, na temperatura 25°C, nota-se que os valores de MR/RT flutuaram entre 2.743 MPa a 3.455 MPa, com uma tendência de oscilação pequena abaixo e acima da média dos valores na medida em que o número de giros do compactador CGS foi variado. Em seguida, na Figura 4.29, para temperatura 10°C, nota-se os valores de MR/RT variarem entre 3171 MPa a 4438 MPa. Este último valor foi o maior de todos aqui encontrados, em função dos ensaios de MR a 10°C terem apresentado valores mais elevados para alguns CPs compactados na energia N7 do CGS. Por este motivo, nesta temperatura, os valores de MR/RT apresentaram uma tendência de aumento com o aumento no número de giros do CGS.

Figura 4.28: Valores de MR/RT à 25°C em função do número de giros do CGS.

Figura 4.29: Valores de MR/RT à 10°C em função do número de giros do CGS.

Na Figura 4.30, na temperatura 40°C, nota-se que os valores de MR/RT flutuaram entre 3.150 MPa a 3.457 MPa, tendendo a um leve crescimento na medida em que aumentou-se o número de giros do compactador CGS.

Figura 4.30: Valores de MR/RT à 40°C em função do número de giros do CGS.

Por fim, a Figura 4.31 agrupa os valores de MR/RT em todas as temperaturas de ensaio, variando em função do número de giros de projeto (N_{proj}) do CGS.

Figura 4.31: Valores de MR/RT em função do número de giros do CGS nas três temperaturas de ensaio.

O item 4.3 abordará os resultados encontrados nos ensaios para determinação da curva de fadiga do material, realizados em CPs moldados em CGS, nas sete energias de compactação do Superpave, referentes ao sete níveis de tráfego de projeto.

4.3 – ENSAIO DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DINÂMICA

A estimativa da vida de fadiga de misturas asfálticas pode, também, ser feita através do ensaio de compressão diametral. O ensaio de fadiga difere-se do ensaio de resistência à tração pois, neste, a carga é estática e progressiva, e naquele, dinâmica e pulsante. O ensaio de fadiga por compressão diametral dinâmica é realizado sob regime de tensão controlada, de modo que o valor da tensão aplicada repetidamente é calculado com base no valor da resistência estática da mistura avaliada, definido no ensaio de RT. Nesta pesquisa, os níveis de tensão foram definidos em 10% da RT, 20% da RT, 30% da RT e 40% da RT da mistura asfáltica estudada. Estas tensões foram aplicadas repetidamente no corpo de prova até seu trincamento ou ruptura num plano vertical. Neste estudo, o critério adotado para encerrar o ensaio foi quando o CP rompesse em duas partes ou quando a deformação vertical do CP atingisse 6 milímetros. Então, o número de aplicações da carga que finalizou o ensaio era anotado.

O ensaio de fadiga foi realizado a 25°C e a aplicação das cargas deu-se em uma frequência de 60 ciclos por minuto, em que um ciclo de 1s é composto de 0,1s de aplicação da carga e de 0,9s de recuperação. As cargas verticais aplicadas no ensaio foram determinadas conforme equação 44.

$$F = \frac{\pi \times D \times H \times \%RT}{2} \quad (44)$$

Em que:

F – carga de ensaio (kgf);

D – diâmetro do corpo de prova (cm);

H – altura do corpo de prova (cm);

%RT – nível de tensão de tração (MPa).

Conforme apresentado em Pinto (1991), a vida de fadiga (N_f) é expressa pelo número de solicitações de carga necessárias para finalizar o ensaio. A modelagem de N_f foi feita em relação à deformação resiliente do ensaio que foi calculada conforme equação 45.

$$\varepsilon_i = \frac{\%RT}{MR} \quad (45)$$

Em que:

ε_i – deformação resiliente;

MR – módulo de resiliência (MPa).

Logo, a vida de fadiga da mistura asfáltica foi determinada pela equação 46.

$$N_f = K_1 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{k_2} \quad (46)$$

Em que:

N_f – vida de fadiga da mistura asfáltica;

k_1 e k_2 – parâmetros de regressão determinados no ensaio.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia de Transportes da EESC/USP em equipamento apropriado e os dados resultantes do ensaio foram controlados

por *software* em plataforma *LabView*, ambos desenvolvidos pelo professor Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri. O equipamento é composto de célula de carga pulsante controlada eletromecanicamente, LVDT para medir o deslocamento vertical acumulado, e um molde com frisos de aço para acomodar o CP e transferir a carga pulsante ao seu plano diametral. A Figura 4.32 detalha o equipamento usado nos ensaios de compressão diametral dinâmica em CPs de misturas asfálticas.

Figura 4.32: Vista do equipamento usado nos ensaios de fadiga.

A Figura 4.33 ilustra com detalhe, à esquerda, o CP montado no molde e na célula de carga em ponto de ensaio, e, à direita, o CP já ensaiado, rompido em duas partes.

Figura 4.33: Detalhe do CP montado para ensaio e do CP já rompido em duas partes.

O *software* usado requeria informações de identificação do CP, sua altura e seu diâmetro, em centímetros, e de carga inicial do ensaio (kgf), esta última calculada em função da tensão escolhida no ensaio (40%RT, 30%RT, 20%RT ou 10%RT). Durante o ensaio, o programa registrava os dados de deslocamento vertical acumulado (mm), deslocamento vertical (mm) e de carga média aplicada (kgf), a cada golpe da célula de carga. Ao final do ensaio, assim que o CP rompia, o número de golpes de carga era registrado. Vale ressaltar que nesta pesquisa todos os ensaios de fadiga finalizaram com o rompimento dos corpos de prova, antes de atingir a deformação acumulada máxima.

As Figuras 4.34 e 4.35 ilustram as telas de interface do programa utilizado, mostrando as informações de entrada de dados, as informações geradas e os gráficos que ilustram o comportamento do CP no decorrer do ensaio. A Figura 4.34 mostra a tela do ensaio referente à tensão de 40%RT e a Figura 4.35, à tensão de 30%RT.

Figura 4.34: Tela do ensaio de fadiga para tensão 40%RT.

Figura 4.35: Tela do ensaio de fadiga para tensão 30%RT.

A seguir, os resultados encontrados nestes ensaios são apresentados.

4.3.1 – Resultados Encontrados nos Ensaio de Fadiga

Nesta etapa, as propriedades analisadas das misturas asfálticas que foram submetidas aos ensaios de fadiga, foram calculadas com base em 8 CPs de cada energia de compactação, N1 a N7, totalizando 56 CPs, sendo estes os mesmos que já foram submetidos aos ensaios para determinação do módulo de resiliência.

A Tabela 4.37 apresenta o resumo dos valores médios das propriedades das misturas asfálticas usadas nos ensaios de fadiga, referentes a cada energia de tráfego.

Tabela 4.37: Resumo dos valores médios das propriedades dos CPs dos ensaios de fadiga.

Variável / Energia	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
Ngiros CGS	68	76	86	96	109	126	143
Teor ligante (%)	5,8	5,7	5,6	5,5	5,4	5,1	5,0
V_v (%)	4,2	4,3	4,1	4,3	4,1	4,0	4,5
G_{mb}	2,472	2,474	2,483	2,481	2,492	2,498	2,494
VAM	17,0	16,8	16,4	16,4	16,0	15,6	15,5
RBV	75,1	74,4	75,2	73,7	74,5	74,1	71,2
TF	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6
MR (MPa) a 25°C	2832	2699	3126	3300	3377	3538	3401

Os valores obtidos dos ensaios de RT e de MR, a 25°C, foram dados de entrada, de modo que a partir deles calculou-se a carga inicial do ensaio e a deformação resiliente do CP. Para determinar as equações de fadiga das misturas asfálticas, quatro níveis de tensão do ensaio foram selecionados e para cada nível de tensão, o mínimo de dois CPs foram ensaiados. Os níveis de tensão adotados foram de 40%, 30%, 20% e 10% da resistência à tração (RT). Caso os valores de número de golpes necessários para romper o CP, em condições semelhantes, fossem muito discrepantes, um terceiro CP foi rompido.

Assim, com a fixação dos valores de %RT (em MPa) pôde-se calcular a respectiva carga inicial (em kgf) que foi aplicada nos CPs durante os ensaios. Já com os valores de %RT/MR, ambos em MPa, os valores de deformação resiliente (ϵ_i) de cada CP foram determinados. Por fim, ao término do ensaio registrou-se o número de golpes (N_{golpes}) pulsantes que determinou o seu final. A relação entre o N_{golpes} e a ϵ_i permitiu elaborar as curvas de fadiga das misturas asfálticas estudadas. A seguir, os dados de entrada, os dados calculados e os resultados dos ensaios de fadiga são apresentados, para cada nível de energia de compactação referente a cada nível de tráfego proposto no método Superpave.

4.3.1.1 – Tráfego N1

O tráfego N1 refere-se ao $N < 3 \times 10^5$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 68 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,8%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.38.

Tabela 4.38: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N1 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kgf)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N _{golpes}	MR (MPa)	ε _i (ε _{ht})	1 / ε _{ht}
1	40%	430	1,00	0,4001	254	3433	1,165E-04	8,580E+03
2		430	1,00	0,4001	280	3883	1,030E-04	9,705E+03
3	30%	323	1,00	0,2997	981	2098	1,428E-04	7,001E+03
4		323	1,00	0,2997	1136	2695	1,112E-04	8,993E+03
5	20%	216	1,03	0,2054	7185	2592	7,924E-05	1,262E+04
6		216	1,03	0,2054	8280	2774	7,404E-05	1,351E+04
7	10%	107	1,01	0,1009	24220	2683	3,760E-05	2,660E+04
8		107	1,01	0,1009	49564	2495	4,043E-05	2,473E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga da mistura asfáltica referente a energia de compactação N1 do CGS. A Figura 4.36 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.36: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N1.

4.3.1.2 – Tráfego N2

O tráfego N2 refere-se ao $3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 76 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,7%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.39. Nota-se nesta energia de compactação, que na tensão 20%RT, três CPs foram ensaiados quanto à fadiga, pois os resultados com 2 CPs tinham sido muito discrepantes e, por isso, um terceiro CP foi ensaiado para conferência, totalizando 9 CPs neste caso.

Tabela 4.39: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N2 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kg)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N_{golpes}	MR (MPa)	ϵ_i (ϵ_{ht})	$1 / \epsilon_{ht}$
1	40%	438	1,04	0,4142	438	3303	1,254E-04	7,974E+03
2		438	1,04	0,4142	259	2677	1,547E-04	6,463E+03
3	30%	326	1,05	0,3140	798	2905	1,081E-04	9,253E+03
4		326	1,05	0,3140	853	2314	1,357E-04	7,370E+03
5	20%	219	0,99	0,1980	2242	2713	7,300E-05	1,370E+04
6		219	0,99	0,1980	5862	2301	8,607E-05	1,162E+04
7		219	0,99	0,1980	1746	2575	7,691E-05	1,300E+04
8	10%	110	1,02	0,1024	43085	2507	4,085E-05	2,448E+04
9		110	1,02	0,1024	71458	2875	3,562E-05	2,807E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga da mistura asfáltica referente a energia de compactação N2 do CGS. A Figura 4.37 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.37: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N2.

4.3.1.3 – Tráfego N3

O tráfego N3 refere-se ao $1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 86 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,6%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.40. Nota-se nesta energia de compactação, que na tensão 20%RT, três CPs foram ensaiados quanto à fadiga, pois os resultados com 2 CPs tinham sido muito discrepantes e, por isso, um terceiro CP foi ensaiado para conferência, totalizando 9 CPs neste caso.

Tabela 4.40: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N3 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kg)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N_{golpes}	MR (MPa)	ϵ_i (ϵ_{ht})	1 / ϵ_{ht}
1	40%	460	1,13	0,4517	238	3843	1,175E-04	8,508E+03
2		460	1,13	0,4517	392	3040	1,486E-04	6,731E+03
3	30%	342	1,03	0,3079	522	2848	1,081E-04	9,250E+03
4		342	1,03	0,3079	560	2995	1,028E-04	9,727E+03
5	20%	229	1,09	0,2174	3459	2593	8,384E-05	1,193E+04
6		229	1,09	0,2174	5791	3453	6,296E-05	1,588E+04
7		229	1,09	0,2174	3710	3023	7,192E-05	1,390E+04
8	10%	114	1,08	0,1081	118607	3215	3,362E-05	2,975E+04
9		114	1,08	0,1081	37177	3119	3,465E-05	2,886E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga da mistura asfáltica referente a energia de compactação N3 do CGS. A Figura 4.38 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.38: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N3.

4.3.1.4 – Tráfego N4

O tráfego N4 refere-se ao $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 96 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,5%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.41. Nota-se nesta energia de compactação, que na tensão 20%RT, três CPs foram ensaiados quanto à fadiga, pois os resultados com 2 CPs tinham sido muito discrepantes e, por isso, um terceiro CP foi ensaiado para conferência, totalizando 9 CPs neste caso.

Tabela 4.41: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N4 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kg)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N _{golpes}	MR (MPa)	ε _i (ε _{ht})	1 / ε _{ht}
1	40%	466	1,10	0,4410	288	3669	1,202E-04	8,320E+03
2		466	1,10	0,4410	237	3432	1,285E-04	7,782E+03
3	30%	349	1,05	0,3162	1307	3176	9,955E-05	1,005E+04
4		349	1,05	0,3162	652	3054	1,035E-04	9,659E+03
5	20%	233	1,14	0,2277	3373	3209	7,094E-05	1,410E+04
6		233	1,14	0,2277	6502	3224	7,061E-05	1,416E+04
7		233	1,14	0,2277	4314	3217	7,077E-05	1,413E+04
8	10%	116	1,10	0,1098	45605	3422	3,209E-05	3,116E+04
9		116	1,10	0,1098	45174	3320	3,308E-05	3,023E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga da mistura asfáltica referente a energia de compactação N4 do CGS. A Figura 4.39 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.39: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N4.

4.3.1.5 – Tráfego N5

O tráfego N5 refere-se ao $1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 109 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,4%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.42.

Tabela 4.42: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N5 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kg)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N_{golpes}	MR (MPa)	ϵ_i (ϵ ht)	$1 / \epsilon$ ht
1	40%	485	1,33	0,5312	309	2702	1,966E-04	5,086E+03
2		485	1,33	0,5312	256	3035	1,750E-04	5,713E+03
3	30%	366	1,10	0,3310	1307	2605	1,270E-04	7,871E+03
4		366	1,10	0,3310	590	4353	7,603E-05	1,315E+04
5	20%	243	1,03	0,2050	3363	3531	5,806E-05	1,722E+04
6		243	1,03	0,2050	4874	3344	6,131E-05	1,631E+04
7	10%	122	1,15	0,1152	62551	3437	3,352E-05	2,983E+04
8		122	1,15	0,1152	67916	3486	3,305E-05	3,026E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga da mistura asfáltica referente a energia de compactação N5 do CGS. A Figura 4.40 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.40: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N5.

4.3.1.6 – Tráfego N6

O tráfego N6 refere-se ao $3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 126 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,1%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.43.

Tabela 4.43: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N6 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kg)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N_{golpes}	MR (MPa)	ϵ_i (ϵ_{ht})	1 / ϵ_{ht}
1	40%	500	1,22	0,4889	234	2818	1,735E-04	5,764E+03
2		500	1,22	0,4889	273	4285	1,141E-04	8,764E+03
3	30%	372	1,21	0,3627	588	3164	1,146E-04	8,722E+03
4		372	1,21	0,3627	552	2954	1,228E-04	8,144E+03
5	20%	249	1,13	0,2255	4764	3659	6,162E-05	1,623E+04
6		249	1,13	0,2255	5160	3845	5,864E-05	1,705E+04
7	10%	124	1,19	0,1186	75589	3752	3,162E-05	3,163E+04
8		124	1,19	0,1186	115718	3825	3,101E-05	3,224E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga

da mistura asfáltica referente a energia de compactação N6 do CGS. A Figura 4.41 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.41: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N6.

4.3.1.7 – Tráfego N7

O tráfego N7 refere-se ao ESAL ou $N \geq 1 \times 10^8$ e sua respectiva energia de compactação do CGS é alcançada através de um número de giros do compactador de N_{proj} igual a 143 giros. Para a mistura asfáltica deste nível de tráfego, o teor de asfalto de projeto foi definido em 5,0%. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 4.44. Nota-se nesta energia de compactação, que na tensão 20%RT, três CPs foram ensaiados quanto à fadiga, pois os resultados com 2 CPs tinham sido muito discrepantes e, por isso, um terceiro CP foi ensaiado para conferência, totalizando 9 CPs neste caso.

Tabela 4.44: Resultados dos ensaios de fadiga referentes à energia N7 do CGS.

CPs	%RT	Carga (kg)	RT (MPa)	%RT (MPa)	N _{golpes}	MR (MPa)	ε _i (ε _{ht})	1 / ε _{ht}
1	40%	539	1,34	0,5373	253	3182	1,688E-04	5,923E+03
2		539	1,34	0,5373	291	3572	1,504E-04	6,649E+03
3	30%	401	1,23	0,3681	482	3241	1,136E-04	8,804E+03
4		401	1,23	0,3681	524	3189	1,154E-04	8,663E+03
5	20%	270	1,27	0,2536	2940	3169	8,003E-05	1,250E+04
6		270	1,27	0,2536	4597	3661	6,928E-05	1,444E+04
7		270	1,27	0,2536	2316	3415	7,427E-05	1,347E+04
8	10%	135	1,28	0,1279	18836	3780	3,385E-05	2,954E+04
9		135	1,28	0,1279	61798	3598	3,556E-05	2,812E+04

Ao relacionar os valores de N_{golpes} necessários para finalizar o ensaio de fadiga com os respectivos valores de deformação resiliente de cada CP, pôde-se elaborar a curva de fadiga da mistura asfáltica referente a energia de compactação N7 do CGS. A Figura 4.42 ilustra a curva e a equação de fadiga resultante deste ensaio.

Figura 4.42: Curva e equação de fadiga da mistura asfáltica referente à energia N7.

4.3.2 – Valores Agrupados dos Ensaio de Fadiga

A Tabela 4.45 agrupa as equações de fadiga (parâmetros K_1 e K_2) das misturas asfálticas e seus respectivos coeficientes de determinação (R^2), obtidos nas sete energias de compactação do CGS, referentes aos sete níveis de tráfego analisados.

Tabela 4.45: Equações de fadiga das misturas asfálticas referentes às energias de compactação N1 a N7.

Var	Nível de energia de tráfego						
	1	2	3	4	5	6	7
K_1	6×10^{-12}	3×10^{-12}	1×10^{-13}	1×10^{-12}	2×10^{-9}	1×10^{-12}	9×10^{-11}
K_2	3,5901	3,6697	3,9764	3,7377	2,9476	3,7262	3,2663
R^2	0,78078	0,92188	0,94078	0,96033	0,86061	0,96745	0,95329

Ressalva-se que os parâmetros K_2 das curvas de fadiga oscilaram entre 3 e 4, a depender do tráfego, denotando que os resultados foram apropriados, de modo que na literatura consideram-se usuais valores entre 3 e 6 para tal variável. Os coeficientes de determinação R^2 apresentaram, também, bons valores, sendo o menor deles 0,78078 na energia N1 e o maior, 0,96745, em N6. A Figura 4.43 ilustra as curvas de fadiga das misturas asfálticas referentes a cada uma das energias de tráfego analisadas.

Figura 4.43: Curvas de fadiga das misturas asfálticas ensaiadas em todas energias de compactação do CGS.

Observa-se que houve uma pequena influência da energia de compactação do CGS nas propriedades de fadiga de modo que as curvas de fadiga estão bem próximas umas às outras. O capítulo 5 apresentará uma série de simulações de vida de fadiga de revestimentos asfálticos para alguns tipos diferentes de pavimentos submetidos a diferentes intensidades de carregamento, que mostram efetivamente a variação da vida de fadiga da mistura asfáltica em função da energia de tráfego.

4.4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO

Este capítulo apresentou os resultados das propriedades volumétricas e mecânicas das misturas asfálticas projetadas para sete diferentes níveis de tráfego, simulados pelo número de giros do compactador giratório. As misturas asfálticas foram compactadas com o teor de asfalto suficiente para produzir corpos de prova com volume de vazios de 4%, aceitando-se uma variação entre 3% e 5%.

Ao projetar as misturas asfálticas para níveis de tráfego crescentes, representados pelo aumento no número de giros do compactador giratório, constatou-se que, em termos de valores médios: (i) o teor projetado de ligante asfáltico na mistura diminuiu, alcançando valores relativamente baixos nos dois maiores níveis de tráfego propostos no Superpave; (ii) a densidade aparente aumentou, alcançando os maiores valores nos dois níveis de tráfego mais altos, tendendo a uma estabilidade nos valores; (iii) as propriedades volumétricas (VAM, RBV, TF) diminuíram de valor, mas em todos os níveis de tráfego analisados os requisitos do método Superpave foram atendidos; (iv) os valores de MR e de RT aumentaram, contudo a razão entre MR/RT ficou mantida praticamente constante em todos os níveis de tráfego analisados; (v) as curvas de fadiga tenderam a subir muito pouco nas energias baixas e a aproximarem-se a partir das energias intermediárias de compactação.

Quanto aos valores das propriedades volumétricas e mecânicas, as comparações feitas entre as energias de tráfego deram-se em função dos valores médios. Entretanto, devido a proximidade dos valores médios em alguns casos, uma análise estatística mais aprofundada, realizada no Capítulo 6, foi necessária para verificar se a distribuição dos valores da variável analisada em um ensaio numa dada energia é realmente diferente da distribuição dos valores desta variável originada a partir de outras energias de tráfego.

A análise da variação da temperatura na realização dos ensaios de MR e de RT confirmou que o aumento da temperatura de realização dos ensaios (10°C, 25°C e 40°C) fez com que os valores de MR e de RT diminuíssem consideravelmente, mas com a razão MR/RT permanecendo praticamente constante.

Para compor os valores médios de todas essas propriedades analisadas, corpos de prova compactados em dias diferentes e em quantidades diferentes foram usados e, mesmo assim, a dispersão dos resultados foi pequena, mostrando que o compactador giratório permite a produção de corpos de prova com boa reprodutibilidade dos dados gerados, destacando-se que o controle tecnológico das temperaturas foi rigoroso.

5 – ANÁLISE DA VIDA DE FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS PARA DIFERENTES NÍVEIS DE TRÁFEGO

Para estimar a vida de fadiga das misturas asfálticas compactadas para diferentes níveis de tráfego, simulados por diferentes número de giros do CGS, usando-se as equações de fadiga obtidas no capítulo anterior, perfis estruturais de pavimentos foram adotados como referência para que, a partir destes, pudesse simular respostas estruturais, tensões, deformações e deslocamentos, em função de um carregamento definido. Nesta pesquisa, a fim de se avaliar a vida de fadiga do revestimento asfáltico, a resposta estrutural obtida foi a deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa asfáltica.

A interação carga-estrutura, com suas consequências sobre a deformação e a ocorrência de campos e gradientes de tensões nas camadas dos pavimentos deve ser abordada dentro do conceito de sistemas estruturais em camadas. Segundo Balbo (2007), as constantes elásticas empregadas habitualmente nas análises de sistemas de camadas são o módulo de resiliência dos materiais de pavimentação, bem como seus respectivos coeficientes de *Poisson*, sendo estes usados para considerar-se os efeitos advindos da Lei de *Hooke* generalizada.

Para o cálculo das respostas estruturais obtidas nesta pesquisa, o programa ELSYM 5 (*Elastic Layered Symmetrical*) foi usado. De acordo com Medina e Motta (2015), o programa ELSYM 5 de diferenças finitas é usado em problemas de elasticidade linear de meios estratificados, com a solução das equações de Burmister ampliada para cinco camadas, usando o método das diferenças finitas. O número de cargas pode ir até dez, e o número de pontos de análise até cem (10 pares x-y em 10 profundidades z). O método das diferenças finitas resolve problemas de valores de contorno em equações diferenciais ordinárias, fornecendo solução discreta no ponto considerado. Segundo os autores, a superposição dos efeitos causados por várias rodas é correta para o cálculo dos deslocamentos e é aproximada para o cálculo das tensões. Consideram-se as camadas homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas, sendo o subleito um meio semi-infinito. Cada camada deve ter seu módulo de resiliência constante e coeficiente de *Poisson* definidos nos dados de entrada.

Nesta pesquisa, os valores médios de módulo de resiliência (MR) das misturas asfálticas usados foram os decorrentes de todos os ensaios realizados nos corpos de prova, compactados em cada um dos sete níveis de energia de compactação com o CGS, referentes ao sete níveis de tráfego propostos no Superpave. Espera-se, assim, adequar o valor da resposta estrutural obtida na simulação de um carregamento, ao respectivo valor de MR do material analisado neste caso. Quanto ao coeficiente de *Poisson* (ν), seu típico valor, para o tipo adotado de revestimento asfáltico, é de 0,3. A Tabela 5.1 mostra os valores de MR das misturas asfálticas usados nas simulações de respostas estruturais de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico.

Tabela 5.1: Valores de MR e ν das misturas usados nos cálculos das respostas estruturais.

Energia (CGS)	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
MR (MPa)	2879	2805	3073	3345	3368	3400	3559
ν	0,3						

Neste estudo, três pavimentos diferentes foram propostos, de tal modo que, o Pavimento A teve 3 camadas (revestimento, base e subbase) sobre o subleito, e o Pavimento B e o Pavimento C tiveram 2 camadas cada (revestimento, base) sobre o subleito. A maior espessura total foi a do Pavimento A, em virtude da menor rigidez das camadas. Em cada um dos três pavimentos simulados, as espessuras dos revestimentos foram variadas em três diferentes valores. Portanto, nove estruturas diferentes foram propostas. Logo, cada valor de MR da mistura asfáltica, referente a cada uma das sete energias de tráfego, foi adotado na simulação de cada uma das nove estruturas selecionadas, totalizando, inicialmente, 63 simulações de cálculo de resposta estrutural. A Tabela 5.2 apresenta as espessuras das estruturas em camadas dos pavimentos analisadas no ELSYM 5.

Tabela 5.2: Espessuras das camadas e dos pavimentos adotadas neste estudo.

Estrutura	Rev. (cm)	Base (cm)	Subbase (cm)	Total (cm)	Subleito
A5	5	20	20	45	∞
A10	10	20	20	50	∞
A15	15	20	20	55	∞
B5	5	20	n/a	25	∞
B10	10	20	n/a	30	∞
B15	15	20	n/a	35	∞
C5	5	20	n/a	25	∞
C10	10	20	n/a	30	∞
C15	15	20	n/a	35	∞

A Tabela 5.3 ilustra os valores de MR e ν adotados para as bases, as subbases (Pavimento A) e os subleitos dos pavimentos simulados.

Tabela 5.3: Valores de MR e de ν das estruturas adotadas neste estudo.

Estrutura / parâmetros	Base		Subbase		Subleito	
	MR (MPa)	ν	MR (MPa)	ν	MR (MPa)	ν
A5	300	0,4	200	0,4	100	0,45
A10	300	0,4	200	0,4	100	0,45
A15	300	0,4	200	0,4	100	0,45
B5	1000	0,3	n/a	n/a	100	0,45
B10	1000	0,3	n/a	n/a	100	0,45
B15	1000	0,3	n/a	n/a	100	0,45
C5	12000	0,2	n/a	n/a	120	0,45
C10	12000	0,2	n/a	n/a	120	0,45
C15	12000	0,2	n/a	n/a	120	0,45

O *software* ELSYM 5 executa programação fatorial de simulações determinísticas, realizando análises elástico lineares, possibilitando obtenção de respostas estruturais em pavimentos com diversas configurações. Valores de deflexões (deslocamentos) e de deformações e de tensões, horizontais e verticais, podem ser calculados em vários pontos distintos do pavimento. Os dados de entrada no ELSYM 5 são agrupados em: (a) dados da camada; (b) dados da carga; e (c) dados da localização dos pontos de avaliação estrutural. Em seguida à entrada de dados faz-se a análise elástico linear, obtendo-se as respostas estruturais desejadas que foram usadas para calcular os valores da vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas.

Quanto aos (a) dados da camada, as informações necessárias são: quantidade de camadas do pavimento simulado; suas respectivas espessuras; e os valores de coeficiente de Poisson (ν) e Módulo de Resiliência (MR) de cada camada. Os dados da camada foram apresentados nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3.

Quanto aos (b) dados da carga, três valores são necessários: valores de carga por roda; pressão de enchimento de pneus; e raio de carregamento. Contudo, basta informar dois destes valores que o terceiro é automaticamente calculado pelo software. Nestas simulações, os valores de entrada foram carga por roda e pressão de enchimento de pneus, sendo, portanto, o raio de carregamento determinado automaticamente pelo programa.

O carregamento veicular, como base de cálculo em análises estruturais, é dado pelo valor da carga equivalente à do eixo padrão do DNER que é de 8,2 tf ou 80 kN ou 18.000 lb, impressa por um eixo simples de rodas duplas, ou seja, com 4 pontos de descarga. Por este ângulo, o semi eixo padrão, com dois pontos de descarga, tem 4,1 tf ou 40 kN ou 9.000 lb, e, portanto, a carga por roda usada nos cálculos tem 2,05 tf ou 20 kN ou 4.500 lb. A pressão de enchimento dos pneus considerada é de 563 kPa ou 80 psi.

Devido ao carregamento do eixo padrão ser simétrico, para efeito dos cálculos estruturais, apenas dois pontos de aplicação de carga foram dados de entrada, aqueles pontos referentes às duas rodas do semi eixo padrão, conforme apresentado na Figura 5.1. O espaço entre as rodas é de 33,3 centímetros ou 13,11 polegadas e, portanto, o centro do carregamento está a 16,65 centímetros ou 6,56 polegadas dos pontos de descarga. Cada roda descarrega 20 kN em suas áreas de apoio.

Figura 5.1: Pontos de aplicação do carregamento simulado.

Por fim, quanto aos (c) dados da localização dos pontos de avaliação estrutural, as respostas estruturais foram obtidas em dois pontos, tanto embaixo do ponto de aplicação da carga de roda, quanto no centro do carregamento entre as rodas, ou seja, respectivamente, nas coordenadas $(x;y) = (0;0)$ e $(x;y) = (0;6,56)$, em polegadas ("). A profundidade z de análise deu-se na fibra inferior do revestimento asfáltico, portanto, variando entre 5 cm, 10 cm e 15 cm, ou 2", 4" e 6", de profundidade. Entre os valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa asfáltica obtidos nas duas coordenadas $(x;y)$ simuladas, os escolhidos para proceder os cálculos de vida de fadiga foram os maiores entre eles.

As equações de fadiga obtidas nos ensaios de compressão diametral dinâmica, apresentadas na Tabela 4.45, por serem determinadas em laboratório, necessitaram de um fator de correção campo-laboratório, a fim de aproximarem-se as vidas de fadiga resultantes, correspondentes aos dois casos. A vida de fadiga foi determinada segundo equação 47, já apresentada anteriormente.

$$N_f = K_1 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_{ht}}\right)^{k_2} \quad (47)$$

Em que:

N_f – vida de fadiga da mistura asfáltica;

ε_{ht} – deformação horizontal de tração;

k_1 e k_2 – parâmetros de ensaio.

Para tanto, cinco equações de fadiga resultantes de estudos de campo foram selecionadas na literatura e usadas para auxiliar na determinação do fator de correção campo-laboratório. A Tabela 5.4 apresenta as equações de fadiga baseadas na deformação horizontal do revestimento asfáltico, usadas para o cálculo dos fatores de correção campo-laboratório, para cada estrutura de pavimento simulada.

Tabela 5.4: Equações de fadiga oriundas de estudos de campo obtidas na literatura.

Parâmetro	<i>Brown, et al. (1977)</i>	FHWA (1976)	<i>Asphalt Institute (1976)</i>	<i>Barker, Brabston & Chou (1977)</i>	Pinto & Preussler (1980) CAP50-70
K_1	$8,9 \times 10^{-13}$	$1,09 \times 10^{-6}$	$2,96 \times 10^{-5}$	$9,7 \times 10^{-10}$	$2,85 \times 10^{-7}$
K_2	4,9	3,512	3,291	4,03	3,69

Os fatores de correção foram determinados do seguinte modo: a partir dos valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa calculados em todas as simulações feitas nesta pesquisa, estes foram usados para calcular as vidas de fadiga, a partir das sete equações obtidas no laboratório (Tabela 4.45). Por outro lado, os mesmos valores de deformação horizontal de tração foram aplicados em cada uma das cinco equações de fadiga obtidas em estudos de campo, apresentadas na Tabela 5.4, e as respectivas vidas de fadiga foram determinadas para cada situação de deformação e para cada uma das cinco equações. Em seguida, os quocientes obtidos a partir da divisão da vida de fadiga oriunda das equações campo, pela vida de fadiga oriunda das equações de laboratório, foram agrupados e um fator

de correção médio foi calculado para cada uma das cinco equações de campo, em cada uma das sete energias de tráfego analisadas. Por fim, em cada energia de tráfego, uma nova média de fator de correção foi calculada a partir dos cinco valores médios de fator de correção correspondentes a cada equação testada da literatura. Os resultados médios de fatores de correção campo-laboratório calculados para cada situação de tráfego e tipo de pavimento analisados nesta pesquisa são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Fatores de correção campo-laboratório da vida de fadiga.

Energia CGS	ESAL ou N	Fator de correção campo-laboratório	
		Pavimento A (5 10 15)	Pavimento B (5 10 15)
N1	$N < 3 \times 10^5$	1,33E+05	1,13E+05
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	1,42E+05	1,09E+05
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	3,64E+05	1,99E+05
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	2,42E+05	1,78E+05
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	7,04E+04	1,46E+05
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	2,65E+05	1,98E+05
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	1,20E+05	1,55E+05

Nota-se valores de fatores de correção da ordem de grandeza de 10^5 e apenas um da ordem de 10^4 . Na literatura, é comum considerações de valores de fatores de correção campo-laboratório da ordem de 10^3 a 10^5 . Ao analisar cada equação de fadiga obtida com dados de campo, selecionadas na literatura, separadamente, os valores médios encontrados dos fatores de correção variaram da ordem de 10^3 a 10^5 . Os menores valores médios de fator de correção encontrados foram os provenientes da equação proposta por *Barker, Brabston & Chou* (1977) seguidos dos valores da equação proposta *Brown, et al.* (1977). Estes foram da ordem de 10^3 e 10^4 em todas análises. Já os maiores valores de fator de correção calculados foram aqueles oriundos da equação de fadiga proposta por *Pinto & Preussler* (1980), para um CAP 50-70, seguidos por aqueles calculados pela equação de FHWA (1976). Os valores centrais de fator de correção calculados foram aqueles da equação de fadiga de *Asphalt Institute* (1976). Estes três últimos, todos valores foram da ordem de 10^5 .

Assim posto, pôde-se calcular a vida de fadiga do revestimento asfáltico referente a cada mistura asfáltica projetada em cada nível de tráfego, para todas as estruturas de pavimentos simuladas. A Tabela 5.6 apresenta os valores da deformação horizontal de tração das misturas asfálticas, nas condições de carga padrão testadas nesta pesquisa.

Tabela 5.6: Deformações horizontais de tração das misturas asfálticas estudadas.

Energia CGS	ESAL ou N_p	Rev. (cm)	Pavimento A	Pavimento B
			ϵ_{ht} (mm/mm)	ϵ_{ht} (mm/mm)
N1	$N < 3 \times 10^5$	5	0,000352	0,0000566
		10	0,000289	0,000114
		15	0,000204	0,0001
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	5	0,000354	0,0000547
		10	0,000292	0,000113
		15	0,000207	0,0001
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	5	0,000349	0,0000612
		10	0,000281	0,000114
		15	0,000198	0,0000992
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	5	0,000345	0,0000667
		10	0,000271	0,000114
		15	0,000189	0,000098
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	5	0,000344	0,0000672
		10	0,000271	0,000114
		15	0,000188	0,0000979
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	5	0,000344	0,0000678
		10	0,000269	0,000114
		15	0,000187	0,0000978
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	5	0,000341	0,0000706
		10	0,000264	0,000114
		15	0,000183	0,000097

Ressalva-se que para os Pavimentos C (C5|C10|C15), apresentados nas Tabelas 5.2 e 5.3, os valores de deformação horizontal na fibra inferior da capa asfáltica, simulados no ELSYM 5, foram todos de compressão em todas as situações testadas de carregamento e de espessura de revestimento. Neste caso, o modulo de resiliência sugerido para a base foi elevado, da ordem de 12.000 MPa. Isso fez com que o revestimento asfáltico servisse apenas como camada selante, trabalhando apenas à compressão, transferindo os esforços de tração todos para a base rígida, em que para cuja deveria ser feita uma outra análise.

As Figuras 5.2 e 5.3 apresentam o comportamento da deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa em função da espessura do revestimento asfáltico, para todas as energias de compactação CGS avaliadas neste estudo. A Figura 5.2 ilustra os resultados referentes às variações de espessura do Pavimento A (A5|A10|A15) e variações de energia de compactação do CGS. Nota-se que na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento asfáltico, as deformações horizontais de tração diminuíram, e que na medida em que aumentou-se a energia de tráfego de projeto, aumentando os valores de MR, os valores de deformação horizontal de tração também diminuíram.

Figura 5.2: Deformação horizontal de tração por espessura do revestimento (Pav A).

A Figura 5.3 ilustra os resultados referentes às variações de espessura do Pavimento B (B5|B10|B15) e variações de energia de compactação do CGS.

Figura 5.3: Deformação horizontal de tração por espessura do revestimento (Pav B).

Os pavimentos B simulados contaram com uma base de MR de 1.000 MPa, consideravelmente maior do que o MR da base granular de 300 MPa, como a simulada nos Pavimentos A. As espessuras totais dos pavimentos B (B5|B10|B15) são inferiores do que as dos pavimentos A, pois foram simulados sem subbase. Mesmo assim, os valores de deformações horizontais de tração na fibra inferior da capa reduziram substancialmente.

Os valores de deformação horizontal de tração dos Pavimentos A foram da ordem de 170 a 350 ($\times 10^6$ mm/mm) contra valores dos Pavimentos B, da ordem de 55 a 115 ($\times 10^6$ mm/mm). No pavimento A, ao aumentar as espessuras dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e para 15 cm, as deformações horizontais caíram, respectivamente, de 350 para 270 e para 180 ($\times 10^6$ mm/mm), em média. Já ao analisar as energias de compactação, o aumento desta (N1 a N7) fez com que os valores de deformação caíssem de 354 para 341 ($\times 10^6$ mm/mm), em revestimentos de 5 cm. Já em revestimentos de 10 cm, os valores de deformação caíram de 292 a 264 ($\times 10^6$ mm/mm), e em revestimentos de 15 cm, os valores caíram de 207 a 183 ($\times 10^6$ mm/mm). Em todos os casos, a energia N2 proporcionou aos revestimentos asfálticos as maiores deformações horizontais de tração, pois nesta energia, a compactação com o CGS gerou CPs com o mais baixo valor médio de MR.

Já os Pavimentos B apresentaram um comportamento peculiar. Os revestimentos de 5 cm, analisados em todas as energias de compactação, apresentaram valores de deformação horizontal de tração mais baixos do que os dos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. Isso deveu-se, pois, o MR da base é alto (1.000 MPa) e, portanto, em pavimento com revestimento esbelto de 5 cm, a base assimila maior parte dos esforços de tração, deixando o revestimento ainda aliviado neste quesito. Os maiores valores de deformação foram os dos revestimentos de 10 cm, e para os revestimentos de 15 cm os valores de deformação diminuíram. Isso para todas as energias de compactação do CGS testadas.

As simulações realizadas nos Pavimentos C, de base com valor de MR de 12.000 MPa, que resultaram em apenas esforços de compressão horizontal na fibra inferior dos revestimentos asfálticos, em qualquer espessura analisada, podem explicar o porquê do revestimento do Pavimento B com 5 cm terem apresentado os menores valores de deformação horizontal de tração. Supõe-se que se a base tiver valores cada vez maiores de MR, chegará um ponto em que os esforços de tração em revestimentos asfálticos esbeltos anulam-se,

passando os mesmos a trabalharem sob esforços de compressão. O caso dos Pavimentos C, até mesmo revestimentos asfálticos de 15 cm de espessura trabalharam apenas à compressão.

A seguir a vida de fadiga das estruturas simuladas é apresentada em função da espessura do revestimento, para cada nível de energia de compactação do CGS, referente a cada nível de tráfego de projeto (ESAL) proposto no Superpave.

5.1 – ANÁLISE DA VIDA DE FADIGA DOS PAVIMENTOS SIMULADOS

As misturas asfálticas projetadas nesta pesquisa foram compostas a partir de uma mesma estrutura de agregados e um mesmo tipo de ligante, porém elas foram dosadas segundo diferentes níveis de energia de tráfego de projeto. Na medida em que aumentou-se a energia de compactação, isso resultou misturas asfálticas cada vez mais densas, porém com menores teores de asfalto de projeto, pois deveria-se obter ao fim da compactação, em qualquer energia, amostras com volumes de vazios de projeto próximos de 4%.

As estruturas dos Pavimentos A e B diferiram-se apenas nas camadas abaixo do revestimento asfáltico, em espessura total, rigidez e elasticidade. Entre esses pavimentos, os revestimentos asfálticos variaram igualmente em espessura e em valores de módulos de resiliência, para cada energia de tráfego analisada, possibilitando assim as comparações a seguir.

Inicialmente, a partir dos dados de deformação horizontal de tração, já apresentados na Tabela 5.6, obtidos nas simulações de todas as estruturas analisadas no ELSYM 5, calculou-se o valor da vida de fadiga de cada situação testada, em que se variou as estruturas dos pavimentos, as espessuras dos revestimentos asfálticos e seus valores de módulo de resiliência. Com os valores de MR, esperou-se simular as diferentes misturas asfálticas no tocante à rigidez quando projetadas para os diferentes níveis de tráfego de projeto adotados nesta pesquisa (N1 a N7).

Os valores calculados de vida de fadiga estão apresentados na Tabela 5.7, e, a partir deles, as Figuras 5.4 até 5.19 foram elaboradas para ilustrar se as estruturas de pavimento simuladas atenderiam ao N_{proj} (ESAL), quanto às suas vidas de fadiga. A vida de fadiga foi

representada em função das espessuras de revestimento, para cada nível de energia de compactação do CGS separadamente, por tipo de pavimento.

Tabela 5.7: Vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas.

Energia CGS	ESAL ou N	Rev. (cm)	Pavimento A		Pavimento B	
			N _{fA}	% N _p	N _{fB}	% N _p
N1	$N < 3 \times 10^5$	5	$2,00 \times 10^6$	667%	$1,20 \times 10^9$	$4 \times 10^5 \%$
		10	$4,07 \times 10^6$	1357%	$9,73 \times 10^7$	$3 \times 10^4 \%$
		15	$1,42 \times 10^7$	4733%	$1,56 \times 10^8$	$5 \times 10^4 \%$
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	5	$1,96 \times 10^6$	196%	$1,43 \times 10^9$	$1 \times 10^5 \%$
		10	$3,98 \times 10^6$	398%	$9,98 \times 10^7$	$1 \times 10^4 \%$
		15	$1,41 \times 10^7$	1410%	$1,56 \times 10^8$	$2 \times 10^4 \%$
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	5	$2,03 \times 10^6$	68%	$1,13 \times 10^9$	$4 \times 10^4 \%$
		10	$4,82 \times 10^6$	161%	$9,51 \times 10^7$	3170%
		15	$1,94 \times 10^7$	647%	$1,65 \times 10^8$	5500%
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	5	$2,11 \times 10^6$	21,1%	$7,23 \times 10^8$	7230%
		10	$5,21 \times 10^6$	52,1%	$9,75 \times 10^7$	975%
		15	$2,01 \times 10^7$	201%	$1,72 \times 10^8$	1720%
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	5	$2,28 \times 10^6$	8%	$5,80 \times 10^8$	1933%
		10	$4,60 \times 10^6$	15%	$1,22 \times 10^8$	407%
		15	$1,35 \times 10^7$	45%	$1,91 \times 10^8$	637%
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	5	$2,14 \times 10^6$	2%	$6,77 \times 10^8$	677%
		10	$5,34 \times 10^6$	5%	$9,76 \times 10^7$	98%
		15	$2,07 \times 10^7$	21%	$1,73 \times 10^8$	173%
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	5	$2,28 \times 10^6$	2%	$5,06 \times 10^8$	506%
		10	$5,25 \times 10^6$	5%	$1,06 \times 10^8$	106%
		15	$1,74 \times 10^7$	17%	$1,79 \times 10^8$	179%

a) Análise referente à energia N1 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de ESAL ou $N < 3 \times 10^5$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 68 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,8% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.4 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N1, para o Pavimento A. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL). Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 103,5%, de A5 para A15, aumento de 610%, e de A10 para A15, aumento de 249%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.4: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N1 (Pav A).

A Figura 5.5 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N1 do CGS, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL).

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando aumentou-se a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 92%, de B5 para B15, redução de 87% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 60%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.5: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N1 (Pav B).

b) Análise referente à energia N2 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de $3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 76 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,7% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.6 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N2, para o Pavimento A. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL). Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 103%, de A5 para A15, aumento de 619%, e de A10 para A15, aumento de 254%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.6: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N2 (Pav A).

A Figura 5.7 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N2, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL).

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando aumentou-se a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 93%, de B5 para B15, redução de 89% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 56%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.7: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N2 (Pav B).

c) Análise referente à energia N3 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de $1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 86 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,6% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.8 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N3, para o Pavimento A. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL). Contudo, a vida de fadiga do revestimento de 5 cm de espessura está anterior ao limite máximo de vida útil, porém dentro do intervalo esperado de projeto. Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 137,5%, de A5 para A15, aumento de 856%, e de A10 para A15, aumento de 302,5%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.8: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N3 (Pav A).

A Figura 5.9 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N3, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL).

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando aumentou-se a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 92%, de B5 para B15, redução de 85% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 73,5%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.9: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N3 (Pav B).

d) Análise referente à energia N4 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 96 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,5% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.10 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N4, para o Pavimento A. Nota-se que para a espessura de 15 cm de revestimento asfáltico, a vida de fadiga foi superior à vida útil de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL). Entretanto, a vida de fadiga do revestimento de 10 cm de espessura está anterior ao limite máximo de vida útil, porém dentro do intervalo esperado de projeto. Já para o revestimento asfáltico de 5 cm de espessura, a vida de fadiga foi menor do que a vida útil projetada do pavimento para esta energia, rompendo quanto à fadiga antes do prazo. Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 147%, de A5 para A15, aumento de 853%, e de A10 para A15, aumento de 286%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.10: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N4 (Pav A).

A Figura 5.11 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N4, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL).

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando aumentou-se a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 86,5%, de B5 para B15, redução de 76% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 76%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.11: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N4 (Pav B).

e) Análise referente à energia N5 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de $1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 109 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,4% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.12 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N5, para o Pavimento A. Nota-se que para a espessura de 15 cm de revestimento asfáltico, a vida de fadiga está anterior ao limite máximo de vida útil, porém dentro do intervalo esperado de projeto. Já para os revestimentos asfálticos de 5 cm e de 10 cm de espessura, as vidas de fadiga foram menores do que a vida útil projetada do pavimento para esta energia, rompendo quanto à fadiga antes do prazo. Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 102%, de A5 para A15, aumento de 492%, e de A10 para A15, aumento de 193,5%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.12: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N5 (Pav A).

A Figura 5.13 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N5, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL).

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando aumentou-se a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 79%, de B5 para B15, redução de 67% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 57%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.13: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N5 (Pav B).

f) Análise referente à energia N6 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de $3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 126 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,1% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.14 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N6, para o Pavimento A. Nota-se que em todos os revestimentos asfálticos de 5 cm, de 10 cm e de 15 cm de espessura, as vidas de fadiga foram menores do que a vida útil projetada do pavimento para esta energia, rompendo quanto à fadiga antes do prazo. Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 149,5%, de A5 para A15, aumento de 867%, e de A10 para A15, aumento de 288%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.14: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N6 (Pav A).

A Figura 5.15 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N6, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL). O revestimento de 10 cm ficou bem próximo do limite mínimo aceitável de vida útil, porém dentro do intervalo de projeto.

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando se aumentou a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 86%, de B5 para B15, redução de 74% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 77%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.15: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N6 (Pav B).

g) Análise referente à energia N7 de compactação

Esta energia refere-se à vida útil de projeto de ESAL ou $N \geq 1 \times 10^8$, em que as misturas asfálticas foram compactadas até N_{proj} de 143 giros e o teor de asfalto de projeto foi de 5,0% para atingir volume de vazios de 4%.

A Figura 5.16 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N7, para o Pavimento A. Nota-se que em todos os revestimentos asfálticos de 5 cm, de 10 cm e de 15 cm de espessura, as vidas de fadiga foram inferiores do que a vida útil projetada do pavimento para esta energia, rompendo quanto à fadiga antes do prazo. Observou-se um aumento significativo na vida de fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento. De A5 para A10, aumento de 130%, de A5 para A15, aumento de 663%, e de A10 para A15, aumento de 231%, nas respectivas vidas de fadiga.

Figura 5.16: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N7 (Pav A).

A Figura 5.17 ilustra a vida de fadiga em função da espessura de revestimento para as misturas asfálticas compactadas na energia N7, para o Pavimento B. Nota-se que em todas as espessuras de revestimento, as vidas de fadiga foram superiores às vidas úteis de projeto ou ao número mínimo de solicitações equivalentes do eixo padrão (ESAL).

Observou-se uma queda na vida de fadiga quando aumentou-se a espessura dos revestimentos de 5 cm para 10 cm e de 5 cm para 15 cm (contrariando o que era esperado – em função do já comentado baixo valor de esforços de tração no revestimento de 5 cm), porém quando se aumentou a espessura de 10 cm para 15 cm houve um aumento na vida de fadiga (o que era de se esperar). De B5 para B10, redução de 79%, de B5 para B15, redução de 65% (esses valores são apenas demonstrativos que não serão levados em conta nas análises), e de B10 para B15, aumento de 69%, nas respectivas vidas de fadiga. Para o caso, duas recomendações são feitas, verificar a vida útil do revestimento de 5 cm quanto à deformação permanente e verificar a vida de fadiga da base sob o revestimento de 5 cm.

Figura 5.17: Vida de fadiga por espessura de revestimento, energia N7 (Pav B).

h) Agrupando todas as energias N1 a N7

Sobre o Pavimento A, ao agrupar os resultados de vida de fadiga referentes a todas as energias de tráfego aqui testadas, conforme apresentado na Figura 5.18, nota-se que todos os casos seguiram a mesma tendência em que houve expressivo ganho de resistência à fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento asfáltico.

Em média aproximada, verificou-se que os revestimentos de 10 cm apresentam a vida de fadiga cerca de mais do que duas vezes maior do que a dos revestimentos de 5 cm (aumento médio de vida de 125%), e que os revestimentos de 15 cm apresentaram vida de fadiga 8 vezes mais longa do que a dos revestimentos de 5 cm (aumento médio de vida de 710%), e 3 vezes mais longa do que os de 10 cm de espessura (aumento médio de vida de 260%).

Figura 5.18: Vida de fadiga por espessura de revestimento, todas as energias (Pav A).

Sobre o pavimento B, ao agrupar os resultados de vida de fadiga referentes a todas as energias de tráfego aqui testadas, conforme apresentado na Figura 5.19, nota-se que todos os casos seguiram a mesma tendência, em que houve, inicialmente, uma queda da vida de fadiga do revestimento asfáltico quando este aumentou sua espessura de 5 cm para 10 cm (caso atípico já discutido), seguido de um ganho de resistência à fadiga na medida em que aumentou-se a espessura do revestimento asfáltico de 10 cm para 15 cm.

Em média aproximada, verificou-se que os revestimentos de 10 cm apresentaram a vida de fadiga cerca de 87% menor do que a vida de fadiga de revestimentos de 5 cm, e que os revestimentos de 15 cm apresentaram vida de fadiga cerca de 78% menor do que a dos revestimentos de 5 cm, e 67% mais longa do que os de 10 cm de espessura.

Essa estranha constatação deu-se, pois, o revestimento de 5 cm é muito esbelto e, por isso, os esforços de tração gerados pelo carregamento veicular neste revestimento asfáltico ainda são baixos, atingindo seus picos em maior profundidade, fazendo com que a base responda pela maior parte desses esforços. A base simulada tinha um valor de MR relativamente alto (1.000 MPa), contudo sua rigidez ainda era menor se comparada com a rigidez do revestimento asfáltico.

Portanto, pode-se afirmar que a base sob esse revestimento de 5 cm de espessura romperia por fadiga muito precocemente, o que comprometeria a vida útil do revestimento, por consequência. Logo, a vida de fadiga real desta estrutura seria menor do que aquela representada nesta pesquisa. Sugere-se, para estudos futuros, avaliar os esforços de tração em bases cujo valor de MR seja alto e a camada de revestimento seja esbelta. O revestimento de 5 cm neste caso está servindo basicamente de camada selante. Em função disto, sugere-se, também, estudo específico de análise da vida útil quanto à deformação permanente do revestimento asfáltico esbelto sobre base de alto valor de MR.

Figura 5.19: Vida de fadiga por espessura de revestimento, todas as energias (Pav B).

A Tabela 5.8 apresenta a vida de fadiga expressa em porcentagem da vida útil de projeto de cada estrutura analisada, ou seja, $N_f = f(\%N)$.

Tabela 5.8: Vida de fadiga em porcentagem da vida útil de projeto.

Ener./Pav.	A5	A10	A15	B5	B10	B15
N1	667%	1357%	4733%	$4 \times 10^5 \%$	$3 \times 10^4 \%$	$5 \times 10^4 \%$
N2	196%	398%	1410%	$1 \times 10^5 \%$	$1 \times 10^4 \%$	$2 \times 10^4 \%$
N3	68%	161%	647%	$4 \times 10^4 \%$	3170%	5500%
N4	21,1%	52,1%	201%	7230%	975%	1720%
N5	8%	15%	45%	1933%	407%	637%
N6	2%	5%	21%	677%	98%	173%
N7	2%	5%	17%	506%	106%	179%

O ideal é que a vida de fadiga (N_f) fosse no mínimo 100% da vida útil de projeto (N), ou seja, $N_f \geq 100\% N$. Contudo, se analisarmos os intervalos entre um nível de tráfego e o seu nível posterior, nota-se que estes ficam entre 30% e 100% da N_p em questão. Por exemplo, entre N1, cujo $N < 3 \times 10^5$, e N2, cujo $N < 1 \times 10^6$, temos que para o intervalo de projeto em que $3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$, o ESAL de N1 é 30% do ESAL de N2 que é 100%, neste exemplo.

Por este prisma, os revestimentos que tiveram vida de fadiga entre 30% e 100% da vida útil de projeto foram considerados na análise como “Limite” (quanto a vida de fadiga), já os revestimentos com $N_f > 100\% N$ foram considerados “Ok” (quanto a vida de fadiga), e os revestimentos com $N_f < 30\% N$ foram considerados “Não Ok” (quanto a vida de fadiga). A Tabela 5.9 mostra o resultado da análise das estruturas avaliadas nesta pesquisa, em todas as energias de compactação do CGS, determinadas pelas energias de tráfego do Superpave, quanto às suas vida de fadiga.

Tabela 5.9: Avaliação dos revestimentos simulados nesta pesquisa quanto à fadiga.

Ener./Pav.	A5	A10	A15	B5	B10	B15
N1	OK	OK	OK	OK	OK	OK
N2	OK	OK	OK	OK	OK	OK
N3	Limite	OK	OK	OK	OK	OK
N4	Não OK	Limite	OK	OK	OK	OK
N5	Não OK	Não OK	Limite	OK	OK	OK
N6	Não OK	Não OK	Não OK	OK	Limite	OK
N7	Não OK	Não OK	Não OK	OK	OK	OK

Ao analisar o Pavimento A, vê-se que os únicos revestimentos de 5 cm que não romperiam à fadiga antes da vida útil de projeto são aqueles dimensionados para as energias de tráfego referentes as energias N1 e N2 de compactação do CGS, ou seja, os dois mais baixos níveis de tráfego de projeto proposto no Superpave. Para o nível N3, a vida de fadiga já estaria em seu limite de projeto, e para os níveis N4, N5, N6 e N7, o revestimento de 5 cm romperia à fadiga antes da vida útil de projeto. Já os revestimentos de 10 cm de espessura, as análises realizadas nos níveis de tráfego referentes às energias de compactação N1, N2 e N3 mostram que a vida útil de projeto quanto à fadiga foi atendida. Para o nível N4, a vida de fadiga já estaria em seu limite de projeto, e para os níveis N5, N6 e N7, o revestimento de 10 cm romperia à fadiga antes da vida útil de projeto do pavimento. Por fim, os revestimentos de 15 cm de espessura, as análises realizadas nos níveis de tráfego referentes às energias de compactação N1, N2, N3 e N4 mostram que a vida útil de projeto quanto à fadiga foi

atendida. Para o nível N5, a vida de fadiga já estaria em seu limite de projeto, e para os níveis N6 e N7, o revestimento de 15 cm romperia à fadiga antes da vida útil de projeto do pavimento.

Ao se analisar o Pavimento B, nota-se que as três espessuras de revestimento analisadas, de 5 cm, de 10 cm e de 15 cm, atenderiam ao projeto quanto à vida de fadiga, para todas as energias de tráfego Superpave analisadas, referentes aos sete níveis de tráfego propostos. Uma ressalva cabe para o revestimento de 10 cm, na energia N6 de compactação do CGS, em que a $N_f = 98\% N$, ou seja, pode-se considerar apto, no limite da vida útil. Outra ressalva cabe para os revestimentos de 5 cm de espessura do pavimento B, que apresentaram a maior vida de fadiga, contudo, contestada. Conjectura-se que a base do pavimento receberia os maiores esforços horizontais de tração e, portanto, trincaria precocemente e levaria ao breve surgimento de trincas no revestimento que poderiam levá-lo, também, à ruína precoce quanto à fadiga.

A Figura 5.20 ilustra os perfis das estruturas dos dois pavimentos analisados neste estudo. Um terceiro pavimento, C, foi simulado com base rígida de MR de 12.000 MPa, e com mesma espessura destas bases abaixo, e os revestimentos asfálticos, nas três espessuras simuladas, apresentaram apenas esforços horizontais de compressão, livres dos esforços de tração que poderiam levar ao surgimento das trincas.

Figura 5.20: Vistas dos Pavimentos A (esquerda) e B (direita) simulados.

Ao analisar a Tabela 5.8, nota-se que o valor da vida de fadiga em função da vida útil de projeto, $N_f = f(\%N)$, caiu acentuadamente com o aumento do nível de energia de compactação do CGS, independentemente do tipo de pavimento e da espessura do revestimento asfáltico analisados. O aumento da energia de compactação produziu misturas asfálticas mais densas e mais rígidas, porém com menor teor de asfalto de projeto para garantir os esperados 4% de volume de vazios na mistura. Logo, o aumento da energia de compactação, associado à diminuição do teor de ligante nas misturas, fez com que a vida de fadiga das condições testadas variasse muito pouco a cada nível maior de energia de compactação. Assim, o parâmetro N_f com valor quase constante e o parâmetro N sendo cada vez maior, ambos com o aumento do nível de tráfego, isso resultou na decrescência do parâmetro $N_f = f(\%N)$.

A Figura 5.21 mostra a variação de $N_f = f(\%N)$ ao variar o número de giros de projeto, para cada espessura de revestimento separadamente, do Pavimento A. Para este pavimento, os revestimentos de 15 cm de espessura foram aqueles com o melhor desempenho, seguidos pelos de 10 cm e de 5 cm, respectivamente. Contudo, observa-se que a partir de 125 giros do CGS, os valores de $N_f = f(\%N)$ praticamente igualam-se.

Figura 5.21: Vida de fadiga (Pav. A) em função da vida útil de projeto por N_{giros} .

A Figura 5.22 mostra a variação de $N_f = f(\%N)$ ao variar o número de giros de projeto, para cada espessura de revestimento separadamente, do Pavimento B. Para este pavimento, os revestimentos de 5 cm de espessura foram aqueles com o melhor desempenho, seguido pelo de 15 cm e pelo de 10 cm, respectivamente. Contudo, observa-se que a partir de 125 giros do CGS, os valores de $N_f = f(\%N)$ praticamente igualam-se. Quanto ao caso do revestimento de 5 cm ter o melhor desempenho, a análise segue o mesmo já discutido anteriormente, em que a base sob revestimentos esbeltos recebe os maiores esforços de tração e, conseqüentemente, trinca precocemente, afetando tão logo o revestimento quanto à fadiga. Portanto, a análise diverge do resultado simulado onde o revestimento de 5 cm seja o mais eficiente neste caso analisado.

Figura 5.22: Vida de fadiga (Pav. B) em função do vida útil de projeto por N_{giros} .

Nos dois casos acima, pode-se atribuir os maiores valores de $N_f = f(\%N)$ em menores giros do CGS, aos maiores teores de asfalto (%) projetados nos casos de menor energia de compactação. Misturas asfálticas com maior teor de ligante e compactadas para V_v de 4% apresentaram melhor desempenho quanto à vida de fadiga em relação às suas vidas úteis de projeto correspondentes.

Em seguida, a fim de avaliar-se o efeito da variação da energia de compactação na vida de fadiga dos revestimentos simulados, as análises seguintes deram-se para cada

espessura de revestimento separadamente. As Tabelas 5.10, 5.11 e 5.12 mostram os parâmetros analisados dos Pavimentos A e B, em cada espessura dos revestimentos asfálticos, de 5 cm (A5 e B5), 10 cm (A10 e B10) e 15 cm (A15 e B15), respectivamente, em função da variação da energia de compactação. Pode-se ver nas tabelas seguintes os valores de energia de compactação, de tráfego equivalente de projeto, de número de giros do CGS, da porcentagem de ligante asfáltico, do módulo de resiliência e da vida de fadiga dos pavimentos A e B simulados, em cada uma das dosagens efetuadas. Na Tabela 5.10, para revestimentos de 5 cm, na Tabela 5.11, para revestimentos de 10 cm e na Tabela 5.12, para revestimentos de 15 cm de espessura.

Tabela 5.10: Parâmetros de fadiga analisados nas estruturas com revestimento de 5 cm.

Energia	ESAL ou N	Giros CGS	% ligante	MR (MPa)	N _f A5	N _f B5
N1	$N < 3 \times 10^5$	68	5,8	2879	2,00E+06	1,20E+09
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	5,7	2805	1,96E+06	1,43E+09
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	5,6	3073	2,03E+06	1,13E+09
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	5,5	3345	2,11E+06	7,23E+08
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	5,4	3368	2,28E+06	5,80E+08
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	5,1	3400	2,14E+06	6,77E+08
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	143	5,0	3559	2,28E+06	5,06E+08

Tabela 5.11: Parâmetros de fadiga analisados nas estruturas com revestimento de 10 cm.

Energia	ESAL ou N	Giros CGS	% ligante	MR (MPa)	N _f A10	N _f B10
N1	$N < 3 \times 10^5$	68	5,8	2879	4,07E+06	9,73E+07
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	5,7	2805	3,98E+06	9,98E+07
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	5,6	3073	4,82E+06	9,51E+07
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	5,5	3345	5,21E+06	9,75E+07
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	5,4	3368	4,60E+06	1,22E+08
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	5,1	3400	5,34E+06	9,76E+07
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	143	5,0	3559	5,25E+06	1,06E+08

Tabela 5.12: Parâmetros de fadiga analisados nas estruturas com revestimento de 15 cm.

Energia	ESAL ou N	Giros CGS	% ligante	MR (MPa)	N _f A15	N _f B15
N1	$N < 3 \times 10^5$	68	5,8	2879	1,42E+07	1,56E+08
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	5,7	2805	1,41E+07	1,56E+08
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	5,6	3073	1,94E+07	1,65E+08
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	5,5	3345	2,01E+07	1,72E+08
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	5,4	3368	1,35E+07	1,91E+08
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	5,1	3400	2,07E+07	1,73E+08
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	143	5,0	3559	1,74E+07	1,79E+08

A partir dos dados das Tabelas 5.10 a 5.12, as figuras seguintes foram elaboradas para facilitar a análise dos valores encontrados. As Figuras 5.23 e 5.24 ilustram a vida de fadiga dos pavimentos A e B, respectivamente, em função do número de giros do compactador giratório.

Observa-se na Figura 5.23 que a vida de fadiga dos revestimento testados do Pavimento A tenderam a ter um leve crescimento na medida em que aumentou-se a energia de compactação das misturas asfálticas. Nota-se nos revestimentos de 5 cm de espessura, uma estagnação dos valores da vida de fadiga para todos os níveis de compactação, da ordem de 2×10^6 . Nos revestimentos de 10 cm de espessura, os valores de vida de fadiga variaram de 4×10^6 a 5×10^6 quando aumentou-se o número de giros do CGS. Já os revestimentos de 15 cm, tiveram as vidas de fadiga com mais desvio, e ficaram em torno de 1×10^7 a 2×10^7 . De todo modo, o pequeno aumento na vida de fadiga ao aumentar-se a energia de compactação, em qualquer espessura de revestimento, não foi o suficiente para que as misturas asfálticas dosadas progredissem e atendessem o nível de projeto seguinte, em termos de vida útil de fadiga.

Figura 5.23: Vida de fadiga por número de giros N_{proj} do CGS (Pavimento A).

Segundo DER-SP (2006), é recomendável a utilização de estrutura de pavimento semirrígido em vias com número “N” de equivalentes de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN igual ou superior a 5×10^7 . Em nosso caso analisado, o Pavimento A, flexível, em revestimentos de 15 cm, em qualquer energia de compactação considerada, demonstrou uma vida de fadiga da ordem de 2×10^7 . Logo, recomenda-se uso ou de revestimento asfáltico com espessura superior a 15 cm ou de pavimento semirrígido em caso de $N > 2 \times 10^7$, contrariando o DER-SP em sendo mais rigoroso quanto ao critério.

O Pavimento B analisado neste estudo, por apresentar valor de MR mais elevado na base, foi considerado no caso, como pavimento semirrígido. Como já visto, em todos os níveis de projeto Superpave, o pavimento B atendeu a vida útil de projeto quanto à análise de vida de fadiga, conforme a seguir.

Na Figura 5.24, nota-se que a vida de fadiga dos revestimento testados do Pavimento B, com 10 cm e 15 cm de espessura praticamente ficaram estáveis com o aumento da energia de compactação. A vida de fadiga dos revestimentos de 10 cm ficaram em torno de $0,95 \times 10^8$ a $1,2 \times 10^8$ e a dos revestimentos de 15 cm, em torno de $1,6 \times 10^8$ a $1,9 \times 10^8$, com leve tendência de crescimento com o aumento da energia de compactação e com a espessura do revestimento.

Os revestimentos de 5 cm de espessura do Pavimento B, apresentaram o comportamento atípico em que sua vida de fadiga caiu bruscamente com o aumento do número de giros do CGS, indo de $1,4 \times 10^9$ a 5×10^8 . Este último caso, já foi discutido, em que o revestimento asfáltico muito esbelto pode trabalhar apenas à compressão, a depender da rigidez da base, apresentando assim vida longa quanto à fadiga. Apesar disso, todas as simulações do pavimento B atenderam a vida útil de projeto especificada em cada mistura quanto à vida de fadiga.

Figura 5.24: Vida de fadiga por número de giros N_{proj} do CGS (Pavimento B).

Analisa-se nas Figuras 5.25 e 5.26 a influência do teor de ligante nas vidas de fadiga das misturas asfálticas compactadas em diferentes níveis de compactação. Na Figura 5.25 vê-se pequena influência do teor de ligante na vida de fadiga, pois a variação do teor de ligante foi dada pela variação da energia de compactação que produziu densidade aparente e rigidez diferentes nas misturas asfálticas. De modo que, os menores teores de asfalto foram projetados para os maiores níveis de tráfego, que, por sua vez, não foram atendidos em termos de vida útil de projeto. Já os maiores teores de asfalto foram projetados para as menores energias de tráfego, que, por sua vez, foram melhor atendidas quanto à vida útil de projeto. A vida de fadiga foi maior para menores teores de ligantes e decresceu levemente com o aumento deste, porém o ganho na vida de fadiga comparado com o aumento que era devido para atender vida útil de projeto das misturas asfálticas compactadas em maiores energias foi desfavorável e gerou fatores $N_f = f(\%N)$ decrescentes, na medida em que diminuiu-se o teor de ligante na mistura. De um modo geral, pode-se dizer que a vida de fadiga é praticamente estável, sendo bastante influenciada pelo volume de vazios (constante em todos os casos), e que quanto mais espessos os revestimentos, maiores os ganhos de vida de fadiga.

Figura 5.25: Vida de fadiga *versus* teor de ligante para o Pavimento A.

Análise semelhante à do Pavimento A pode ser feita também para o Pavimento B, em que a vida de fadiga é praticamente estável em qualquer teor de ligante asfáltico projetado nas diversas energias de tráfego propostas no Superpave, nas espessuras de revestimento de 10 cm e de 15 cm, sendo maiores nesta última espessura. O revestimento de 5 cm foi o caso atípico já discutido, estando apresentado apenas ilustrativamente na Figura 5.26.

Figura 5.26: Vida de fadiga *versus* teor de ligante para o Pavimento B.

Por fim, faz-se a análise da variação da vida de fadiga em função dos valores de módulo de resiliência (MR), determinados para cada uma das sete energias de tráfego analisadas, simuladas através da compactação de CPs por diferentes números de giros de projeto (N_{proj}) do CGS. Estes valores de MR foram usados igualmente tanto no Pavimento A quanto no Pavimento B, em todas as espessuras de revestimentos asfálticos simuladas, em suas respectivas energias de compactação.

A Figura 5.27 ilustra, para o Pavimento A, a vida de fadiga em função do módulo de resiliência. Nota-se que em revestimentos asfálticos de 5 cm e de 10 cm, a vida de fadiga, respectivamente, tendeu a estabilidade e teve um leve aumento, com o aumento do MR. As misturas de maior densidade e rigidez, com maiores valores de MR, foram aquelas compactadas nas energias mais altas do CGS, aumentando diretamente um com o outro. Portanto, isso corrobora com o já analisando em que a vida de fadiga tende a aumentar com o número de giros do CGS e, portanto, também com o aumento dos valores de MR dos revestimentos asfálticos. Os revestimentos de 15 cm do Pavimento A seguiram a mesma tendência, porém o aumento da vida de fadiga foi mais acentuado ao aumentar os valores de MR.

Figura 5.27: Vida de fadiga *versus* módulo de resiliência para o Pavimento A.

A Figura 5.28 ilustra, para o Pavimento B, a vida de fadiga em função do módulo de resiliência. Nota-se que em revestimentos asfálticos de 10 cm e de 15 cm, a vida de fadiga tendeu a estabilidade com o aumento do MR. Já os revestimentos de 5 cm apresentaram uma forte queda na vida de fadiga com o aumento do MR. Pode-se, com isso, confirmar o já suposto, que em pavimentos asfálticos, o revestimento de 5 cm sobre base de maior rigidez trabalha mais aliviado quanto aos esforços horizontais de tração. Viu-se que quando o MR aumentou, ou seja, o estado de tensão da mistura asfáltica também aumentou, a vida de fadiga do revestimento caiu acentuadamente. No caso deste revestimento B5, contrariamente ao apresentado aqui neste capítulo, em que ele teve o melhor desempenho quanto à fadiga, reforça-se que a base deste pavimento trabalhará em maiores estados de tração e será rapidamente trincada quanto à fadiga e, por consequência, levará o revestimento asfáltico ao surgimento precoce de trincas por fadiga do material. Sugere-se estudos futuros sobre o comportamento de base de maior rigidez sob revestimentos asfálticos de baixa espessura.

Figura 5.28: Vida de fadiga *versus* módulo de resiliência para o Pavimento B.

Posto isso, em última análise, reforça-se o já apresentado em outros estudos de que o Superpave dosa misturas asfálticas com baixos teores de ligante asfáltico, principalmente, como verificado neste estudo, nas mais altas energias de compactação, correspondentes aos mais altos níveis de tráfego, os estipulados no Nível de Projeto 3 do Superpave, aqui

chamados de N5, N6 e N7. Com isso, menores teores de ligante em uma mistura asfáltica fizeram a mesma perder desempenho quanto sua vida à fadiga, mesmo tendo apresentado valores maiores.

O próximo item apresentará os resultados encontrados em simulações adicionais realizadas no ELSYM 5, em que simulou-se novos valores de deformação horizontal de tração nos revestimentos asfálticos, onde, nos dados de entrada, considerou-se um aumento nas cargas de roda e nas pressões de enchimento dos pneus. O dano equivalente respectivos a esses aumentos de carga e pressão repercutindo na vida útil dos revestimentos asfálticos serão apresentados.

5.2 – DETERMINAÇÃO DO DANO EQUIVALENTE AO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DA REDUÇÃO DA ESPESSURA DO REVESTIMENTO E DO EXCESSO DE CARGA E DE PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS

O projeto de pavimentos rodoviários é baseado em esforços repetidos de uma carga equivalente à carga de um eixo simples padrão de rodas duplas, com peso de 80 kN ou 8,2 tf ou 18.000 lb. Veículos com diversas configurações e características diferentes são todos convertidos a um valor equivalente de número de solicitações repetidas do eixo padrão (ESAL ou N). Veículos de carga pesada oferecem maior dano ao pavimento e para estes, nos dimensionamentos, faz-se a compensação desse maior dano obtendo-se fatores de carga que ponderem-no de modo que aumente-se a resistência ou espessura dos pavimentos por onde julgue-se transitar veículos pesados de carga. Para a determinação dos fatores de carga é necessário conhecer as várias cargas por tipo de eixo que atuarão sobre o pavimento. Para tanto é necessário a realização de pesquisas de pesagem na área de influência do projeto.

Segundo Instrução de Projeto do DER-SP (2006), o número “N” de equivalentes de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN é a transformação de todos os tipos de eixos e cargas dos veículos comerciais que trafegarão sobre o pavimento em um eixo simples padrão de rodas duplas equivalente de 80 kN. Consideram-se apenas os veículos comerciais no cálculo do número “N”, visto que os automóveis possuem carga de magnitude desprezível em relação aos veículos comerciais.

A determinação do “N” depende do período de projeto, normalmente de 10 anos para

pavimentos flexíveis ou semirrígidos e de 20 anos para pavimentos rígidos. Para o período designado, precisa-se conhecer o volume médio diário e o volume total de veículos de carga, além de determinar os fatores de carga para conversão do tráfego geral em solicitações do eixo equivalente. O fator veículo (FV) é o coeficiente que, multiplicado pelo volume total de tráfego comercial que solicita o pavimento durante o período de projeto, fornece o número equivalente de operações do eixo simples padrão no mesmo período.

Para a determinação do FV da frota, é necessário inicialmente determinar o fator equivalente de operações de cada um dos veículos que trafegarão sobre o pavimento, que é o produto entre o fator de eixo (FE) e o fator de carga (FC), determinados a partir de pesagens e de contagens volumétricas classificadas. As normas do DER-SP consideram a composição do tráfego com veículos de eixo simples de rodas simples (ESRS), de eixo simples de rodas duplas (ESRD), de eixo tandem duplo (ETD) e de eixo tandem triplo (ETT).

Conforme visto em DER-SP (2006), a determinação do FC possui duas metodologias: a da *United States Army Corps of Engineers* (USACE), preconizada pelo DNIT, e a da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Caso não se disponha de informações necessárias para se determinar os fatores, as metodologias recomendam valores de FV para cálculo do “N”. Para a USACE, esses valores de FV oscilam entre 1,98 (veículo médio) a 9,89 (semi reboque, ETT), na etapa de estudo preliminar, e podem chegar até 17,28 (veículo 3D4⁴), na etapa de projeto básico e executivo. As cargas máximas aceitáveis por tipo de eixo são, também, apresentadas nestes métodos, podendo chegar até a 165 kN por eixo, quando trata-se de um semi reboque de 5 eixos com ETT.

Entretanto, nos métodos de dimensionamento de pavimento não há menção de cálculo do FV quando for o caso de ter-se o eixo padrão (ESRD) sobrecarregado, além dos 80 kN de carga estabelecidos para determinação do N ou ESAL. Portanto, a fim de se investigar o efeito da sobrecarga do eixo padrão na redução da vida útil do pavimento quanto à fadiga, simulações no ELSYM 5 foram realizadas para determinarem-se os valores de e_{ht} nas fibras inferiores dos revestimentos asfálticos testados em condições de carregamento 25% e 50% maiores do que o estabelecido e, com isso, estabelecer valores de FV desconsiderados e determinar o Dano Equivalente (DE).

⁴ Conjunto de três eixos em tandem com quatro pneumáticos por eixo.

Outro elemento que os métodos de dimensionamento não fazem menção para se calcular o FV é a pressão de enchimento dos pneus. Vê-se recomendação de pneumático calibrado a 80 psi ou 563 kPa em veículos de carga para efeito de cálculo. Porém, aqui neste estudo supõe-se que há um efeito prejudicial na vida útil do revestimento asfáltico, desconsiderado nos métodos de dimensionamento para se calcular o FV, no caso de o veículo trafegar com excesso de pressão de enchimento de pneu. Portanto, outras simulações no ELSYM 5 foram realizadas para determinar valores de e_{ht} na fibra inferior do revestimento asfáltico, em condições de excesso de 25% e 50% nas pressões de enchimento de pneus. Assim, como no caso anterior, de sobrecarga por eixo, também, determinou-se o Dano Equivalente na vida útil do pavimento, por conta do excesso de pressão de enchimento de pneumáticos.

A combinação dos Danos Equivalentes da sobrecarga por eixo e do excesso de pressão de enchimento dos pneus foi também avaliada no impacto da vida útil das estruturas. Os valores de carga por roda e pressão de pneus usados nos dados de entrada no ELSYM 5, para simular as respostas estruturais, são apresentados na Tabela 5.13. As condições (espessura, MR e ν) e posição da carga foram as mesmas já adotadas neste estudo.

Tabela 5.13: Valores de carga por eixo, carga por roda e pressão de enchimento de pneus adotados na entrada de dados no ELSYM 5.

VARIÁVEIS	SISTEMA INTERNACIONAL			SISTEMA IMPERIAL		
Carga por eixo	80 kN	100 kN	120 kN	18000 lb	22500 lb	27000 lb
Carga por roda	20 kN	25 kN	30 kN	4500 lb	5625 lb	6750 lb
Pressão de enchimento	563 kPa	704 kPa	844 kPa	80 psi	100 psi	120 psi

As simulações realizadas nas variadas condições de carregamento forneceram valores de e_{ht} que foram aplicados nas equações de fadiga determinadas neste estudo nas sete energias de compactação do CGS, referentes aos sete níveis de tráfego considerados no Superpave. A vida de fadiga em todas as condições analisadas foi determinada segundo equação 48, já apresentada anteriormente.

$$N_f = K_1 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_{ht}}\right)^{k_2} \quad (48)$$

Em que:

N_f – vida de fadiga da mistura asfáltica;
 ε_{ht} – deformação horizontal de tração;
 k_1 e k_2 – parâmetros de regressão dos ensaios.

Os parâmetros K_1 e K_2 foram aqueles apresentados na Tabela 4.45, e, após determinação das vidas de fadiga, estas foram devidamente corrigidas, conforme fatores já apresentados na Tabela 5.5. O impacto do aumento da sobrecarga por eixo e da pressão de enchimento dos pneus na vida de fadiga pode ser observado calculando-se os fatores de equivalência de carga (FEC), onde se relaciona a vida de fadiga (N_{f0}) obtida na condição do eixo padrão com a vida de fadiga (N_{fi}) na condição de sobrecarga. A equação 49 ilustra a relação.

$$FEC = \frac{N_{f0}}{N_{fi}} \quad (49)$$

Ao relacionar as vidas de fadiga nas diversas situações de carregamento, pode-se determinar a seguinte relação apresentada na equação 50.

$$FEC = \frac{k_1 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_{ht0}}\right)^{k_2}}{k_1 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_{hti}}\right)^{k_2}} \quad (50)$$

Ao desenvolver a equação acima temos os valores de FEC determinados a partir dos valores de ε_{ht} , conforme visto na equação 51.

$$FEC = \left(\frac{\varepsilon_{hti}}{\varepsilon_{ht0}}\right)^{k_2} \quad (51)$$

Conforme apresentado por Fernandes Jr. (1994), a Lei de Miner ou Lei da Quarta Potência sugere generalizar o expoente K_2 no valor 4. Deste modo, pode-se determinar aqui o que chamamos de Dano Equivalente (DE), que é gerado na estrutura analisada devido redução de espessura do revestimento ou por excesso de carga por eixo e de pressão de enchimento de pneus, conforme relação expressa na equação 52.

$$DE = \left(\frac{\varepsilon_{hti}}{\varepsilon_{ht0}}\right)^4 \quad (52)$$

Em que:

$\varepsilon_{ht\ i}$ é a deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa sob condição variada de carga e/ou pressão de enchimento de pneus; e

$\varepsilon_{ht\ 0}$ é a deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa sob condição do eixo padrão.

Em seguida, os resultados de deformação horizontal de tração na fibra inferior da capa simulados no ELSYM 5, para todas as condições de carga por roda e de pressão de enchimento de pneus testadas, nos dois tipos de pavimentos A e B sugeridos, nas três espessuras de revestimentos testadas, são apresentados juntamente com a vida de fadiga de cada situação simulada, além dos valores da relação $FEC = N_{f\ 0} / N_{f\ i}$. Os resultados são apresentados para cada energia de compactação, referentes aos tráfegos N1 a N7, avaliada nesta pesquisa. Apresenta-se, também, o Dano Equivalente (DE), calculado de três maneiras diferentes, DE1, DE2 e DE3.

Para os cálculos de DE1, os valores de $\varepsilon_{ht\ 0}$ tomados de referência foram aqueles determinados na condição de carregamento do eixo padrão (20 kN e 563 kPa, ou seja, 4500 lb e 80 psi), respectivos a cada espessura de revestimento analisada, 5 cm, 10 cm ou 15 cm. Por isso, nota-se que há três valores de $DE1 = 1$ nas tabelas seguintes, pois para cada espessura de revestimento, pegou-se sua respectiva $\varepsilon_{ht\ 0}$ referente ao eixo padrão para o cálculo de DE1. Os demais valores simulados, calculados para 25 kN e 704 kPa, ou seja, 5625 lb e 100 psi; e para 30 kN e 844 kPa, ou seja, 6750 lb e 120 psi, foram usados como $\varepsilon_{ht\ i}$. Os valores de DE1 serviram apenas para comparação com os valores de FEC calculados nas mesmas situações.

Para os cálculos de DE2, a análise foi feita do seguinte modo: o pavimento foi dimensionado com espessura de revestimento de 5 cm. Se ele fosse construído com revestimentos de espessuras de 10 cm ou 15 cm, o que aconteceria com o DE2? Portanto, para o caso, o valor de $\varepsilon_{ht\ 0}$ tomado de referência foi aquele determinado na condição de carregamento do eixo padrão (20 kN e 563 kPa, ou seja, 4500 lb e 80 psi), respectivos à espessura de revestimento de 5 cm. Os demais valores simulados, calculados para 25 kN e 704 kPa, ou seja, 5625 lb e 100 psi; e para 30 kN e 844 kPa, ou seja, 6750 lb e 120 psi, foram usados como $\varepsilon_{ht\ i}$. Os valores de DE2 foram usados nas análises comparativas referentes ao Pavimento B.

Finalmente, para os cálculos de DE3, a análise foi feita do seguinte modo: o pavimento foi dimensionado com espessura de revestimento de 15 cm. Se ele fosse construído com revestimentos de espessuras de 5 cm ou 10 cm, o que aconteceria com o DE3? Portanto, para o caso, o valor de $\epsilon_{ht\ 0}$ tomado de referência foi aquele determinado na condição de carregamento do eixo padrão (20 kN e 563 kPa, ou seja, 4500 lb e 80 psi), respectivos à espessura de revestimento de 15 cm. Os demais valores simulados, calculados para 25 kN e 704 kPa, ou seja, 5625 lb e 100 psi; e para 30 kN e 844 kPa, ou seja, 6750 lb e 120 psi, foram usados como $\epsilon_{ht\ i}$. Os valores de DE3 foram usados nas análises comparativas referentes ao Pavimento A e B.

A seguir, os resultados determinados são apresentados e analisados, separadamente, para cada energia de tráfego de projeto adotada nesta pesquisa.

5.2.1 – Tráfego N1

O tráfego N1 é o respectivo ao $N < 3 \times 10^5$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 68 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,8%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 2.879 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.14 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao alterarem-se as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.14: Valores de FEC e DE referentes à energia N1 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000352	2,00E+06	1,000	1,00	1,00	8,86
		100	0,000414	1,12E+06	1,790	1,91	1,91	16,96
		120	0,00047	7,10E+05	2,823	3,18	3,18	28,18
	5.625	80	0,000372	1,64E+06	1,219	1,25	1,25	11,06
		100	0,000441	8,92E+05	2,246	2,46	2,46	21,84
		120	0,000503	5,56E+05	3,602	4,17	4,17	36,96
	6.750	80	0,000385	1,45E+06	1,379	1,43	1,43	12,69
		100	0,00046	7,66E+05	2,614	2,92	2,92	25,85
		120	0,000529	4,64E+05	4,317	5,10	5,10	45,22
10 cm	4.500	80	0,000289	4,07E+06	1,000	1,00	0,45	4,03
		100	0,000316	2,95E+06	1,378	1,43	0,65	5,76
		120	0,000337	2,34E+06	1,736	1,85	0,84	7,45
	5.625	80	0,000329	2,55E+06	1,593	1,68	0,76	6,76
		100	0,000361	1,83E+06	2,222	2,43	1,11	9,81
		120	0,000388	1,41E+06	2,879	3,25	1,48	13,09
	6.750	80	0,000362	1,81E+06	2,245	2,46	1,12	9,92
		100	0,000401	1,25E+06	3,241	3,71	1,68	14,93
		120	0,000434	9,45E+05	4,305	5,09	2,31	20,49
15 cm	4.500	80	0,000204	1,42E+07	1,000	1,00	0,11	1,00
		100	0,000216	1,16E+07	1,228	1,26	0,14	1,26
		120	0,000224	1,01E+07	1,399	1,45	0,16	1,45
	5.625	80	0,00024	7,92E+06	1,792	1,92	0,22	1,92
		100	0,000255	6,37E+06	2,228	2,44	0,28	2,44
		120	0,000267	5,40E+06	2,628	2,93	0,33	2,93
	6.750	80	0,000271	5,12E+06	2,772	3,11	0,35	3,11
		100	0,000291	3,97E+06	3,579	4,14	0,47	4,14
		120	0,000306	3,31E+06	4,287	5,06	0,57	5,06

Para este caso, da energia de compactação N1, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N limitado em 3×10^5 . A sobrecarga e o excesso de pressão no pneu mesmo impactando com redução na vida útil, esta atendeu aos requisitos de projeto, em todas as condições testadas.

Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento,

estes pouco mudaram, com ligeiro descréscimo em DE1 na medida que se aumentou a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As Figuras 5.29 a 5.32 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.29 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,3 e 1,5 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,5 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus em 50%. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando se comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4, 5,8 e 7,5 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,5 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50%, e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 9, 17 e 28 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 28 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50%, e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.29: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.30 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 2, 2,5 a 3 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 25%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 3 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 10 e 13 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 13 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50%, e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 11, 22 e 37 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 37 vezes, ao aumentar

a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50%, e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.30: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.31 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE em 3,5 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 10, 15 e 21 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 21 vezes, ao aumentar a carga por roda em 50% e a pressão de enchimento de pneus em 50%, e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 13, 26 e 45 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 45 vezes, ao aumentar a carga por roda em 50% e a pressão de enchimento de pneus em 50%, e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.31: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 45 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 45 vezes, considerando a energia N1 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.32 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N1 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.32: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N1), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.15 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N1 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N1, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N limitado em 3×10^5 . A sobrecarga e o excesso de pressão no pneu mesmo impactando com redução na vida útil, esta atendeu aos requisitos de projeto, em todas as condições testadas. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda,

chegando a 13, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.15: Valores de FEC e DE referentes à energia N1 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000566	1,20E+09	1,000	1,00	1,00	0,10
		100	0,0000818	3,20E+08	3,751	4,36	4,36	0,45
		120	0,000107	1,22E+08	9,838	12,77	12,77	1,31
	5.625	80	0,0000456	2,61E+09	0,460	0,42	0,42	0,04
		100	0,0000707	5,40E+08	2,222	2,43	2,43	0,25
		120	0,000096	1,80E+08	6,664	8,28	8,28	0,85
	6.750	80	0,0000349	6,82E+09	0,176	0,14	0,14	0,01
		100	0,0000597	9,92E+08	1,211	1,24	1,24	0,13
		120	0,0000849	2,80E+08	4,287	5,06	5,06	0,52
10 cm	4.500	80	0,000114	9,73E+07	1,000	1,00	16,46	1,69
		100	0,000129	6,24E+07	1,559	1,64	26,98	2,77
		120	0,000141	4,53E+07	2,145	2,34	38,51	3,95
	5.625	80	0,000124	7,19E+07	1,352	1,40	23,04	2,36
		100	0,000142	4,42E+07	2,200	2,41	39,62	4,07
		120	0,000158	3,01E+07	3,228	3,69	60,72	6,23
	6.750	80	0,000132	5,75E+07	1,693	1,80	29,58	3,04
		100	0,000153	3,38E+07	2,876	3,24	53,39	5,48
		120	0,000171	2,27E+07	4,287	5,06	83,31	8,55
15 cm	4.500	80	0,0001	1,56E+08	1,000	1,00	9,74	1,00
		100	0,000107	1,22E+08	1,275	1,31	12,77	1,31
		120	0,000112	1,04E+08	1,502	1,57	15,33	1,57
	5.625	80	0,000115	9,42E+07	1,652	1,75	17,04	1,75
		100	0,000125	6,99E+07	2,228	2,44	23,79	2,44
		120	0,000132	5,75E+07	2,709	3,04	29,58	3,04
	6.750	80	0,000129	6,24E+07	2,495	2,77	26,98	2,77
		100	0,000141	4,53E+07	3,433	3,95	38,51	3,95
		120	0,00015	3,63E+07	4,287	5,06	49,33	5,06

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi discutido na seção anterior, contudo vale ressaltar que para este caso a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, pois o revestimento asfáltico, por ser esbelto e por se tratar de um pavimento semirrígido, com base de MR alto, permaneceu em baixo estado de tensão de tração, em que no caso das altas pressões de pneumáticos e baixa carga por roda, o revestimento quase trabalha em um estado de tensão de compressão. Como exemplo, o pavimento C simulado no capítulo anterior mostrou que bases de pavimentos com altos

valores de MR, fizeram com que revestimentos asfálticos de até 15 cm de espessura trabalhassem somente à compressão horizontal, servindo apenas de camada selante e impermeabilizante. Para o caso pesquisado, afirma-se que o Pavimento B com revestimento de 5 cm, dotado de alta vida de fadiga, equivocadamente, sua base trincará precocemente e, assim, o revestimento asfáltico também, fato este que não foi considerado nas simulações no ELSYM 5, onde avaliou-se apenas as deformações horizontais limites dentro da espessura do revestimento asfáltico.

Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Porém, sugere-se que estes valores sejam superestimados, pois a base pode absorver maior parte dos esforços de tração e trincar precocemente, levando o revestimento asfáltico junto. O DE3 toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.33 a 5.36 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.33 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 4 e 13 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 13 vezes apenas aumentando em 50% a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 16, 27 e 39 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 39 vezes, ao se variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os

valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 10, 13 e 15 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 15 vezes, ao se variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que ao reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em 1,7, 2,8 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.33: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.34 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 61, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 61 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do

revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 2,4, 4,1 e 6,2 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em mais de 6 vezes.

Figura 5.34: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.35 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 83, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 83 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 4, 6 e 9 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 9 vezes.

Figura 5.35: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 9 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 9 vezes, considerando a energia N1 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.36 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N1 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semirrígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.36: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N1), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.2 – Tráfego N2

O tráfego N2 é o respectivo ao $3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 76 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,7%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 2.805 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.16 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.16: Valores de FEC e DE referentes à energia N2 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000354	1,96E+06	1,000	1,00	1,00	8,55
		100	0,000416	1,09E+06	1,808	1,91	1,91	16,31
		120	0,000473	6,77E+05	2,896	3,19	3,19	27,26
	5.625	80	0,000372	1,64E+06	1,200	1,22	1,22	10,43
		100	0,000442	8,69E+05	2,259	2,43	2,43	20,79
		120	0,000505	5,33E+05	3,683	4,14	4,14	35,42
	6.750	80	0,000385	1,44E+06	1,361	1,40	1,40	11,97
		100	0,000461	7,44E+05	2,636	2,88	2,88	24,60
		120	0,00053	4,46E+05	4,397	5,02	5,02	42,98
10 cm	4.500	80	0,000292	3,98E+06	1,000	1,00	0,46	3,96
		100	0,000319	2,88E+06	1,383	1,42	0,66	5,64
		120	0,000341	2,25E+06	1,767	1,86	0,86	7,36
	5.625	80	0,000332	2,48E+06	1,602	1,67	0,77	6,62
		100	0,000365	1,75E+06	2,268	2,44	1,13	9,67
		120	0,000393	1,34E+06	2,975	3,28	1,52	12,99
	6.750	80	0,000365	1,75E+06	2,268	2,44	1,13	9,67
		100	0,000405	1,20E+06	3,322	3,70	1,71	14,65
		120	0,000438	8,98E+05	4,428	5,06	2,34	20,05
15 cm	4.500	80	0,000207	1,41E+07	1,000	1,00	0,12	1,00
		100	0,000219	1,14E+07	1,230	1,25	0,15	1,25
		120	0,000227	1,00E+07	1,403	1,45	0,17	1,45
	5.625	80	0,000243	7,80E+06	1,801	1,90	0,22	1,90
		100	0,000259	6,18E+06	2,276	2,45	0,29	2,45
		120	0,000271	5,23E+06	2,688	2,94	0,34	2,94
	6.750	80	0,000275	4,96E+06	2,836	3,11	0,36	3,11
		100	0,000295	3,83E+06	3,669	4,12	0,48	4,12
		120	0,00031	3,19E+06	4,402	5,03	0,59	5,03

Para este caso, da energia de compactação N2, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N_i , limitado em 1×10^6 , somente no caso de espessura de 15 cm, e na espessura de 10 cm, só um caso, o de 6.750 lb e 120 psi, que a vida de fadiga ficou um pouco abaixo do limite de N_p . Já os revestimentos de 5 cm, todos as cargas combinadas com 120 psi de pressão de pneus e as cargas 5.625 e 6.750 lb na pressão de 100 psi tiveram vida de fadiga abaixo do limite superior de N_i , contudo, todos os valores de vida de fadiga na energia N2 do CGS com sobrecargas e excessos de pressão de pneus ficaram dentro do intervalo de $30\% N_i < N_f < 100\% N_i$.

Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento, estes pouco mudaram, com ligeiro descréscimo em DE1 na medida que aumentou-se a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As Figuras 5.37 a 5.40 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.37 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é o valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,3 e 1,5 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,5 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus em 50%. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando se comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4, 5,6 e 7,4 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,4 vezes, ao se aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 8,5, 16 e 27 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 27 vezes, ao se aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.37: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.38 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 2,5, 3 a 3,1 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 25%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 3,1 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 10 e 13 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 13 vezes, ao se aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 10, 21 e 35 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 35 vezes, ao se

aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.38: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.39 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50% a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE em 3,5 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 10, 15 e 20 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 20 vezes, ao se aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 12, 25 e 43 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 43 vezes, ao se aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.39: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 43 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 43 vezes, considerando a energia N2 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.40 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N2 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.40: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N2), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.17 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N2 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N2, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N limitado em 1×10^6 . A sobrecarga e o excesso de pressão no pneu mesmo impactando com redução na vida útil, esta atendeu aos requisitos de projeto, em todas as condições testadas. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda,

chegando a 14, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.17: Valores de FEC e DE referentes à energia N2 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000547	1,43E+09	1,000	1,00	1,00	0,09
		100	0,00008	3,54E+08	4,035	4,58	4,58	0,41
		120	0,000105	1,31E+08	10,946	13,58	13,58	1,22
	5.625	80	0,0000432	3,40E+09	0,421	0,39	0,39	0,03
		100	0,0000684	6,30E+08	2,271	2,44	2,44	0,22
		120	0,0000937	1,98E+08	7,208	8,61	8,61	0,77
	6.750	80	0,0000322	1,00E+10	0,143	0,12	0,12	0,01
		100	0,0000569	1,24E+09	1,156	1,17	1,17	0,10
		120	0,000082	3,24E+08	4,418	5,05	5,05	0,45
10 cm	4.500	80	0,000113	9,98E+07	1,000	1,00	18,21	1,63
		100	0,000129	6,14E+07	1,626	1,70	30,93	2,77
		120	0,000142	4,32E+07	2,312	2,49	45,42	4,07
	5.625	80	0,000123	7,31E+07	1,365	1,40	25,57	2,29
		100	0,000142	4,32E+07	2,312	2,49	45,42	4,07
		120	0,000157	2,99E+07	3,343	3,73	67,87	6,08
	6.750	80	0,000131	5,80E+07	1,720	1,81	32,90	2,94
		100	0,000152	3,36E+07	2,968	3,27	59,62	5,34
		120	0,00017	2,23E+07	4,476	5,12	93,29	8,35
15 cm	4.500	80	0,0001	1,56E+08	1,000	1,00	11,17	1,00
		100	0,000107	1,22E+08	1,282	1,31	14,64	1,31
		120	0,000113	9,98E+07	1,566	1,63	18,21	1,63
	5.625	80	0,000116	9,06E+07	1,724	1,81	20,22	1,81
		100	0,000125	6,89E+07	2,268	2,44	27,27	2,44
		120	0,000133	5,49E+07	2,848	3,13	34,95	3,13
	6.750	80	0,000129	6,14E+07	2,546	2,77	30,93	2,77
		100	0,000141	4,43E+07	3,528	3,95	44,15	3,95
		120	0,00015	3,53E+07	4,428	5,06	56,55	5,06

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi anteriormente discutido e seus valores de DE foram questionáveis. Do mesmo modo, ressalta-se que a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, para o revestimento asfáltico de 5 cm, também na energia N2 de compactação do CGS. Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os

menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Como estes valores foram questionáveis a análise deu-se no DE3 que toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.41 a 5.44 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.41 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 5 e 14 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 14 vezes apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se mais uma vez como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 18, 31 e 45 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 45 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 11, 15 e 18 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 18 vezes, ao se variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que se reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em 2, 3 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.41: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.42 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 68, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 68 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 2,3, 4,1 e 6,1 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em mais de 6 vezes.

Figura 5.42: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.43 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 93, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 93 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 3, 5 e 8 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 8 vezes.

Figura 5.43: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 8 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 8 vezes, considerando a energia N2 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.44 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N2 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semirrígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.44: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N2), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.3 – Tráfego N3

O tráfego N3 é o respectivo ao $1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 86 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,6%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 3.073 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.18 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.18: Valores de FEC e DE referentes à energia N3 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000349	2,03E+06	1,000	1,00	1,00	9,65
		100	0,000409	1,08E+06	1,879	1,89	1,89	18,21
		120	0,000463	6,61E+05	3,077	3,10	3,10	29,90
	5.625	80	0,00037	1,61E+06	1,262	1,26	1,26	12,19
		100	0,000437	8,32E+05	2,445	2,46	2,46	23,73
		120	0,000497	4,99E+05	4,079	4,11	4,11	39,70
	6.750	80	0,000384	1,39E+06	1,462	1,47	1,47	14,15
		100	0,000458	6,90E+05	2,947	2,97	2,97	28,63
		120	0,000524	4,04E+05	5,033	5,08	5,08	49,05
10 cm	4.500	80	0,000281	4,82E+06	1,000	1,00	0,42	4,06
		100	0,000307	3,39E+06	1,422	1,42	0,60	5,78
		120	0,000327	2,64E+06	1,827	1,83	0,77	7,44
	5.625	80	0,00032	2,87E+06	1,677	1,68	0,71	6,82
		100	0,000352	1,97E+06	2,449	2,46	1,03	9,99
		120	0,000377	1,50E+06	3,218	3,24	1,36	13,14
	6.750	80	0,000354	1,92E+06	2,505	2,52	1,06	10,22
		100	0,000391	1,29E+06	3,720	3,75	1,58	15,21
		120	0,000422	9,56E+05	5,038	5,09	2,14	20,63
15 cm	4.500	80	0,000198	1,94E+07	1,000	1,00	0,10	1,00
		100	0,000209	1,56E+07	1,240	1,24	0,13	1,24
		120	0,000217	1,35E+07	1,440	1,44	0,15	1,44
	5.625	80	0,000232	1,03E+07	1,878	1,88	0,20	1,88
		100	0,000247	8,04E+06	2,409	2,42	0,25	2,42
		120	0,000258	6,76E+06	2,865	2,88	0,30	2,88
	6.750	80	0,000263	6,26E+06	3,092	3,11	0,32	3,11
		100	0,000282	4,75E+06	4,080	4,11	0,43	4,11
		120	0,000296	3,92E+06	4,947	4,99	0,52	4,99

Para este caso, da energia de compactação N3, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N, limitado em 3×10^6 , somente no caso de espessura de 15 cm. Na espessura de 10 cm, somente os casos de 4.500 lb com 80 psi e 100 psi tiveram vida de fadiga maior do que a vida útil de projeto (N). Entre os demais casos de carga por roda e de pressão de enchimento de pneus para esta espessura, a vida de fadiga ficou abaixo do limite superior de N, porém dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$, exceto o caso de carga por roda de 6.750 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus, em que a vida de fadiga durou menos do que o limite inferior do intervalo de N. Já os revestimentos de 5 cm, todos as cargas combinadas com 120 psi de pressão de pneus e as cargas 5.625 e 6.750 lb na pressão de 100 psi tiveram vida de fadiga mais curta do que o limite inferior do intervalo de N. Nos demais

casos, a vida de fadiga ficou abaixo do limite superior de N , contudo dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$.

Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento, estes pouco mudaram, com ligeiro descréscimo em DE1 na medida que aumentou-se a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As figuras 5.45 a 5.48 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.45 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,2 e 1,5 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,5 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4, 6 e 7,4 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,4 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 10, 18 e 30 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 30 vezes, ao se aumentar a pressão de enchimento de pneus 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.45: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.46 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 2, 2,4 a 2,9 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 2,9 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE um pouco menos de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 10 e 13 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 13 vezes, ao se aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 12, 24 e 40 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até

40 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.46: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.47 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de um pouco mais de 3 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 10, 15 e 21 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 21 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 14, 29 e 49 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 49 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.47: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 49 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 49 vezes, considerando a energia N3 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.48 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N3 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.48: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N3), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.19 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N3 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N3, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N , limitado em 3×10^6 . A sobrecarga e o excesso de pressão no pneu mesmo impactando com redução na vida útil, esta atendeu aos requisitos de projeto, em todas as condições testadas. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda,

chegando a 11, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.19: Valores de FEC e DE referentes à energia N3 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000612	1,13E+09	1,000	1,00	1,00	0,14
		100	0,0000862	2,89E+08	3,904	3,94	3,94	0,57
		120	0,000111	1,06E+08	10,670	10,82	10,82	1,57
	5.625	80	0,0000513	2,27E+09	0,496	0,49	0,49	0,07
		100	0,0000764	4,67E+08	2,416	2,43	2,43	0,35
		120	0,0000102	1,40E+12	0,001	0,00	0,00	0,00
	6.750	80	0,0000416	5,23E+09	0,215	0,21	0,21	0,03
		100	0,0000666	8,06E+08	1,400	1,40	1,40	0,20
		120	0,0000917	2,26E+08	4,993	5,04	5,04	0,73
10 cm	4.500	80	0,000114	9,51E+07	1,000	1,00	12,04	1,74
		100	0,000129	5,81E+07	1,635	1,64	19,74	2,86
		120	0,000141	4,08E+07	2,329	2,34	28,18	4,08
	5.625	80	0,000125	6,59E+07	1,442	1,45	17,40	2,52
		100	0,000143	3,86E+07	2,463	2,48	29,81	4,32
		120	0,000158	2,60E+07	3,662	3,69	44,42	6,44
	6.750	80	0,000133	5,15E+07	1,846	1,85	22,30	3,23
		100	0,000154	2,87E+07	3,307	3,33	40,09	5,81
		120	0,000171	1,90E+07	5,014	5,06	60,95	8,83
15 cm	4.500	80	0,0000992	1,65E+08	1,000	1,00	6,90	1,00
		100	0,000106	1,27E+08	1,302	1,30	9,00	1,30
		120	0,000111	1,06E+08	1,563	1,57	10,82	1,57
	5.625	80	0,000115	9,18E+07	1,800	1,81	12,47	1,81
		100	0,000124	6,80E+07	2,429	2,44	16,85	2,44
		120	0,000131	5,47E+07	3,021	3,04	20,99	3,04
	6.750	80	0,000128	6,00E+07	2,755	2,77	19,14	2,77
		100	0,00014	4,20E+07	3,935	3,97	27,38	3,97
		120	0,000149	3,28E+07	5,041	5,09	35,13	5,09

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi anteriormente discutido e seus valores de DE foram questionáveis. Do mesmo modo, ressalta-se que a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, para o revestimento asfáltico de 5 cm, também na energia N3 de compactação do CGS. Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os

menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Como estes valores foram questionáveis a análise deu-se no DE3 que toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.49 a 5.52 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.49 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 4 e 11 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 11 vezes apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se mais uma vez como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 12, 20 e 28 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 28 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 7, 9 e 11 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 11 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que se reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em cerca de 2, 3 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.49: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.50 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 44, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 44 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 2,5, 4,3 e 6,4 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em quase 6,5 vezes.

Figura 5.50: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.51 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 61, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 61 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 3, 6 e 9 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 9 vezes.

Figura 5.51: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 9 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 9 vezes, considerando a energia N3 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.52 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N3 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semirrígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.52: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N3), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.4 – Tráfego N4

O tráfego N4 é o respectivo ao $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 96 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,5%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 3.345 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.20 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.20: Valores de FEC e DE referentes à energia N4 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000345	2,11E+06	1,000	1,00	1,00	11,10
		100	0,000402	1,19E+06	1,771	1,84	1,84	20,47
		120	0,000453	7,64E+05	2,768	2,97	2,97	33,00
	5.625	80	0,000366	1,70E+06	1,247	1,27	1,27	14,06
		100	0,000431	9,20E+05	2,298	2,44	2,44	27,04
		120	0,000489	5,74E+05	3,683	4,04	4,04	44,81
	6.750	80	0,000382	1,45E+06	1,463	1,50	1,50	16,69
		100	0,000453	7,64E+05	2,768	2,97	2,97	33,00
		120	0,000517	4,66E+05	4,535	5,04	5,04	55,99
10 cm	4.500	80	0,000271	5,21E+06	1,000	1,00	0,38	4,23
		100	0,000295	3,80E+06	1,373	1,40	0,53	5,94
		120	0,000314	3,01E+06	1,734	1,80	0,69	7,62
	5.625	80	0,00031	3,15E+06	1,653	1,71	0,65	7,24
		100	0,000339	2,26E+06	2,309	2,45	0,93	10,35
		120	0,000363	1,75E+06	2,982	3,22	1,23	13,61
	6.750	80	0,000342	2,18E+06	2,386	2,54	0,97	10,72
		100	0,000378	1,50E+06	3,469	3,79	1,44	16,00
		120	0,000407	1,14E+06	4,573	5,09	1,94	21,50
15 cm	4.500	80	0,000189	2,01E+07	1,000	1,00	0,09	1,00
		100	0,000199	1,65E+07	1,213	1,23	0,11	1,23
		120	0,000207	1,43E+07	1,405	1,44	0,13	1,44
	5.625	80	0,000222	1,10E+07	1,825	1,90	0,17	1,90
		100	0,000236	8,74E+06	2,294	2,43	0,22	2,43
		120	0,000247	7,37E+06	2,719	2,92	0,26	2,92
	6.750	80	0,000252	6,84E+06	2,931	3,16	0,28	3,16
		100	0,00027	5,29E+06	3,793	4,16	0,38	4,16
		120	0,000284	4,38E+06	4,582	5,10	0,46	5,10

Para este caso, da energia de compactação N4, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N, limitado em 1×10^7 , somente no caso de espessura de 15 cm, com carga por roda de 4.500 lb em todas as pressões de enchimento de pneus e com carga por roda 5.625 lb e 80 psi de pressão de enchimento. Na espessura de 10 cm, nenhum caso teve vida de fadiga maior do que a vida útil de projeto (N). Para carga por roda de 4.500 lb em todas as pressões de enchimento de pneus e com carga por roda 5.625 lb e 80 psi de pressão de enchimento, a vida de fadiga ficou abaixo do limite superior de N, porém dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$, nos demais casos, a vida de fadiga durou menos do que o limite inferior do intervalo de N. Já os revestimentos de 5 cm, todos os casos tiveram vida de fadiga mais curta do que o limite inferior do intervalo de N.

Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento, estes pouco mudaram, com ligeiro acréscimo em DE1 na medida que aumentou-se a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As Figuras 5.53 a 5.56 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.53 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,2 e 1,4 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,4 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus em 50%. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4, 6 e 7,6 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,6 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 11, 21 e 33 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 33 vezes, ao se aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.53: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.54 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 2, 2,5 a 3 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 25%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 3 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de cerca de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 10 e 14 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 14 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 14, 27 e 45 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até

45 vezes, ao aumentar a carga por roda 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.54: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.55 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de um pouco mais de 3 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 11, 16 e 22 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 22 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 17, 33 e 56 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 56 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.55: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 56 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 56 vezes, considerando a energia N4 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.56 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N4 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.56: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N4), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.21 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N4 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N4, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N limitado em 1×10^7 . A sobrecarga e o excesso de pressão no pneu mesmo impactando com redução na vida útil, esta atendeu aos requisitos de projeto, em todas as condições testadas. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda,

chegando a 9, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.21: Valores de FEC e DE referentes à energia N4 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000667	7,23E+08	1,000	1,00	1,00	0,21
		100	0,0000915	2,22E+08	3,260	3,54	3,54	0,76
		120	0,000116	9,14E+07	7,912	9,15	9,15	1,96
	5.625	80	0,0000583	1,20E+09	0,605	0,58	0,58	0,13
		100	0,0000834	3,14E+08	2,305	2,44	2,44	0,52
		120	0,0000108	6,52E+11	0,001	0,00	0,00	0,00
	6.750	80	0,0000499	2,14E+09	0,338	0,31	0,31	0,07
		100	0,000075	4,66E+08	1,550	1,60	1,60	0,34
		120	0,0001	1,59E+08	4,543	5,05	5,05	1,08
10 cm	4.500	80	0,000114	9,75E+07	1,000	1,00	8,53	1,83
		100	0,000129	6,14E+07	1,587	1,64	13,99	3,00
		120	0,00014	4,52E+07	2,155	2,27	19,41	4,16
	5.625	80	0,000126	6,71E+07	1,454	1,49	12,73	2,73
		100	0,000143	4,18E+07	2,333	2,48	21,13	4,53
		120	0,000158	2,88E+07	3,387	3,69	31,49	6,76
	6.750	80	0,000135	5,18E+07	1,881	1,97	16,78	3,60
		100	0,000155	3,09E+07	3,153	3,42	29,16	6,26
		120	0,000172	2,10E+07	4,652	5,18	44,22	9,49
15 cm	4.500	80	0,000098	1,72E+08	1,000	1,00	4,66	1,00
		100	0,000105	1,33E+08	1,294	1,32	6,14	1,32
		120	0,00011	1,11E+08	1,540	1,59	7,40	1,59
	5.625	80	0,000114	9,75E+07	1,760	1,83	8,53	1,83
		100	0,000123	7,34E+07	2,338	2,48	11,56	2,48
		120	0,000129	6,14E+07	2,793	3,00	13,99	3,00
	6.750	80	0,000127	6,51E+07	2,635	2,82	13,14	2,82
		100	0,000138	4,77E+07	3,594	3,93	18,32	3,93
		120	0,000147	3,77E+07	4,552	5,06	23,59	5,06

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi anteriormente discutido e seus valores de DE foram questionáveis. Do mesmo modo, ressalta-se que a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, para o revestimento asfáltico de 5 cm, também na energia N4 de compactação do CGS. Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os

menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Como estes valores foram questionáveis a análise se deu no DE3 que toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.57 a 5.60 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.57 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 4 e 9 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 9 vezes apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se mais uma vez como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 9, 14 e 19 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 19 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4,7, 6,1 e 7,4 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em quase 7,5 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que se reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em cerca de 2, 3 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.57: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.58 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 32, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 32 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de cerca de 3, 5 e 7 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7 vezes.

Figura 5.58: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.59 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 44, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 44 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 4, 6 e 10 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 10 vezes.

Figura 5.59: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 10 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em quase 10 vezes, considerando a energia N4 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.60 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N4 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semi rígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.60: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N4), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.5 – Tráfego N5

O tráfego N5 é o respectivo ao $1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 109 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,4%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 3.368 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.22 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.22: Valores de FEC e DE referentes à energia N5 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000344	2,28E+06	1,000	1,00	1,00	11,21
		100	0,000401	1,45E+06	1,571	1,85	1,85	20,70
		120	0,000452	1,02E+06	2,236	2,98	2,98	33,41
	5.625	80	0,000366	1,90E+06	1,200	1,28	1,28	14,36
		100	0,00043	1,18E+06	1,930	2,44	2,44	27,37
		120	0,000488	8,13E+05	2,803	4,05	4,05	45,40
	6.750	80	0,000382	1,67E+06	1,362	1,52	1,52	17,05
		100	0,000453	1,01E+06	2,251	3,01	3,01	33,71
		120	0,000516	6,89E+05	3,304	5,06	5,06	56,75
10 cm	4.500	80	0,000271	4,60E+06	1,000	1,00	0,39	4,32
		100	0,000294	3,62E+06	1,271	1,39	0,53	5,98
		120	0,000313	3,01E+06	1,529	1,78	0,69	7,68
	5.625	80	0,000309	3,12E+06	1,472	1,69	0,65	7,30
		100	0,000338	2,40E+06	1,918	2,42	0,93	10,45
		120	0,000362	1,96E+06	2,348	3,18	1,23	13,75
	6.750	80	0,000341	2,34E+06	1,968	2,51	0,97	10,82
		100	0,000377	1,74E+06	2,646	3,75	1,44	16,17
		120	0,000406	1,40E+06	3,292	5,04	1,94	21,75
15 cm	4.500	80	0,000188	1,35E+07	1,000	1,00	0,09	1,00
		100	0,000198	1,16E+07	1,165	1,23	0,11	1,23
		120	0,000206	1,03E+07	1,309	1,44	0,13	1,44
	5.625	80	0,000222	8,28E+06	1,632	1,94	0,17	1,94
		100	0,000235	7,00E+06	1,930	2,44	0,22	2,44
		120	0,000246	6,12E+06	2,209	2,93	0,26	2,93
	6.750	80	0,000251	5,77E+06	2,344	3,18	0,28	3,18
		100	0,000269	4,70E+06	2,875	4,19	0,37	4,19
		120	0,000283	4,05E+06	3,339	5,13	0,46	5,13

Para este caso, da energia de compactação N5, os valores de vida de fadiga, limitados em 3×10^7 , não foram alcançados em nenhum caso. Somente o caso de espessura de 15 cm, com carga por roda de 4.500 lb em todas as pressões de enchimento de pneus, que a vida de fadiga ficou abaixo do limite superior de N, porém dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$.

Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de

enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento, estes pouco mudaram, com ligeiro acréscimo em DE1 na medida que aumentou-se a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As Figuras 5.61 a 5.64 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.61 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,2 e 1,4 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,4 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando se comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4, 6 e 7,7 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,7 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 11, 21 e 33 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 33 vezes, ao se aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.61: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.62 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 2, 2,4 a 3 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 25%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 3 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de cerca de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 11 e 14 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 14 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 14, 27 e 45 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até

45 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.62: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.63 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de um pouco mais de 3 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 11, 16 e 22 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 22 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 17, 34 e 57 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 57 vezes, ao se aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.63: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 57 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 57 vezes, considerando a energia N5 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.64 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N5 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.64: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N5), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.23 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N5 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N5, os valores de vida de fadiga foram superiores ao N , limitado em 3×10^7 . A sobrecarga e o excesso de pressão no pneu mesmo impactando com redução na vida útil, esta atendeu aos requisitos de projeto, em todas as condições testadas. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda,

chegando a 9, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.23: Valores de FEC e DE referentes à energia N5 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000672	5,80E+08	1,000	1,00	1,00	0,22
		100	0,0000919	2,30E+08	2,516	3,50	3,50	0,78
		120	0,000116	1,16E+08	4,999	8,88	8,88	1,97
	5.625	80	0,0000589	8,55E+08	0,678	0,59	0,59	0,13
		100	0,000084	3,00E+08	1,930	2,44	2,44	0,54
		120	0,000109	1,24E+11	0,005	0,00	0,00	0,00
	6.750	80	0,0000505	1,35E+09	0,431	0,32	0,32	0,07
		100	0,0000757	4,08E+08	1,421	1,61	1,61	0,36
		120	0,000101	1,74E+08	3,323	5,10	5,10	1,13
10 cm	4.500	80	0,000114	1,22E+08	1,000	1,00	8,28	1,84
		100	0,000129	8,48E+07	1,440	1,64	13,58	3,01
		120	0,00014	6,66E+07	1,832	2,27	18,84	4,18
	5.625	80	0,000126	9,09E+07	1,343	1,49	12,36	2,74
		100	0,000143	6,26E+07	1,950	2,48	20,51	4,55
		120	0,000157	4,75E+07	2,569	3,60	29,79	6,61
	6.750	80	0,000135	7,42E+07	1,646	1,97	16,29	3,62
		100	0,000155	4,94E+07	2,473	3,42	28,30	6,28
		120	0,000172	3,63E+07	3,361	5,18	42,92	9,53
15 cm	4.500	80	0,0000979	1,91E+08	1,000	1,00	4,50	1,00
		100	0,000104	1,60E+08	1,195	1,27	5,74	1,27
		120	0,000109	1,39E+08	1,372	1,54	6,92	1,54
	5.625	80	0,000114	1,22E+08	1,566	1,84	8,28	1,84
		100	0,000122	1,00E+08	1,913	2,41	10,86	2,41
		120	0,000129	8,48E+07	2,255	3,01	13,58	3,01
	6.750	80	0,000127	8,88E+07	2,153	2,83	12,76	2,83
		100	0,000138	6,95E+07	2,751	3,95	17,78	3,95
		120	0,000147	5,77E+07	3,314	5,08	22,90	5,08

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi anteriormente discutido e seus valores de DE foram questionáveis. Do mesmo modo, ressalta-se que a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, para o revestimento asfáltico de 5 cm, também na energia N5 de compactação do CGS. Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os

menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Como estes valores foram questionáveis a análise deu-se no DE3 que toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.65 a 5.68 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.65 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 3,5 e 9 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 9 vezes apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se mais uma vez como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 8, 14 e 19 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 19 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4,5, 5,8 e 6,9 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em quase 7,0 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus em 50% e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que se reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em cerca de 2, 3 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.65: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.66 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 30, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 30 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de cerca de 3, 5 e 7 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7 vezes.

Figura 5.66: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.67 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 43, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 43 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 4, 6 e 10 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 10 vezes.

Figura 5.67: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 10 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em quase 10 vezes, considerando a energia N5 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.68 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N5 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semirrígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.68: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N5), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.6 – Tráfego N6

O tráfego N6 é o respectivo ao $3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 126 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,1%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 3.400 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.24 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.24: Valores de FEC e DE referentes à energia N6 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000344	2,14E+06	1,000	1,00	1,00	11,45
		100	0,000401	1,21E+06	1,771	1,85	1,85	21,15
		120	0,000451	7,78E+05	2,743	2,95	2,95	33,83
	5.625	80	0,000366	1,69E+06	1,260	1,28	1,28	14,67
		100	0,00043	9,30E+05	2,297	2,44	2,44	27,96
		120	0,000487	5,85E+05	3,652	4,02	4,02	46,00
	6.750	80	0,000382	1,45E+06	1,478	1,52	1,52	17,41
		100	0,000452	7,72E+05	2,766	2,98	2,98	34,13
		120	0,000516	4,71E+05	4,531	5,06	5,06	57,97
10 cm	4.500	80	0,000269	5,34E+06	1,000	1,00	0,37	4,28
		100	0,000293	3,88E+06	1,375	1,41	0,53	6,03
		120	0,000312	3,07E+06	1,738	1,81	0,68	7,75
	5.625	80	0,000307	3,26E+06	1,636	1,70	0,63	7,26
		100	0,000337	2,31E+06	2,316	2,46	0,92	10,55
		120	0,000361	1,78E+06	2,993	3,24	1,21	13,89
	6.750	80	0,00034	2,23E+06	2,394	2,55	0,95	10,93
		100	0,000375	1,55E+06	3,448	3,78	1,41	16,17
		120	0,000404	1,17E+06	4,552	5,09	1,90	21,79
15 cm	4.500	80	0,000187	2,07E+07	1,000	1,00	0,09	1,00
		100	0,000197	1,70E+07	1,214	1,23	0,11	1,23
		120	0,000205	1,47E+07	1,408	1,44	0,13	1,44
	5.625	80	0,000221	1,11E+07	1,864	1,95	0,17	1,95
		100	0,000234	8,97E+06	2,306	2,45	0,21	2,45
		120	0,000245	7,56E+06	2,736	2,95	0,26	2,95
	6.750	80	0,00025	7,01E+06	2,950	3,19	0,28	3,19
		100	0,000268	5,41E+06	3,823	4,22	0,37	4,22
		120	0,000281	4,54E+06	4,561	5,10	0,45	5,10

Para este caso, da energia de compactação N6, os valores de vida de fadiga, limitados em 1×10^8 , não foram alcançados em nenhuma condição. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento, estes pouco mudaram, com ligeiro acréscimo em DE1 na medida que se aumentou a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As Figuras 5.69 a 5.72 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.69 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,2 e 1,4 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,4 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus em 50%. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4,3, 6 e 7,8 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,8 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 11, 21 e 34 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 34 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.69: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.70 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 2, 2,5 a 3 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 25%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 3 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de cerca de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 11 e 14 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 14 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 15, 28 e 46 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até

46 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.70: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.71 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de um pouco mais de 3 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 11, 16 e 22 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 22 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 17, 34 e 58 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 58 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.71: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 58 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 58 vezes, considerando a energia N6 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.72 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N6 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.72: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N6), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.25 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N6 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N6, a vida útil de projeto (N) é limitada em 1×10^8 . O valor de vida de fadiga (N_f) do revestimento de 5 cm foi superior ao N, exceto para a carga de roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneu, que ficou abaixo do N, porém dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$. Ressalta-se a controvérsia deste resultado, lembrando que a base sob este revestimento esbelto pode trincar precocemente e atingir o revestimento asfáltico tão logo. No revestimento de 10 cm, todos os valores de N_f ficaram abaixo do N, dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$, exceto o caso de carga por roda de 6.750 lb e 120 psi, que ficou abaixo do limite inferior do intervalo. Por fim, o

revestimento de 15 cm, as N_f da carga por roda de 4.500 lb em todas as pressões de enchimento de pneus e da carga 5.625 lb e 80 psi de pressão de enchimento ficaram acima do vida útil de projeto. Para os demais casos, os valores de N_f ficaram abaixo do N , contudo, dentro do intervalo de $30\% N < N_f < 100\% N$. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda, chegando em quase 9, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.25: Valores de FEC e DE referentes à energia N6 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000678	6,77E+08	1,000	1,00	1,00	0,23
		100	0,0000925	2,13E+08	3,182	3,46	3,46	0,80
		120	0,000116	9,15E+07	7,397	8,57	8,57	1,98
	5.625	80	0,0000596	1,09E+09	0,619	0,60	0,60	0,14
		100	0,0000847	2,95E+08	2,292	2,44	2,44	0,56
		120	0,0000109	6,14E+11	0,001	0,00	0,00	0,00
	6.750	80	0,0000514	1,90E+09	0,356	0,33	0,33	0,08
		100	0,0000766	4,30E+08	1,576	1,63	1,63	0,38
		120	0,000102	1,48E+08	4,581	5,12	5,12	1,18
10 cm	4.500	80	0,000114	9,76E+07	1,000	1,00	7,99	1,85
		100	0,000129	6,16E+07	1,585	1,64	13,11	3,03
		120	0,00014	4,54E+07	2,150	2,27	18,18	4,20
	5.625	80	0,000126	6,72E+07	1,452	1,49	11,93	2,76
		100	0,000143	4,20E+07	2,327	2,48	19,79	4,57
		120	0,000157	2,96E+07	3,296	3,60	28,75	6,64
	6.750	80	0,000135	5,20E+07	1,878	1,97	15,72	3,63
		100	0,000155	3,11E+07	3,142	3,42	27,32	6,31
		120	0,000172	2,11E+07	4,630	5,18	41,42	9,57
15 cm	4.500	80	0,0000978	1,73E+08	1,000	1,00	4,33	1,00
		100	0,000104	1,37E+08	1,257	1,28	5,54	1,28
		120	0,000109	1,15E+08	1,498	1,54	6,68	1,54
	5.625	80	0,000113	1,01E+08	1,713	1,78	7,72	1,78
		100	0,000122	7,58E+07	2,279	2,42	10,48	2,42
		120	0,000129	6,16E+07	2,806	3,03	13,11	3,03
	6.750	80	0,000127	6,53E+07	2,647	2,84	12,31	2,84
		100	0,000138	4,79E+07	3,608	3,96	17,16	3,96
		120	0,000147	3,79E+07	4,565	5,10	22,10	5,10

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi anteriormente discutido e seus valores de DE foram questionáveis. Do mesmo modo, ressalta-se que a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, para o revestimento asfáltico de 5 cm, também na energia N6 de compactação do CGS. Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Como estes valores foram questionáveis a análise se deu no DE3 que toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.73 a 5.76 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.73 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é o valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 3,5 e 9 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 9 vezes apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se mais uma vez como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 8, 13 e 18 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 18 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4,3, 5,6 e 6,7 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em quase 7,0 vezes, ao se variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o

DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que se reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em cerca de 2, 3 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.73: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.74 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 29, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 29 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de cerca de 3, 5 e 7 vezes, respectivamente, às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7 vezes.

Figura 5.74: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.75 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 41, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 41 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 4, 6 e 10 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 10 vezes.

Figura 5.75: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 10 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em quase 10 vezes, considerando a energia N6 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.76 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N6 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semirrígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.76: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N6), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.7 – Tráfego N7

O tráfego N7 é o respectivo ao $N \geq 1 \times 10^8$, em que a energia de compactação é alcançada com o número de giros N_{proj} de 143 giros do CGS. Para esta energia de compactação, o teor de asfalto dosado na mistura foi de 5,0%, para o CP alcançar V_v de 4%, e o valor de MR do revestimento asfáltico adotado foi 3.559 MPa.

a) Pavimento A

A Tabela 5.26 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento A em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Tabela 5.26: Valores de FEC e DE referentes à energia N7 do CGS no Pavimento A.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,000341	2,28E+06	1,000	1,00	1,00	12,06
		100	0,000396	1,40E+06	1,630	1,82	1,82	21,93
		120	0,000446	9,48E+05	2,403	2,93	2,93	35,28
	5.625	80	0,000364	1,84E+06	1,238	1,30	1,30	15,65
		100	0,000426	1,10E+06	2,069	2,44	2,44	29,37
		120	0,000482	7,35E+05	3,097	3,99	3,99	48,13
	6.750	80	0,00038	1,60E+06	1,424	1,54	1,54	18,59
		100	0,000449	9,27E+05	2,456	3,01	3,01	36,24
		120	0,000511	6,08E+05	3,748	5,04	5,04	60,80
10 cm	4.500	80	0,000264	5,25E+06	1,000	1,00	0,36	4,33
		100	0,000287	4,00E+06	1,314	1,40	0,50	6,05
		120	0,000305	3,28E+06	1,602	1,78	0,64	7,72
	5.625	80	0,000302	3,39E+06	1,552	1,71	0,62	7,42
		100	0,00033	2,54E+06	2,073	2,44	0,88	10,57
		120	0,000353	2,03E+06	2,583	3,20	1,15	13,85
	6.750	80	0,000334	2,44E+06	2,156	2,56	0,92	11,10
		100	0,000368	1,78E+06	2,959	3,78	1,36	16,35
		120	0,000396	1,40E+06	3,760	5,06	1,82	21,93
15 cm	4.500	80	0,000183	1,74E+07	1,000	1,00	0,08	1,00
		100	0,000193	1,46E+07	1,190	1,24	0,10	1,24
		120	0,0002	1,30E+07	1,337	1,43	0,12	1,43
	5.625	80	0,000215	1,03E+07	1,693	1,91	0,16	1,91
		100	0,000229	8,36E+06	2,080	2,45	0,20	2,45
		120	0,000239	7,27E+06	2,392	2,91	0,24	2,91
	6.750	80	0,000245	6,71E+06	2,594	3,21	0,27	3,21
		100	0,000261	5,45E+06	3,189	4,14	0,34	4,14
		120	0,000274	4,65E+06	3,737	5,03	0,42	5,03

Para este caso, da energia de compactação N7, os valores de vida de fadiga, superiores a 1×10^8 , não foram alcançados em nenhum caso. Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5. As piores condições encontradas foram aquelas combinadas entre carga por roda de 6.750 lb e pressão de enchimento de pneus de 120 psi. Comparando os valores entre as espessuras de revestimento, estes pouco mudaram, com ligeiro acréscimo em DE1 na medida que aumentou-se a espessura do revestimento.

Para a análise referente ao Pavimento A, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE3. As Figuras 5.77 a 5.80 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.77 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 15 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 1,2 e 1,4 vez, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 1,4 vez apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus em 50%. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 4,3, 6,1 e 7,7 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7,7 vezes, ao aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 12, 22 e 35 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 35 vezes, ao se aumentar a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.77: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.78 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 5.625 lb, nota-se que os valores de DE são de 1,9, 2,5 a 2,9 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 25%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 2,9 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 5.625 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de cerca de 2 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 7, 4, 11 e 14 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 14 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 16, 29 e 48 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser

reduzida em até 48 vezes, ao aumentar a carga por roda em 25% e a pressão de enchimento de pneus 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.78: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.79 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Como referência de base a figura traz também a curva de DE referente ao eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) nas três espessuras analisadas. Nesta condição de carga de roda de 6.750 lb, nota-se que os valores de DE são de 3, 4 a 5 vezes maiores, respectivamente nas pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, quando comparada com a condição do eixo padrão, ou seja, aumentando-se a carga por roda em 50%, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 5 vezes, no caso de 120 psi de pressão de pneu. Comparando a carga de 4.500 lb e de 6.750 lb, em pressão de enchimento de pneu correspondente, nota-se um aumento médio no DE de um pouco mais de 3 vezes. Agora, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 10 cm, os valores de DE, para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, aumentariam 11, 16 e 22 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 22 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse reduzida para 5 cm, os valores de DE, aumentariam muito em relação à

condição do eixo padrão no revestimento de 15 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 19, 36 e 61 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 61 vezes, ao aumentar a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus em 50% e reduzir a espessura devida do revestimento asfáltico.

Figura 5.79: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Observa-se um aumento nos valores de DE quando reduz-se a espessura do revestimento asfáltico e aumentam-se a carga por roda e a pressão de enchimento de pneus. A combinação crítica é conferida na menor espessura de revestimento e nos maiores carregamentos. Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 5 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 61 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em até 61 vezes, considerando a energia N7 de compactação do CGS adotada neste estudo. A Figura 5.80 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N7 de compactação, para o Pavimento A.

Figura 5.80: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento A (N7), variando carga e pressão enchimento de pneus.

b) Pavimento B

A Tabela 5.27 apresenta os valores de ϵ_{ht} na fibra inferior da capa asfáltica determinados no ELSYM 5 para o Pavimento B, na energia N7 de compactação, em cada situação de espessura de revestimento e de carga por roda e pressão de enchimento de pneus simulada, bem como seus respectivos valores de vida de fadiga (N_f) calculados para cada situação testada. A tabela traz também os valores calculados de fator de equivalência de carga (FEC) e de dano equivalente (DE), obtidos ao se alterar as espessuras de revestimento e os carregamentos de roda e pressão de pneus.

Para este caso, da energia de compactação N7, a vida útil de projeto (N) deve ser superior a 1×10^8 . O valor de vida de fadiga (N_f) do revestimento de 5 cm foi superior ao N, exceto para a carga de roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneu, que ficou abaixo de N. Ressalta-se a controvérsia deste resultado, lembrando que a base sob este revestimento esbelto pode trincar precocemente e atingir o revestimento asfáltico tão logo. No revestimento de 10 cm, todos os valores de N_f ficaram abaixo do N, exceto o caso de carga por roda de 4.500 lb e 80 psi, cuja N_f foi superior ao N. Por fim, o revestimento de 15 cm, as N_f da carga por roda de 4.500 lb em todas as pressões de enchimento de pneus e da carga

5.625 lb e 80 psi de pressão de enchimento ficaram acima do vida útil de projeto. Para os demais casos, os valores de N_f ficaram abaixo do N.

Tanto os valores de FEC e de DE1 foram calculados com os valores respectivos a cada espessura separadamente, os de 5 cm, os de 10 cm e os de 15 cm. Entre eles, vê-se valores próximos, com DE1 sendo um pouco superior e variando entre 1 e 5, nos revestimentos de 10 cm e de 15 cm. No revestimento de 5 cm, os valores de DE1 variaram para cima no caso das altas pressão de enchimento de pneus e menores cargas por roda, chegando em cerca de 8, na condição de carga por roda de 4.500 lb e 120 psi de pressão de enchimento de pneus.

Tabela 5.27: Valores de FEC e DE referentes à energia N7 do CGS no Pavimento B.

Capa	Carga por roda (lb)	Pressão pneu (psi)	ϵ_{ht}	N_f	FEC	DE1	DE2	DE3
5 cm	4.500	80	0,0000706	5,06E+08	1,00	1,00	1,00	0,28
		100	0,0000951	1,91E+08	2,65	3,29	3,29	0,92
		120	0,000119	9,20E+07	5,50	8,07	8,07	2,27
	5.625	80	0,0000632	7,27E+08	0,70	0,64	0,64	0,18
		100	0,0000882	2,45E+08	2,07	2,44	2,44	0,68
		120	0,0000113	2,01E+11	0,01	0,00	0,00	0,00
	6.750	80	0,0000556	1,11E+09	0,46	0,38	0,38	0,11
		100	0,0000808	3,26E+08	1,55	1,72	1,72	0,48
		120	0,000106	1,34E+08	3,77	5,08	5,08	1,43
10 cm	4.500	80	0,000114	1,06E+08	1,00	1,00	6,80	1,91
		100	0,000128	7,25E+07	1,46	1,59	10,80	3,03
		120	0,00014	5,41E+07	1,95	2,27	15,46	4,34
	5.625	80	0,000126	7,64E+07	1,39	1,49	10,15	2,85
		100	0,000143	5,05E+07	2,10	2,48	16,83	4,72
		120	0,000157	3,72E+07	2,84	3,60	24,46	6,86
	6.750	80	0,000136	5,95E+07	1,78	2,03	13,77	3,86
		100	0,000155	3,88E+07	2,73	3,42	23,23	6,52
		120	0,000172	2,76E+07	3,83	5,18	35,23	9,89
15 cm	4.500	80	0,000097	1,79E+08	1,00	1,00	3,56	1,00
		100	0,000103	1,48E+08	1,22	1,27	4,53	1,27
		120	0,000108	1,26E+08	1,42	1,54	5,48	1,54
	5.625	80	0,000113	1,09E+08	1,65	1,84	6,56	1,84
		100	0,000121	8,72E+07	2,06	2,42	8,63	2,42
		120	0,000128	7,25E+07	2,47	3,03	10,80	3,03
	6.750	80	0,000126	7,64E+07	2,35	2,85	10,15	2,85
		100	0,000137	5,81E+07	3,09	3,98	14,18	3,98
		120	0,000146	4,72E+07	3,80	5,13	18,29	5,13

O caso do revestimento de 5 cm do Pavimento B foi anteriormente discutido e seus valores de DE foram questionáveis. Do mesmo modo, ressalta-se que a vida de fadiga foi superdimensionada, equivocadamente, para o revestimento asfáltico de 5 cm, também na energia N7 de compactação do CGS. Para a análise referente ao Pavimento B, os valores de dano equivalente (DE) tomados foram os DE2 para elaborar os gráficos e o DE3 para as análises comparativas entre as espessuras 15 cm e 10 cm. O DE2 toma como referência a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 5 cm, pois este forneceu os menores valores de deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Como estes valores foram questionáveis a análise se deu no DE3 que toma como base a carga de 4.500 lb e 80 psi de pressão de pneu, no revestimento de 15 cm, que no caso obteve melhores valores de deformação horizontal de tração do que os encontrados nos revestimentos de 10 cm. Logo, assim pode-se comparar os efeitos da redução de espessura do revestimento nos valores de DE. As Figuras 5.81 a 5.84 apresentam as variações de DE em função da espessura do revestimento, da carga por roda e da pressão de enchimento de pneus.

A Figura 5.81 apresenta as variações para a carga de 4.500 lb. Nota-se que a condição do eixo padrão (4.500 lb e 80 psi) no revestimento de 5 cm é nosso valor referencial, sendo para esta condição o valor de DE igual a unidade. Neste caso, ao aumentar-se a pressão de enchimento de pneus para 100 psi e 120 psi, o DE aumenta, respectivamente, cerca de 3,3 e 8 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 8 vezes apenas aumentando a pressão de enchimento dos pneus em 50%. Agora, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 10 cm, os valores de DE aumentariam em todas as condições de pressão de enchimento quando comparada com a condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, o que analisa-se mais uma vez como controverso. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 7, 11 e 16 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 16 vezes, ao se variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Por outro lado, se a espessura do revestimento fosse aumentada para 15 cm, os valores de DE aumentariam em relação à condição do eixo padrão no revestimento de 5 cm, porém diminuiriam em comparação com o revestimento de 10 cm. Para o caso de pressão de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, respectivamente, os valores de DE aumentariam 3,6, 4,6 e 5,5 vezes, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 5,5 vezes, ao variar a pressão de enchimento de pneus e a espessura devida do revestimento asfáltico. Pela controvérsia dos resultados, complementarmente, ao avaliar o

DE3 na carga 4.500 lb, nota-se que ao reduzir a espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, os valores de DE aumentam em cerca de 2, 3 e 4 vezes, respectivamente às pressões 80 psi, 100 psi e 120 psi de enchimento de pneus, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 4 vezes.

Figura 5.81: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), carga 4500 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.82 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 5.625 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 5.625 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 25, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 25 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 5.625 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de cerca de 3, 5 e 7 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em até 7 vezes.

Figura 5.82: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), carga 5625 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

A Figura 5.83 apresenta as variações de DE em função da espessura do revestimento e da pressão de enchimento de pneus, para a carga de roda de 6.750 lb. Nota-se que em todas as espessuras avaliadas de revestimentos asfálticos, o aumento da carga por roda de 4.500 lb para 6.750 lb e da pressão de enchimento dos pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi conduz a maiores valores de DE podendo chegar à ordem de 35, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 35 vezes. Contudo, pelo resultado controverso, analisa-se o DE3 e nota-se que para esta carga de 6.750 lb por roda, a redução da espessura do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm aumenta os valores de DE na ordem de 4, 7 e 10 vezes, respectivamente às pressões de enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi e 120 psi, ou seja, a vida útil do revestimento pode ser reduzida em cerca de 10 vezes.

Figura 5.83: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), carga 6750 lb, variando pressão enchimento de pneus de 80 psi, 100 psi a 120 psi.

Nota-se que com aumento de 50% na carga por roda e de 50% na pressão de enchimento dos pneus, combinados com a redução na espessura devida do revestimento asfáltico de 15 cm para 10 cm, isso levará a um dano equivalente (DE) da ordem de 10 vezes, ou seja, a vida útil da estrutura poderá ser reduzida em quase 10 vezes, considerando a energia N7 de compactação do CGS adotada neste estudo.

A Figura 5.84 ilustra o dano equivalente em todas as condições analisadas nesta energia N7 de compactação, para o Pavimento B. Nota-se, claramente, que os valores de DE relativos a 5 cm de espessura são muito baixos, contrariando a lógica, e permitindo concluir que o revestimento estava muito aliviado quanto às tensões horizontais de tração, e que os maiores valores destas tensões foram transferidos para a base do pavimento semirrígido. Por sua vez, a base com rigidez inferior à do revestimento asfáltico acabaria trincando precocemente, de modo que as trincas surgidas rapidamente afetariam o revestimento asfáltico e diminuiriam sua vida à fadiga, por consequência.

Figura 5.84: Dano equivalente por espessura de revestimento do Pavimento B (N7), variando carga e pressão enchimento de pneus.

5.2.8 – Resultados Agrupados de Dano Equivalente

Ao analisar os resultados de DE para todas as energias de tráfego de projeto, pode-se notar que as vidas de fadiga dos revestimentos asfálticos projetados sofreram impacto negativo em todas as situações analisadas: redução de espessura, aumento de carga por roda e aumento de pressão de enchimento de pneus. Isoladamente, reduzir a espessura do revestimento do Pavimento A foi o que resultou em maiores valores de DE, seguido por aumentar a carga por roda e, por fim, aumentar a pressão de enchimento de pneus, exceto pelo revestimento de 5 cm em que a pressão de enchimento impactou mais o DE do que a carga por roda. Já para o Pavimento B, a pressão de enchimento de pneus e a carga por roda impactaram mais o DE do que a redução da espessura do revestimento de 15 cm para 10 cm. No entanto, a combinação dos três fatores foi o que resultou em maiores valores de DE para os dois tipos de pavimentos analisados.

Notou-se que no revestimento mais esbelto, o de 5 cm, o excesso de pressão de enchimento de pneus contribuiu mais para o aumento do DE do que o excesso de carga por roda, porém na medida em que a espessura do revestimento aumentou, a influência nos valores de DE da pressão de enchimento de pneus diminuiu e a da carga por roda aumentou.

A Tabela 5.28 e a Figura 5.85 agrupam os resultados de DE do Pavimento A, em todas energias de tráfego, para todas as condições de carga, em todas as espessuras de revestimento analisadas. Nota-se que a condição de referência é a de revestimento de espessura 15 cm, carga de roda de 4500 lb e pressão de enchimento de pneus de 80 psi, em que os valores de DE são iguais a um.

Tabela 5.28: Danos equivalentes no Pavimento A em todas as condições simuladas.

DE = $(\epsilon_i/\epsilon_0)^4$			Energia de compactação						
Rev (cm)	Carga de roda	Pressão pneus	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
5	4500	80	8,86	8,55	9,65	11,10	11,21	11,45	12,06
10	4500	80	4,03	3,96	4,06	4,23	4,32	4,28	4,33
15	4500	80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	5625	80	11,06	10,43	12,19	14,06	14,36	14,67	15,65
10	5625	80	6,76	6,62	6,82	7,24	7,30	7,26	7,42
15	5625	80	1,92	1,90	1,88	1,90	1,94	1,95	1,91
5	6750	80	12,69	11,97	14,15	16,69	17,05	17,41	18,59
10	6750	80	9,92	9,67	10,22	10,72	10,82	10,93	11,10
15	6750	80	3,11	3,11	3,11	3,16	3,18	3,19	3,21
5	4500	100	16,96	16,31	18,21	20,47	20,70	21,15	21,93
10	4500	100	5,76	5,64	5,78	5,94	5,98	6,03	6,05
15	4500	100	1,26	1,25	1,24	1,23	1,23	1,23	1,24
5	5625	100	21,84	20,79	23,73	27,04	27,37	27,96	29,37
10	5625	100	9,81	9,67	9,99	10,35	10,45	10,55	10,57
15	5625	100	2,44	2,45	2,42	2,43	2,44	2,45	2,45
5	6750	100	25,85	24,60	28,63	33,00	33,71	34,13	36,24
10	6750	100	14,93	14,65	15,21	16,00	16,17	16,17	16,35
15	6750	100	4,14	4,12	4,11	4,16	4,19	4,22	4,14
5	4500	120	28,18	27,26	29,90	33,00	33,41	33,83	35,28
10	4500	120	7,45	7,36	7,44	7,62	7,68	7,75	7,72
15	4500	120	1,45	1,45	1,44	1,44	1,44	1,44	1,43
5	5625	120	36,96	35,42	39,70	44,81	45,40	46,00	48,13
10	5625	120	13,09	12,99	13,14	13,61	13,75	13,89	13,85
15	5625	120	2,93	2,94	2,88	2,92	2,93	2,95	2,91
5	6750	120	45,22	42,98	49,05	55,99	56,75	57,97	60,80
10	6750	120	20,49	20,05	20,63	21,50	21,75	21,79	21,93
15	6750	120	5,06	5,03	4,99	5,10	5,13	5,10	5,03

Observa-se no Pavimento A, valores de DE oscilando entre 9 vezes (N1, N2), 10 vezes (N3), 11 vezes (N4 e N5) e 12 vezes (N6 e N7) para as condições em que apenas reduzia-se a espessura do revestimento de 15 cm para 5 cm, sem considerar variação de carga de roda e de pressão de enchimento de pneus. Ao avaliar estes dois últimos elementos nas

espessuras de 15 cm, nota-se que o aumento de 50% na carga por roda e 50% na pressão de enchimento de pneus, aumenta o DE em 5 vezes, em qualquer energia de compactação. Contudo, ao combinar esse aumento de 50% na carga por roda e na pressão de pneus com redução de espessura de 15 cm para 5 cm, nota-se valores de DE variando de 45 vezes (N1), 43 vezes (N2), 49 vezes (N3), 56 vezes (N4), 57 vezes (N5), 58 vezes (N6) e 61 vezes (N7).

Figura 5.85: Dano equivalente por espessura de revestimento (5 cm, 10 cm e 15 cm) do Pavimento A, variando carga e pressão enchimento de pneus.

Nota-se na figura acima que as menores espessuras de revestimento apresentaram os maiores valores de DE. Além disso, na menor espessura de revestimento analisada, observa-se maiores impactos nos valores de DE devido ao aumento das cargas por roda e da pressão de enchimento de pneus, com tendência desses impactos diminuírem e aproximarem-se com o aumento da espessura.

A Tabela 5.29 e a Figura 5.86 agrupam os resultados de DE do Pavimento B, em todas energias de tráfego, para todas as condições de carga, só que apenas com as espessuras de revestimento de 10 cm e de 15 cm, ou seja, excluindo o revestimento de 5 cm da análise. Nota-se que a condição de referência é a de revestimento de espessura 15 cm, carga de roda de 4500 lb e pressão de enchimento de pneus de 80 psi, em que os valores de DE são iguais a um.

Tabela 5.29: Danos equivalentes no Pavimento B em todas as condições simuladas.

Dano = $(\epsilon_i/\epsilon_0)^4$			Energia de compactação						
Rev (cm)	Carga de roda	Pressão pneu	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
10	4500	80	1,69	1,63	1,74	1,83	1,84	1,85	1,91
15	4500	80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10	5625	80	2,77	2,77	2,86	3,00	3,01	3,03	3,03
15	5625	80	1,31	1,31	1,30	1,32	1,27	1,28	1,27
10	6750	80	3,95	4,07	4,08	4,16	4,18	4,20	4,34
15	6750	80	1,57	1,63	1,57	1,59	1,54	1,54	1,54
10	4500	100	2,36	2,29	2,52	2,73	2,74	2,76	2,85
15	4500	100	1,75	1,81	1,81	1,83	1,84	1,78	1,84
10	5625	100	4,07	4,07	4,32	4,53	4,55	4,57	4,72
15	5625	100	2,44	2,44	2,44	2,48	2,41	2,42	2,42
10	6750	100	6,23	6,08	6,44	6,76	6,61	6,64	6,86
15	6750	100	3,04	3,13	3,04	3,00	3,01	3,03	3,03
10	4500	120	3,04	2,94	3,23	3,60	3,62	3,63	3,86
15	4500	120	2,77	2,77	2,77	2,82	2,83	2,84	2,85
10	5625	120	5,48	5,34	5,81	6,26	6,28	6,31	6,52
15	5625	120	3,95	3,95	3,97	3,93	3,95	3,96	3,98
10	6750	120	8,55	8,35	8,83	9,49	9,53	9,57	9,89
15	6750	120	5,06	5,06	5,09	5,06	5,08	5,10	5,13

Observa-se no Pavimento B, valores de DE variando cerca de duas vezes para as condições em que apenas reduzia-se a espessura do revestimento de 15 cm para 10 cm, sem considerar variação de carga de roda e de pressão de enchimento de pneus. Ao avaliar estes dois últimos elementos nas espessuras de 15 cm, nota-se que o aumento de 50% na carga por roda e 50% na pressão de enchimento de pneus, aumenta o DE em 5 vezes, em qualquer energia de compactação. Contudo, ao combinar esse aumento de 50% na carga por roda e na pressão de pneus com redução de espessura de 15 cm para 10 cm, nota-se valores de DE variando de 9 vezes (N1), 8 vezes (N2), 9 vezes (N3), 10 vezes (N4, N5, N6 e N7).

Observa-se no Pavimento B um comportamento análogo ao do Pavimento A, em que os valores de DE diminuíram com o aumento da espessura e que o impacto de carga por roda e pressão de enchimento dos pneus nos valores de DE é maior na espessura de revestimento menor.

Figura 5.86: Dano equivalente por espessura de revestimento (10 cm e 15 cm) do Pavimento B, variando carga e pressão enchimento de pneus.

No caso das duas estruturas analisadas, os danos equivalentes (DE) aumentaram os esforços de 2 a 61 vezes. Considerando-se que os esforços, em termos de número “N” (ESAL), que fornecem a Energia de Compactação do Superpave, em termos de número de giros de projeto (N_{proj}), variam na proporção 1 : 3,3 : 10 : 33 : 100 : 333 : 1000, é possível fazer a interpolação do N_{proj} de acordo com a espessura da camada asfáltica e das sobrecargas consideradas.

A Tabela 5.30 e a Figura 5.87 apresentam a proporção do efeito da energia de compactação respectivo aos níveis de tráfego avaliados nesta pesquisa.

Tabela 5.30: Proporção do efeito da energia de compactação.

Energia	ESAL ou N	N_{proj}	Proporção do efeito					
N1	$N < 3 \times 10^5$	68	1					
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	3,3	1				
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	10	3,3	1			
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	33	10	3,3	1		
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	100	33	10	3,3	1	
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	330	100	33	10	3,3	1
N7	$N \geq 1 \times 10^8$ (se 3×10^8)	143	1000	330	100	33	10	3,3

Figura 5.87: Proporção do efeito da energia de compactação.

Ao avaliar dois cenários, aquele em que há apenas variação de espessura do revestimento do Pavimento A de 15 cm para 5 cm e do Pavimento B de 15 cm para 10 cm, e aquele em que, além disso, há, também, excesso de 50% tanto na carga por roda quanto na pressão de enchimento de pneus, os valores de DE calculados para essas situações, em todas as energias de tráfego, estão agrupados na Tabela 5.31, acompanhados dos valores de módulo de resiliência (MR) de cada mistura asfálticas simulada.

Tabela 5.31: Valores de MR e de DE referentes às misturas asfálticas simuladas.

Energia CGS	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
MR (MPa)	2879	2805	3073	3345	3368	3400	3559
DE de 15 cm – 5 cm (Pav A)	9 x	9 x	10 x	11 x	11 x	12 x	12 x
DE de 15 cm – 5 cm (Pav A) com sobrecarga (roda e pneu)	45 x	43 x	49 x	56 x	57 x	58 x	61 x
DE de 15 cm – 10 cm (Pav B)	2 x	2 x	2 x	2 x	2 x	2 x	2 x
DE de 15 cm – 10 cm (Pav B) com sobrecarga (roda e pneu)	9 x	8 x	9 x	10 x	10 x	10 x	10 x

Nota-se que na medida em que aumentou-se a energia de tráfego de projeto os valores de DE aumentaram, acompanhando a variação dos valores de MR determinados nos ensaios desta pesquisa. Pode-se concluir que para rodovias projetadas para maiores volumes de tráfego (ESAL), os impactos da redução da espessura de revestimento e de sobrecargas por roda ou excesso de pressão de pneus são piores, devido aos maiores valores de rigidez

encontrados nas misturas asfálticas que, por sua vez, estão associados a maiores esforços de tensões e deformações na estrutura da camada.

No pior caso, isso poderia ser refletido como uma redução na vida útil do revestimento asfáltico na ordem de até 61 vezes (Pav A) e 10 vezes (Pav B), ao considerar a maior energia de tráfego de projeto. Em outras palavras, um pavimento flexível projetado para durar 10 anos duraria 2 meses e um pavimento semirrígido projetado, também, para vida útil de 10 anos duraria apenas 1 ano, ao extremo.

Assim, por exemplo, admitindo-se um N de 3×10^6 , Pavimento A, com uma espessura de 5 cm no revestimento asfáltico, o número de giros de projeto é igual a 86. Em função dos esforços serem maiores nesta espessura do que quando das espessuras consideradas nos EUA (de 15 cm, por exemplo), o número de giros de projeto, para o mesmo N de 3×10^6 , deveria ser de 109 giros. Este valor foi interpolado entre o número de giros (109 giros), para N de 3×10^7 , e o número de giros (126 giros), para N de 10^8 , uma vez que os efeitos são, para os N citados, entre 10 e 33 vezes, enquanto que o DE para a redução de espessura é de 10 vezes (conforme visto na tabela 5.31). Se for o caso do DE crítico de 49 (redução de espessura e sobrecarga), temos que o número de giros (130 giros) para N de 3×10^6 , interpolado entre os valores das proporções 33 e 100, para N de 3×10^7 e N de 10^8 , respectivamente, correspondentes a 126 e 143 giros.

A Tabela 5.32 apresenta a proporção do efeito da energia de compactação respectivo ao nível de tráfego N3 e a Figura 5.88 ilustra o número de giros selecionados para esta energia de compactação em função dos valores de DE determinados para a mesma.

Tabela 5.32: Proporção do efeito da energia de compactação (para $N = 3 \times 10^6$).

Energia	ESAL ou N	N_{proj}	Proporção
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	1
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	3,3
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	10
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	33
N7	$N \geq 1 \times 10^8$ (se 3×10^8)	143	100

Figura 5.88: Número de giros do CGS interpolado para DE considerado.

Seguindo o mesmo raciocínio descrito acima, finalmente, pode-se, então, sugerir uma tabela para número de giros do compactador giratório, segundo as condições simuladas nesta pesquisa. Os valores de N_{proj} mínimo sugeridos são aqueles referentes ao uso do DE com redução de espessura de 15 cm para 5 cm no Pavimento A e de 15 cm para 10 cm no Pavimento B, já os valores de N_{proj} máximo são aqueles que adotaram o DE referente às mesmas reduções de espessura agravados com o aumento de 50% na carga por roda e 50% na pressão de enchimento de pneus. A Tabela 5.33 apresenta os valores sugeridos de número de giros do CGS para as condições simuladas, em locais com temperatura média máxima do ar inferior a 39°C.

Tabela 5.33: Sugestão de número de giros do compactador CGS.

Energia CGS	ESAL ou N	N_{proj}	Pavimento A		Pavimento B	
			N_{proj} (mín)	N_{proj} (máx)	N_{proj} (mín)	N_{proj} (máx)
N1	$N < 3 \times 10^5$	68	84	98	71	84
N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	94	112	80	93
N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	109	130	90	107
N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	127	149	102	126
N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	144	166	116	143
N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	161	183	133	160
N7	$N \geq 1 \times 10^8$	143	178	201	150	177

Observa-se os seguintes aumentos nas energias de compactação propostas pelo Superpave quando estas foram corrigidas para a realidade brasileira. Na energia N1, o aumento fica entre 24% e 44% (Pavimento A) e entre 4% e 24% (Pavimento B). Na energia N2, o aumento fica entre 24% e 47% (Pavimento A) e entre 5% e 22% (Pavimento B). Na energia N3, o aumento fica entre 27% e 51% (Pavimento A) e entre 5% e 24% (Pavimento B). Na energia N4, o aumento fica entre 32% e 55% (Pavimento A) e entre 6% e 31% (Pavimento B). Na energia N5, o aumento fica entre 32% e 52% (Pavimento A) e entre 6% e 31% (Pavimento B). Na energia N6, o aumento fica entre 28% e 45% (Pavimento A) e entre 5% e 27% (Pavimento B). Na energia N7, o aumento fica entre 25% e 41% (Pavimento A) e entre 5% e 24% (Pavimento B). Esses resultados corroboram para a afirmativa de que os impactos das sobrecargas nos revestimentos asfálticos, sejam por terem espessuras reduzidas ou por excesso de carga por roda ou de pressão de enchimento de pneus, são mais negativos quando do projeto de misturas asfálticas para níveis de tráfego mais elevados.

5.3 – CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO

A avaliação da vida de fadiga das misturas asfálticas foi realizada, inicialmente comparando-se o percentual de vida de fadiga em relação à vida de projeto, $N_f = f(\%N_p)$, para cada energia de tráfego de projeto analisada. Notou-se que apesar de a vida de fadiga ter um pequeno aumento com o aumento da energia de tráfego, seu desempenho em relação a vida de projeto diminuiu muito com o aumento da energia de tráfego. Nota-se que os mais altos teores de ligante asfáltico foram projetados para as misturas dos mais baixos níveis de tráfego de projeto.

Os Pavimentos A (flexíveis) com 15 cm de espessura suportariam no máximo ESAL de 2×10^7 , enquanto que os Pavimentos B (semirrígidos), com 10 cm ou 15 cm, suportariam ESAL em torno de 2×10^8 . Revestimentos esbeltos, com espessura inferior a 10 cm, aplicados em pavimentos flexíveis, passam quanto à fadiga apenas em baixos níveis de tráfego de projeto ($< 2 \times 10^6$). Em caso desse revestimento esbelto (5 cm) ser aplicado em pavimento semirrígido, receberá baixos esforços horizontais de tração, que foram transferidos para a base, podendo, em alguns casos, trabalhar apenas à compressão.

Quanto ao nível de energia de tráfego de projeto, notou-se pequena influência da energia de compactação na vida de fadiga. O aumento da energia de tráfego gerou misturas

asfálticas com maior rigidez (MR) e maior densidade aparente, confirmando a maior influência do volume de vazios na mistura asfáltica do que qualquer outra propriedade volumétrica.

No entanto, a sobrecarga por eixo e a maior pressão de enchimento dos pneus reduzem em cerca de 5 vezes a vida de fadiga para qualquer espessura de revestimento. Ao incluir-se a redução da espessura do revestimento asfáltico, a vida de fadiga pode ser reduzida em até 60 vezes. Como tem ocorrido no Brasil, um pavimento que deveria ter um revestimento asfáltico de 15 cm de espessura, quando executado com 5 cm e submetido a excessos de carregamento, tem sua vida de fadiga reduzida dezenas de vezes.

Para melhorar o desempenho de misturas asfálticas projetadas usando-se o compactador giratório, valores de número de giros ajustados para cada nível de tráfego considerado no método Superpave foram propostos, segundo a realidade operacional brasileira (estrutura de pavimentos, espessura do revestimento, carregamento por eixo e pressão de enchimento dos pneus). Verificou-se, para as condições avaliadas, aumento no número de giros da ordem de 20% a 50% (Pavimento A) e de 4% a 30% (Pavimento B), em relação ao número de giros propostos pelo Superpave.

Pode-se avaliar que a tabela de número de giros sugerida nesta pesquisa informou valores maiores de giros do compactador para projetar misturas asfálticas na realidade brasileira, que ao comparar com os números de giros sugeridos pelo Superpave, nota-se que o número de giros sugerido corresponde aos giros de 2 ou 3 níveis de energia de tráfego acima. Observa-se, com isso, uma congruência nos dados, que ao cruzar as informações com as análises estatísticas realizadas no próximo capítulo, onde aferiu-se que as propriedades mecânicas das misturas asfálticas, normalmente, perdem similaridade entre 2 ou 3 níveis de energia de tráfego acima do considerado.

6 – ANÁLISES ESTATÍSTICAS DAS PROPRIEDADES DA MISTURA ASFÁLTICA COMPACTADA EM DIFERENTES ENERGIAS DE TRÁFEGO

6.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos objetivos deste trabalho foi investigar os comportamentos volumétrico e mecânico de uma mistura asfáltica projetada pelo método Superpave para diferentes níveis de energia de tráfego, usando-se um compactador giratório.

O método Superpave sugere o projeto e a compactação de CP de misturas asfálticas em sete diferentes níveis de compactação giratória que são associados a sete diferentes níveis de tráfego de projeto. Os sete níveis de tráfego propostos estão relacionados a três níveis de projeto de mistura asfáltica Superpave. Segundo o método, as propriedades volumétricas das misturas asfálticas são avaliadas nos três níveis de projeto. Já as propriedades mecânicas são avaliadas nos níveis de projeto 2 e 3, sendo que no nível de projeto 3, estas são avaliadas em três temperaturas diferentes. Neste estudo, as propriedades volumétricas e mecânicas foram determinadas para os três níveis de projeto, contudo, em três temperaturas diferentes, as propriedades mecânicas foram estimadas apenas no Nível 3 de projeto, conforme solicita o método Superpave.

A Tabela 6.1 apresenta novamente os dados da compactação dos CPs nas diversas energias de compactação do CGS, consideradas pelo método Superpave, levando em conta a temperatura máxima média do ar menor do que 39°C, além de apresentar também a dosagem do teor ótimo de ligante referente a cada energia de compactação associada aos níveis de tráfego equivalente.

Tabela 6.1: Dados da compactação dos CPs compactados no CGS.

Nível de projeto	Energia	Tráfego (ESAL ou N)	N _{proj} (giros)	Teor de ligante (%)
1	N1	$N < 3 \times 10^5$	68	5,8
	N2	$3 \times 10^5 \leq N < 1 \times 10^6$	76	5,7
2	N3	$1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$	86	5,6
	N4	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	96	5,5
3	N5	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	109	5,4
	N6	$3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	126	5,1
	N7	$N \geq 1 \times 10^8$	143	5,0

Uma das hipóteses deste trabalho foi que os valores obtidos das propriedades analisadas entre uma energia de tráfego e outra energia superior eram similares, ou seja, pequenas diferenças nas energias de compactação produziriam ao final misturas asfálticas com propriedades semelhantes.

As análises estatísticas foram todas realizadas com auxílio do sistema SPSS 23 da IBM e, para analisar as hipóteses desta pesquisa, optou-se por análises não paramétricas, através do teste U de Mann-Whitney e do teste Kolmogorov-Smirnov (teste KS ou K-S). Em ambos os testes, a estatística considera que, no caso da hipótese nula (H_0), as distribuições dos valores comparados são similares. No caso da hipótese alternativa (H_1), portanto, considera-se que as distribuições dos valores comparados não são similares.

Neste estudo, o nível de significância (sig ou α) adotado para análise da H_0 foi de 5%, ou seja, se caso o valor de sig ou α fosse maior do que 0,05, a hipótese nula era retida, agora se caso o valor de sig ou α fosse menor do que 0,05, a hipótese nula era rejeitada. A consideração feita foi que se caso a hipótese nula fosse retida, os valores testados das propriedades referentes a uma energia de tráfego em comparação com os valores de outra energia de tráfego superior são similares em sua distribuição, podendo-se, assim, encontrar valores isolados de uma propriedade volumétrica ou mecânica iguais ao comparar os projetos das misturas asfálticas para duas energias de tráfego diferentes.

O teste *U* de *Mann-Whitney* é um teste não paramétrico aplicado para duas amostras independentes. Ele pode ser também chamado de Teste de *Mann-Whitney* ou Teste de *Wilcoxon-Mann-Whitney* ou Teste de soma dos postos de *Wilcoxon*. Segundo Paulino *et al.* (2011), este teste é a versão da rotina de teste não-paramétrico de *t* de *Student*. O teste de *Mann-Whitney* é adotado para testar a heterogeneidade de duas amostras ordinais, de modo que, (a) as observações a partir dos dois grupos são independentes; (b) as observações são variáveis ordinais e contínuas; (c) sob a hipótese nula, a distribuição a partir dos dois grupos é a mesma; e (d) sob a hipótese alternativa, os valores das amostras tendem a exceder os dos outros.

O cálculo estatístico do U é atribuído a cada um dos valores das duas amostras para construir o ranking. Os valores de U_1 e U_2 podem ser calculados conforme as equações 53 e 54. A estatística é definida como o mínimo de U_1 e U_2 .

$$U_1 = n_1 \times n_2 + \frac{n_1 \times (n_1 + 1)}{2} - R_1 \quad (53)$$

$$U_2 = n_1 \times n_2 + \frac{n_2 \times (n_2 + 1)}{2} - R_2 \quad (54)$$

Em que:

n_1 e n_2 são os respectivos tamanhos de cada amostra,

R_1 e R_2 é a soma das fileiras das observações das amostras 1 e 2, respectivamente.

O Teste Kolmogorov-Smirnov é um teste não-paramétrico sobre a igualdade de distribuições de probabilidade contínuas e unidimensionais que pode ser usado para comparar uma amostra com uma distribuição de probabilidade de referência (uniamostrai) ou duas amostras uma com a outra (biamostrai). Este teste é conhecido também por Teste KS ou Teste K-S. De acordo com *Corder e Foreman* (2011), a estatística de Kolmogorov-Smirnov mede a distância entre a função distribuição empírica da amostra e a função distribuição acumulada da distribuição de referência ou entre as funções distribuição empírica de duas amostras. A distribuição nula desta estatística é calculada sob a hipótese nula de que a amostra é retirada da distribuição de referência (no caso uniamostrai) ou de que as amostras são retiradas da mesma distribuição (no caso biamostrai). Em cada caso, as distribuições consideradas sob a hipótese nula são distribuições contínuas, mas não restritas. O teste K-S biamostrai é um dos métodos não paramétricos mais úteis e difundidos para a comparação de duas amostras, já que é sensível a diferenças tanto no local, como na forma das funções distribuição acumulada empírica das duas amostras.

Nesta pesquisa, em que comparou-se as amostras duas a duas, o Teste K-S biamostrai foi utilizado. A Figura 6.1 ilustra o Teste K-S biamostrai.

Figura 6.1: Ilustração do Teste K-S biamostrado (fonte: wikipedia)

Assim como no Teste de Mann-Whitney, o nível de significância (α) adotado para análise da H_0 foi de 5%, ou seja, se caso o valor de α fosse maior do que 0,05, a hipótese nula era retida, já se o valor de α fosse menor do que 0,05, a hipótese nula era rejeitada. A consideração feita foi que se caso a hipótese nula fosse retida, os valores testados referentes a uma energia de compactação em comparação com os valores de outra energia de compactação superior são retirados de uma mesma distribuição.

6.2 – RESULTADOS ENCONTRADOS

A seleção dos valores das propriedades volumétricas e mecânicas deu-se a partir do CPs compactados em $V_v = 4\%$, sendo, para cada energia de compactação do CGS, N1 a N7, moldados 3 CPs direcionados para os ensaios de RT por compressão diametral estática e 8 CPs direcionados para os ensaios de compressão diametral dinâmica (fadiga). Logo, um total de 11 CPs tiveram suas propriedades volumétricas e mecânicas comparadas entre diferentes energias de tráfego de projeto, duas a duas.

As Tabelas 6.2 a 6.13 apresentam os resultados das análises estatísticas realizadas e as decisões sobre reter ou rejeitar as hipóteses nulas. As Tabelas pares (6.2, 6.4, 6.6, 6.8, 6.10 e 6.12) trazem os resultados da estatística Teste U de Mann-Whitney e as ímpares (6.3, 6.5, 6.7, 6.9, 6.11 e 6.13), da estatística Teste de Kolmogorov-Smirnov. As análises seguiram a ordem G_{mb} , VAM, RBV, DP, RT e MR, sendo que cada parâmetro foi analisado seguidamente nas duas estatísticas propostas.

Tabela 6.2: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (G_{mb}).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,365	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,013	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,088	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,101	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,002	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,949	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,151	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,007	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,016	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,088	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,005	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,008	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,401	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,652	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,797	Reter a hipótese nula

Tabela 6.3: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (G_{mb}).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,206	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,808	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do G_{mb} é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,993	Reter a hipótese nula

Tabela 6.4: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (VAM).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,193	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,034	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,019	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,797	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,003	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,015	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,038	Rejeitar a hipótese nula

Tabela 6.5: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (VAM).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,006	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,073	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,085	Reter a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,006	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do VAM é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,240	Reter a hipótese nula

Tabela 6.6: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (RBV).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,606	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,478	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,438	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,430	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,017	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,243	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,898	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,890	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,066	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,133	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,225	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,011	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,746	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,225	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,041	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,001	Rejeitar a hipótese nula

Tabela 6.7: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (RBV).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,808	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,808	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,808	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,415	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,035	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,990	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,111	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,233	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,035	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,973	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,415	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,005	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,112	Reter a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do RBV é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,017	Rejeitar a hipótese nula

Tabela 6.8: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (DP).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,270	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,019	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,016	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,797	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,007	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,015	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,031	Rejeitar a hipótese nula

Tabela 6.9: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (DP).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,006	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,079	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,119	Reter a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do DP é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,112	Reter a hipótese nula

Tabela 6.10: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (RT).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,700	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,200	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,200	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,400	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,400	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,700	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N5	1,000	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,200	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N4 e N5	1,000	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,200	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,700	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,400	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,100	Reter a hipótese nula

Tabela 6.11: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (RT).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,996	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,996	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,996	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,100	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,518	Reter a hipótese nula
A distribuição do RT é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,100	Reter a hipótese nula

Tabela 6.12: Teste U de Mann-Whitney de amostras independentes (MR).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,562	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,478	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,065	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,019	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,028	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,010	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,101	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,002	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,002	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,001	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,000	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,028	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,056	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,004	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,401	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,797	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,270	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,847	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,797	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,606	Reter a hipótese nula

Tabela 6.13: Teste Kolmogorov-Smirnov de amostras independentes (MR).

Hipótese Nula	Sig	Decisão
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N2	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N3	0,206	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N4	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N5	0,206	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N6	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N1 e N7	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N3	0,206	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N4	0,006	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N5	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N6	0,023	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N2 e N7	0,006	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N4	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N5	0,076	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N6	0,206	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N3 e N7	0,006	Rejeitar a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N4 e N5	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N4 e N6	0,808	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N4 e N7	0,461	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N5 e N6	0,993	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N5 e N7	0,808	Reter a hipótese nula
A distribuição do MR é a mesma entre as categorias N6 e N7	0,461	Reter a hipótese nula

As análises a seguir deram-se nos casos em que as decisões da estatística foram de rejeitar a hipótese nula dos parâmetros comparados. Com isso, verificou-se os resultados que não foram similares ao analisar as energias de tráfego de projeto escolhidas.

Ao comparar os valores de resistência à tração (RT) entre duas energias de tráfego diferentes, em todas as combinações possíveis, a decisão das estatísticas Teste U de Mann-Whitney (U) e Teste Kolmogorov-Smirnov (KS) foi a de reter a hipótese nula. Logo, considerou-se que os resultados dos ensaios de resistência à tração foram similares em todas as energias de tráfego comparadas, com leve tendência de crescimento dos valores com o aumento da energia de tráfego. Atribue-se esse resultado ao fato de que para este ensaio apenas três corpos de prova compuseram a amostra de cada energia. Talvez, se a comparação entre os pares de amostras fosse com mais de dez corpos de prova por amostra, algumas não similaridades pudessem ser verificadas.

Os valores de Módulo de Resiliência (MR) analisados nas estatísticas Teste U de Mann-Whitney (U) e Teste Kolmogorov-Smirnov (KS) obtiveram decisão de rejeitar a hipótese nula, ou seja, apresentaram distribuição de valores não similares entre as seguintes energias de tráfego, conforme Tabela 6.14.

Tabela 6.14: Rejeição da hipótese nula na estatística do módulo de resiliência.

Teste U (MR)		Teste KS (MR)	
Energias		Energias	
N1	N5	N1	N7
	N6	N2	N4
	N7		N5
N2	N4		N6
	N5		N7
	N6	N3	N7
	N7		
N3	N4		
	N5		
	N7		

Ao comparar os valores médios de MR, estes tenderam a aumentar com o aumento da energia de tráfego. Ao analisar os Testes U e KS, viu-se que a hipótese nula foi rejeitada em alguns casos, principalmente ao se comparar níveis baixos (N3 abaixo) com os altos (N4 acima). No caso, para valores do nível N4 de energia de tráfego acima, a hipótese nula foi retida em todas as combinações analisadas, bem como em quaisquer energias de tráfego contíguas. Notou-se também que os valores da estatística do Teste U rejeitaram mais hipóteses nulas do que os do teste KS.

Os valores de densidade aparente (G_{mb}) analisados nas estatísticas Teste U de Mann-Whitney (U) e Teste Kolmogorov-Smirnov (KS) obtiveram decisão de rejeitar a hipótese nula, ou seja, apresentaram distribuição de valores não similares entre as seguintes energias de tráfego, conforme Tabela 6.15.

Tabela 6.15: Rejeição da hipótese nula na estatística da densidade aparente (G_{mb}).

Teste U (G_{mb})		Teste KS (G_{mb})	
Energias		Energias	
N1	N3	N1	N3
	N4		N4
	N5		N5
	N6		N6
	N7		N7
N2	N5	N2	N5
	N6		N6
	N7		N7
N3	N6	N4	N6
	N7		
N4	N6		
	N7		

De um modo geral, os valores médios de G_{mb} tenderam a aumentar com o aumento da energia de compactação do CGS. Ao analisar a tabela acima, nota-se que a hipótese nula foi rejeitada em várias situações, ou seja, há não similaridade entre vários dos resultados comparados, principalmente, quando da comparação entre as energias baixas e as altas. Entre as energias acima da energia de tráfego N5 a hipótese nula foi retida, ou seja, a distribuição dos valores encontrados são similares, bem como também em algumas energias de tráfego contíguas. O teste KS reteve um pouco mais das hipóteses nulas quando comparado com o Teste U.

Quanto às propriedades volumétricas, notou-se que a hipótese nula foi rejeitada em quase todas as comparações realizadas entre pares das energias de tráfego, ou seja, de fato a variação da energia de compactação modificou os valores destas propriedades que, em todos os casos tenderam a diminuir com o aumento da energia de tráfego.

Os valores de vazios no agregado mineral (VAM) analisados nas estatísticas Teste U de Mann-Whitney (U) e Teste Kolmogorov-Smirnov (KS) obtiveram decisão de rejeitar a

hipótese nula, ou seja, apresentaram distribuição de valores não similares entre as seguintes energias de tráfego, conforme Tabela 6.16.

Tabela 6.16: Rejeição da hipótese nula na estatística do VAM.

Teste U (VAM)		Teste KS (VAM)	
Energias		Energias	
N1	N3	N1	N3
	N4		N4
	N5		N5
	N6		N6
	N7		N7
N2	N3	N2	N5
	N4		N6
	N5		N7
	N6	N3	N6
	N7		N7
N3	N5	N4	N6
	N6		N7
	N7	N5	N6
N4	N5		N7
	N6		
	N7		
N5	N6		
	N7		
N6	N7		

Observa-se que quase em todas as comparações dos valores de VAM encontrados nas diversas energias de tráfego, as hipóteses nulas foram rejeitadas, ou seja, os valores não são similares em suas distribuições, de fato, os valores de VAM decrescem com o aumento da energia de tráfego. Poucas exceções, em energias contiguas, a hipótese nula foi retida, como entre N1 e N2 e entre N3 e N4 (Teste U). O Teste KS reteve um pouco mais de hipóteses nulas, ou seja, considerou mais distribuição de valores como sendo similares.

Os valores de relação betume-vazios (RBV) analisados nas estatísticas Teste U de Mann-Whitney (U) e Teste Kolmogorov-Smirnov (KS) obtiveram decisão de rejeitar a hipótese nula, ou seja, apresentaram distribuição de valores não similares entre as seguintes energias de tráfego, conforme Tabela 6.17.

Tabela 6.17: Rejeição da hipótese nula na estatística do RBV.

Teste U (RBV)		Teste KS (RBV)	
Energias		Energias	
N1	N6	N1	N6
	N7		N7
N2	N7	N2	N7
N3	N6	N3	N6
	N7		N7
N4	N7	N4	N7
N5	N6	N5	N7
	N7	N6	N7
N6	N7		

Nota-se que as hipóteses nulas foram rejeitadas somente entre os pares de energia de tráfego que foram comparados com as energias N6 e N7, ou somente com a energia N7, em alguns casos. Na média, os valores de RBV tenderam a diminuir com o aumento da energia de tráfego. Contudo, os valores encontrados para as energias de tráfego baixas e intermediárias foram considerados similares em suas distribuições.

Os valores de teor de filler (TF) analisados nas estatísticas Teste U de Mann-Whitney (U) e Teste Kolmogorov-Smirnov (KS) obtiveram decisão de rejeitar a hipótese nula, ou seja, apresentaram distribuição de valores não similares entre as seguintes energias de tráfego, conforme Tabela 6.18.

Pode-se constatar que em quase todas as comparações as hipóteses nulas foram rejeitadas, ou seja, os valores de TF diminuem de fato com o aumento da energia de tráfego. Nota-se apenas em algumas energias contíguas a retenção da hipótese nula, de modo que a distribuição dos valores seria considerada similar. Como em todos os outros casos analisados, o Teste KS reteve mais hipótese nulas do que o Teste U, ou seja, considerou mais distribuição dos valores como similares, refletindo menor impacto da energia de tráfego nestas propriedades.

Tabela 6.18: Rejeição da hipótese nula na estatística do TF.

Teste U (TF)		Teste KS (TF)	
Energias		Energias	
N1	N3	N1	N3
	N4		N4
	N5		N5
	N6		N6
	N7		N7
N2	N3	N2	N5
	N4		N6
	N5		N7
	N6	N3	N6
	N7		N7
N3	N5	N4	N6
	N6		N7
	N7	N5	N6
N4	N5		N7
	N6		
	N7		
N5	N6		
	N7		
N6	N7		

6.3 – CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO

O Teste KS mostrou-se mais restritivo do que o Teste U, de modo que um maior número de comparações entre os pares de energias de tráfego tiveram hipóteses nulas retidas, ou seja, ensaios realizados em misturas asfálticas preparadas com diferentes energias de tráfego têm valores similares.

As propriedades volumétricas alteraram-se mais com a variação da energia de tráfego do que as propriedades mecânicas. As propriedades volumétricas (VAM, RBV e TF) diminuíram com o aumento da energia de tráfego, conforme era esperado, sendo o VAM e o TF os mais afetados pelo aumento da energia de tráfego de projeto. O RBV apresentou valores similares entre as energias intermediárias, porém não similares entre baixas e altas energias de tráfego, com viés de baixa nos valores de RBV com o aumento da energia de tráfego.

As propriedades mecânicas apresentaram tendência de aumento de valores com o aumento da energia de tráfego, porém, em algumas energias contíguas, os valores encontrados de MR foram considerados similares, sendo que as não similaridades apareceram quando da análise entre energias dois ou três níveis diferentes. Os valores de RT mostraram-se estatisticamente similares entre todas as energias de tráfego, porém com viés de aumento de RT com o aumento da energia de tráfego. Os valores de G_{mb} foram similares apenas ao comparar as altas energias de tráfego entre si, e, no geral, os valores aumentaram com o aumento da energia de tráfego.

7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo deste trabalho, proposição de uma tabela com uma faixa de valores de número de giros de compactação de misturas asfálticas para diferentes níveis de energia de tráfego, adaptada da tabela do Superpave e corrigida segundo critérios de análise de danos equivalentes em estruturas projetadas com espessuras de revestimento inferiores às espessuras de referência consideradas nos métodos de dosagem, considerando-se, também, que são submetidas a sobrecarga por eixo e maior pressão de enchimento de pneus, foi alcançado.

Essa tabela foi desenvolvida para duas condições, que permitiram a sugestão de dois valores de número de giros do compactador, um mínimo e um máximo, para cada nível de tráfego proposto na tabela Superpave, sendo o valor mínimo de número de giros do compactador determinado para revestimento asfáltico com 5 cm de espessura, no caso do Pavimento A, flexível, e com 10 cm, no caso do Pavimento B, semirrígido, e o valor máximo do número de giros sendo determinado para as duas condições de espessura do revestimento, sob sobrecarga por eixo de 50% e aumento de 50% na pressão de enchimento de pneus (condição de referência: carga por eixo de 80 kN e pressão dos pneus de 80 psi).

Os resultados encontrados confirmaram a hipótese considerada neste estudo que foi que os revestimentos asfálticos adotados no Brasil, cujas espessuras convencionais são de 5 cm e 7,5 cm, são muito esbeltos para suas misturas asfálticas serem projetadas com a mesma energia de compactação usada pelos métodos que projetam misturas asfálticas para serem aplicadas em revestimentos de espessuras de 15 cm ou 20 cm, pois, com o mesmo nível de tráfego, os esforços estruturais são muito maiores nas menores espessuras e estes acabam sendo desconsiderados na energia de compactação proposta nas tabelas do Superpave.

Os valores de número de giros sugeridos neste estudo, para as condições avaliadas, aumentaram de 20% a 50% (Pavimento A) e de 4% a 30% (Pavimento B), em relação aos número de giros propostos pelo Superpave. Observou-se que os resultados mínimos e máximos foram aumentando na medida em que a energia de tráfego de projeto aumentou, corroborando para a afirmativa de que os impactos das sobrecargas nos revestimentos asfálticos, sejam por estes terem espessuras reduzidas ou por excesso de carga por eixo ou

maior pressão de enchimento de pneus, são mais negativos quando do projeto de misturas asfálticas para níveis de tráfego mais elevados.

Neste estudo, o aumento sugerido no número de giros do compactador convergiu com o proposto por Watson *et al.* (2005) que disseram que, para situações de tráfego elevado, é recomendável aumentar o número de giros do compactador giratório, para produzir misturas asfálticas que tenham melhor comportamento no processo de densificação.

O projeto de misturas asfálticas para níveis de tráfego crescentes, representado pelo aumento no número de giros do compactador giratório, serviu para avaliar outra hipótese deste estudo e constatou-se, em termos de valores médios, que:

- o teor projetado de ligante asfáltico na mistura diminuiu, alcançando valores relativamente baixos nos dois maiores níveis de tráfego propostos no Superpave;
- a densidade aparente aumentou, alcançando os maiores valores nos dois níveis de tráfego mais altos, tendendo a uma estabilidade;
- as propriedades volumétricas (VAM, RBV, TF) diminuíram de valor, mas em todos os níveis de tráfego analisados os requisitos do método Superpave foram atendidos;
- os valores de MR e de RT aumentaram, mas a razão entre MR/RT ficou mantida constante em todos os níveis de tráfego analisados; e
- as curvas de fadiga tenderam a subir muito pouco nas energias baixas e a aproximarem-se a partir das energias intermediárias de compactação.

Estes resultados estão de acordo com as informações vistas em Aguiar-Moya *et al.* (2007) e em Watson *et al.* (2008) que diziam que altas energias de compactação produziram misturas com baixos teores de asfalto que podem ser boas para análises quanto à deformação permanente, porém ruins quanto ao comportamento de fadiga. Estes autores, inclusive, sugeriram redução no número de giros do compactador giratório para diminuir os problemas de surgimento de trincas por fadiga.

O Teste KS mostrou-se mais restritivo do que o Teste U, de modo que um maior número de comparações entre os pares de energias de tráfego tiveram hipóteses nulas retidas,

ou seja, ensaios realizados em misturas asfálticas preparadas com diferentes energias de tráfego têm valores similares.

Na análise estatística dos valores dos ensaios de RT, para os dois testes não paramétricos (U e KS), a H_0 foi retida em todas as análises, ou seja, estatisticamente, as distribuições dos valores de RT de misturas asfálticas projetadas em qualquer nível de tráfego foram similares.

Já a análise dos valores de MR mostrou que a H_0 foi rejeitada em alguns casos, ou seja, a distribuição dos valores de MR passou a ser não similar estatisticamente, independentemente do teste, quando comparou-se os níveis (N1, N2 e N3) de tráfego com os níveis (N4, N5, N6 e N7), entretanto, na comparação entre os valores de cada um desses grupos, a H_0 foi retida, ou seja, os valores foram similares. Na análise estatística da distribuição dos valores de G_{mb} , a H_0 foi rejeitada na comparação dos níveis de tráfego (N1, N2, N3 e N4) com os níveis (N5, N6 e N7), sendo rejeitada inclusive entre N1 x N3 e N1 x N4, em ambos os testes.

Ao se analisar as propriedades volumétricas, notou-se que estas sofrem ainda mais influência da energia do tráfego de projeto do que as propriedades mecânicas analisadas anteriormente. Em quase todos os casos, a H_0 foi rejeitada, permitindo-se inferir que a distribuição dos valores não foram similares, quando os diferentes níveis de tráfego foram comparados. De fato, esperava-se este comportamento, pois na medida em que aumenta-se a energia de tráfego, os parâmetros aceitáveis são corrigidos no manual Superpave.

A análise estatística mostrou que as distribuições dos valores comparados de VAM e de TF, nos dois testes, não foram similares, de modo que praticamente todas as hipóteses nulas testadas foram rejeitadas, exceto em poucos casos entre baixas energias contíguas. A distribuição dos valores de RBV variou menos nas comparações, de modo que as H_0 foram retidas mais vezes. As rejeições de H_0 ocorreram entre as energias de tráfego N6 e N7 e entre essas e quase todas as demais energias.

A análise da variação da temperatura na realização dos ensaios de MR e de RT confirmou que o aumento da temperatura de realização dos ensaios (10°C, 25°C e 40°C) fez

com que os valores de MR e de RT diminuíssem consideravelmente, mas com a razão MR/RT permanecendo praticamente constante.

Para compor os valores médios de todas essas propriedades analisadas, corpos de prova compactados em dias diferentes e em quantidades diferentes foram usados e, mesmo assim, a dispersão dos resultados foi pequena, mostrando que o compactador giratório permite a produção de corpos de prova com boa reprodutibilidade dos dados gerados, destacando-se que o controle tecnológico das temperaturas foi rigoroso.

A avaliação da vida de fadiga das misturas asfálticas foi realizada, inicialmente comparando-se o percentual de vida de fadiga em relação à vida de projeto, $N_f = f(\%N_p)$, para cada energia de tráfego de projeto analisada. Notou-se que apesar de a vida de fadiga ter um pequeno aumento com o aumento da energia de tráfego, seu desempenho em relação a vida de projeto diminuiu muito com o aumento da energia de tráfego. Nota-se que os mais altos teores de ligante asfáltico foram projetados para as misturas dos mais baixos níveis de tráfego de projeto.

Verificou-se que os mais altos teores de ligante asfáltico foram projetados para as misturas dos mais baixos níveis de tráfego de projeto. O estudo de Habib *et al* (1998) sugeriu projetar revestimento para rodovias de baixo tráfego com número menor de giros do compactador para que o teor de asfalto de projeto seja percentualmente maior, com isso consiga-se um melhor desempenho quanto a vida de fadiga.

Os Pavimentos A (flexíveis) com 15 cm de espessura suportariam no máximo ESAL de 2×10^7 , enquanto que os Pavimentos B (semirrígidos), com 10 cm ou 15 cm, suportariam ESAL em torno de 2×10^8 . Revestimentos esbeltos, com espessura inferior a 10 cm, aplicados em pavimentos flexíveis, passam quanto à fadiga apenas em baixos níveis de tráfego de projeto ($< 2 \times 10^6$). Em caso desse revestimento esbelto (5 cm) ser aplicado em pavimento semirrígido, receberá baixos esforços horizontais de tração, que foram transferidos para a base, podendo, em alguns casos, trabalhar apenas à compressão.

Esses resultados contrariaram os resultados de Aguiar-Moya *et al.* (2007) e Watson *et al.* (2008) que sugeriam reduzir o número de giros do CGS para melhorar a vida de fadiga. Aqui, neste estudo, percebeu-se que há quase nenhuma variação de vida de fadiga dos

revestimentos asfálticos compactados para diversos níveis de tráfego, mais ainda, a vida de fadiga apresentou um leve crescimento com o aumento da energia de compactação.

No entanto, a sobrecarga por eixo e a maior pressão de enchimento dos pneus reduzem em cerca de 5 vezes a vida de fadiga para qualquer espessura de revestimento. Ao incluir-se a redução da espessura do revestimento asfáltico, a vida de fadiga pode ser reduzida em até 60 vezes. Como tem ocorrido no Brasil, um pavimento que deveria ter um revestimento asfáltico de 15 cm de espessura, quando executado com 5 cm e submetido a excessos de carregamento, tem sua vida de fadiga reduzida dezenas de vezes.

Para melhorar o desempenho de misturas asfálticas projetadas usando-se o compactador giratório, valores de número de giros ajustados para cada nível de tráfego considerado no método Superpave foram propostos, segundo a realidade operacional brasileira (estrutura de pavimentos, espessura do revestimento, carregamento por eixo e pressão de enchimento dos pneus). Verificou-se, para as condições avaliadas, aumento no número de giros da ordem de 20% a 50% (Pavimento A) e de 4% a 30% (Pavimento B), em relação ao número de giros propostos pelo Superpave.

Pode-se avaliar que a tabela de número de giros sugerida nesta pesquisa informou valores maiores de giros do compactador para projetar misturas asfálticas na realidade brasileira, que ao comparar com os números de giros sugeridos pelo Superpave, nota-se que o número de giros sugerido corresponde aos giros de 2 ou 3 níveis de energia de tráfego acima. Observa-se, com isso, uma congruência nos dados, que ao cruzar as informações com as análises estatísticas realizadas no próximo capítulo, onde aferiu-se que as propriedades mecânicas das misturas asfálticas, normalmente, perdem similaridade entre 2 ou 3 níveis de energia de tráfego acima do considerado.

Sobre os materiais usados nesta pesquisa, tanto o basalto quanto o ligante asfáltico utilizados apresentaram boas características, favorecendo estudar os comportamentos volumétricos e mecânicos das misturas asfálticas geradas a partir destes, quando compactadas variando-se as energias de compactação no compactador giratório, segundo os níveis de tráfego propostos no Superpave.

O ligante foi caracterizado segundo o método Superpave e foi classificado como um PG 64-22, com propriedades reológicas adequadas para atender ao projeto das misturas asfálticas em todas as condições analisadas de tráfego e de clima, sem comprometer o desempenho do pavimento quanto ao surgimento de trincas por fadiga. O ligante asfáltico apresentou propriedades físicas e mecânicas em conformidade com os parâmetros que o caracterizam, tanto em alta quanto em baixa temperaturas.

O agregado foi caracterizado segundo suas características físicas e propriedades de consenso do Superpave, tendo atendido a todos os critérios especificados no Superpave, com boa resistência para suportar as cargas de tráfego analisadas quanto à deformação permanente.

O agregado apresentou baixo índice de abrasão Los Angeles, mostrando-se resistente, durável e adequado aos serviços de pavimentação. Apresentou, também, baixo teor de argila, sendo, portanto, favorável quanto ao não descolamento. Por fim, o índice de partículas planas e alongadas ficou dentro do estabelecido, reduzindo a possibilidade de quebra de partículas durante a compactação que favoreceriam o surgimento de afundamentos precoces, estando em acordo com o visto em Vavrik *et al* (1999) que recomenda limites para o percentual de PPA a fim de reduzir o risco de deformação permanente precoce da estrutura.

A curva granulométrica foi selecionada entre três misturas de agregados testadas, respeitando-se as diretrizes de pontos de controle e de zona de restrição. Um nível de tráfego intermediário foi escolhido para definição do número de giros do CGS usados para moldar os CPs das três misturas tentativas. Com a análise dos parâmetros volumétricos dessas misturas, o melhor esqueleto de agregados foi escolhido, com diâmetro máximo nominal de 19 mm. A partir desta estrutura, todas as demais misturas asfálticas foram projetadas, para todos os níveis de tráfego analisados nesta pesquisa.

A compactação dos CPs ocorreu usando-se um compactador giratório Superpave IPC Global Servopac, que apresentou-se muito simples de operar e confiável em termos de reprodutibilidade das amostras. Sobre o uso de compactador giratório, há acordo com Butcher (1998) que dizia que o compactador Servopac é confiável, prático, versátil e simples de operar.

Os projetos dos teores de ligante em todos os níveis de tráfego mostraram que, em energias de tráfego contíguas, o valor de teor de ligante é bem próximo, podendo ser considerado igual, dentro de uma margem de 0,2%. Quando em baixas energias de compactação (N1, N2 e N3), a diferença no teor de ligante começa a aparecer 3 níveis de energia acima, enquanto que em alta energia de compactação (N5), em 1 nível de energia acima pôde-se conferir diferença no teor de ligante.

As propriedades de compactação, $\%G_{mm}@N_{ini}$ e $\%G_{mm}@N_{máx}$, foram plenamente atendidas em todas as misturas asfálticas projetadas para todas as energias de tráfego simuladas, segundo especificações Superpave. Os parâmetros volumétricos testados, VAM, RBV e TF, também, atenderam aos requisitos propostos no Superpave em todos os níveis de tráfego testados.

Na avaliação da sensibilidade à água das misturas asfálticas concluiu-se que o aumento na energia de compactação fez aumentar os valores de G_{mb} e de RT, conforme era esperado. Pequenas variações de G_{mb} estão inversamente ligadas a variações de volume de vazios no CP compactado, de modo que o aumento no V_v provoca queda no valor de G_{mb} .

Os valores de RT de CPs que foram submetidos a ciclos de condicionamento térmico não alteraram consideravelmente quando comparados com os CPs de controle. Mas, houve uma tendência de queda nos valores da relação RRT em maiores energias de compactação (N5, N6 e N7).

Como sugestão para trabalhos complementares aos estudos desenvolvidos nesta pesquisa, têm-se:

- executar trechos experimentais com revestimentos asfálticos dosados com os valores sugeridos na tabela de número de giros de compactação proposta neste trabalho, em diferentes níveis de tráfego, com avaliação de propriedades volumétricas e mecânicas e, principalmente, do desempenho (trincas por fadiga e deformação permanente);
- avaliar misturas asfálticas compostas com outros tipos de agregados e de ligantes asfálticos quando compactadas em diferentes energias (número de giros do CGS);
- analisar outras estruturas de pavimentos quanto às respostas estruturais para verificação da energia de compactação, para diversos níveis de tráfego;

- definir um teor de asfalto para o menor nível de tráfego proposto, fixar este valor, e variar a energia de compactação até o nível máximo de tráfego proposto no Superpave, e, assim, analisar as propriedades volumétricas e mecânicas das misturas asfálticas produzidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO Designation: T 84-00. *Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate*. 2004.
- AASHTO Designation: T 85-88. *Standard Method of Tests for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregates*. 1990.
- AASHTO M 323-04 - *Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design*. 2004.
- AASHTO R 35-04 - *Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Hot-Mix Asphalt (HMA)*. 2004.
- AASHTO T 304. *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*. 2000.
- AASHTO T 166. *Bulk Specific Gravity of Compacted Asphalt Mixtures Using Saturated Surface Dry Specimens*. ND T 166, 2015.
- AASHTO T 209. *Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Hot Mix Asphalt*. ND T 209, 2015.
- AASHTO T 283. *Resistance of Compacted Asphalt Mixture to Moisture-Induced Damage*.
- AASHTO TP 31. *Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension*. 1996.
- AASHTO TP 33. *Test Method for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, & Grading). Method A*. 1996.
- ABNT. NBR 6576. *Materiais Asfálticos – Determinação da Penetração*. 2007

ABNT. NBR 6560. **Ligantes Asfálticos – Determinação do Ponto de Amolecimento – Método do Anel e Bola.** 2016

ABNT. NBR 12052. **Solo ou Agregado Miúdo – Determinação do Equivalente de Areia.** 1992.

AGUIAR-MOYA, José P.; PROZZI, Jorge A. & TAHMORESSI, Maghsoud. ***Optimum Number of Superpave Gyration Based on Project Requirements.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2001, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2007, pp. 84-92.

AL-KHATEEB, Ghazi; PAUGH, Chuck; STUART, Kevin; HARMAN, Thomas; & D'ANGELO, John. ***Target and Tolerance Study for Angle of Gyration Used in Superpave Giratory Compactor.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No.1789, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2002, pp. 208-215. Paper no. 02-3891.

ANDERSON, R. Michael; CHRISTENSEN, Donald W.; & BONAQUIST, Ramon. ***Estimating the Rutting Potential of Asphalt Mixtures using Superpave Gyration Compaction Properties and Indirect Tensile Strenght.*** *Association of Asphalt Paving Technologists*, Boston, MA, 2007.

ANDERSON, R. Michael; HALL, Kevin D.; & HUNER, Michael. ***Mechanical Mixture Simulation Devices for Determining and Calibrating Internal Angle of Gyration in Superpave Giratory Compactor.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No.1970, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2006, pp. 99-105.

ARAGÃO, Francisco Thiago Sacramento; LUTIF, Jamilla Emi Sudo; KIM, Yong-Rak & SOARES, Jorge Barbosa. ***Avaliação da Zona de Restrição Como Critério Limitador em Misturas Asfálticas Utilizadas em Vias de Baixo Volume de Tráfego.*** XXI ANPET. Rio de Janeiro, 2007.

ASPHALT INSTITUTE. *Mix Design Methods for Asphalt Concrete and Other Hot-Mix Types*. Manual Series No. 2 (MS-2). Sixth Edition, 2011.

ASPHALT INSTITUTE. *Superpave Mix design. SP-2*. Third Edition, 2001.

ASTM Designation: C 127 – 07. *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*. 2007.

ASTM Designation: C 128 – 97. *Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate*. 1997.

ASTM D692 / D692M-15. *Standard Specification for Coarse Aggregate for Bituminous Paving Mixtures*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.

ASTM C1252-17. *Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)*. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.

ASTM D 2419. *Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010.

ASTM D 4791. *Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.

ASTM D 5821-13. *Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.

ASTM D 4123-82. *Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995.

BALBO, José Tadeu. *Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projetos e Restauração*. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

- BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira & SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.
- BROWN, E. R. & MALLICK, Rajib B. *An Initial Evaluation of N_{design} Superpave Gyratory Compactor*. Association of Asphalt Paving Technologists, Boston, MA, 1998.
- BUENO, Benedito de Souza & VILAR, Orêncio Monje. **Mecânica dos Solos – Volume 1**. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, SP, 1999.
- BUTCHER, Mike. *Determining Gyratory Compaction Characteristics Using Servopac Gyratory Compactor*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1630, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 1998, pp. 89-97.
- BUTTON, Joe W.; CHOWDHURY, Arif & BHASIN, Amit. *Transitioning from Texas Gyratory Compactor to Superpave Gyratory Compactor*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1970, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2006, pp. 106-115.
- CERATTI, Jorge A. P. & REIS, Rafael M. M. de. **Manual de Dosagem de Concreto Asfáltico**. São Paulo: Oficina de Textos; Rio de Janeiro: Instituto Pavimentar, 2011.
- CNT – Confederação Nacional do Transporte. **Transporte Rodoviário: Por Que os Pavimentos das Rodovias do Brasil não Duram?** Brasília: CNT, 2017.
- CORDER, Gregory W. & FOREMAN, Dale I. *Nonparametric Statistics for Non-Statisticians: A Step-by-Step Approach*. John Wiley & Sons, 2011.
- DER/SP IP-DE-P00/001. Instrução de Projeto. **Projeto de Pavimentação**. 2006.

DNIT 135/2010 – ME. Revisão da Norma DNER-ME 133/94. **Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio.** 2010.

DNIT. Revisão da Norma DNER – ME 138-94. **Pavimentos Flexíveis – Misturas Betuminosas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral – Método de Ensaio.** 2010.

DOT. *Test Method N° 621, Determining the Percentage of Crushed Fragments in Gravel. Pennsylvania.* (ANO)

FAHEEM, Ahmed F.; BAHIA, Hussain U. & AJIDEH, Hossein. *Estimating Results of a Proposed Simple Performance Test for Hot-Mix Asphalt from Superpave Giratory Compactor Results. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1929, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2005, pp. 104-113.*

FERNANDES JR., José Leomar. **Investigação dos Defeitos das Solicitações do Tráfego Sobre o Desempenho de Pavimentos.** Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Transportes, 1994.

FERNANDES JR., José Leomar; ODA, Sandra & ZERBINI, Luiz Francisco. **Defeitos e Atividades de Manutenção e Reabilitação em Pavimentos Asfálticos.** Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Transportes, 1999.

GOUVEIA, Lilian Taís de. **Contribuições ao Estudo de Influência de Propriedades de Agregados no Comportamento de Misturas Asfálticas Densas.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. 2006.

HABIB, Affan; HOSSAIN, Mustaque; KALDATE, Rajesh & FAGER, Glenn A. *Comparision of Superpave and Marshall Mixtures for Low-Volume Roads and Shoulders. Transportation Research Record: Journal of the Transportation*

Research Board, No.1609, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 1998, pp. 44-50.

HALL, Kevin D.; & EASLEY, Tamara. ***Establishment of the Precision of a Rapid-Angle Measurement Device for Superpave Gyratory Compactors.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1929, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2005, pp. 97-103.*

HALL, Kevin D.; & EASLEY, Tamara. ***Establishment of Precision of Dynamic Angle Validation Kit with Hot-Mix Simulator for Superpave Gyratory Compactors.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1970, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2006, pp. 92-96.*

HAND, Adam J. & EPPS, Amy L. ***Impact of Gradation Relative to Superpave Restricted Zone on Hot-Mix Asphalt Performance.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1767, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2001, pp. 158-166.*

HARMAN, Thomas; BUKOWSKI, John R.; MOUTIER, Francis; HUBER, Gerald; & McGENNIS, Robert. ***History and Future Challenges of Gyratory Compaction (1939 to 2001).*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1789, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2002, pp. 200-207. Paper No. 02-2512.*

HINRICHSSEN, John. ***Comparision of Four Brands of Superpave Gyratory Compactors.*** *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1767, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2001, pp. 167-172. Paper No. 01-0253.*

IWANAGA, Fabio Issao. ***Avaliação da Influência do Tipo de Agregado, do Tipo de Ligante, do Tipo de Moldagem e do Tipo de Filer na Vida de Fadiga de Misturas Asfálticas Densas.*** Dissertação (Mestrado – Programa de Pós Graduação

em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infra Estrutura de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2007.

KANITPONG, Kunnawee; BAHIA, Hussain; RUSSEL, Jeffery; & SCHMITT, Robert. ***Predicting Field Permeability from Testing Hot-Mix Asphalt Specimens Produced by Superpave Gyratory Compactor***. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No.1929, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2005, pp. 52-58.

LEANDRO, Rodrigo Pires. **Avaliação do Comportamento Mecânico de Corpos de Prova de Misturas Asfálticas a Quente Resultantes de Diferentes Métodos de Compactação**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, 2016.

MALLICK, Rajib B.; BUCHANAN, Shane; BROWN, E. Ray & HUNER, Mike. ***Evaluation of Superpave Gyratory Compaction of Hot Mix Asphalt***. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1638, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 1998, pp. 111-119. Paper No. 98-1074.

MALLICK, Rajib B. ***Use of Superpave Gyratory Compactor to Characterize Hot-Mix Asphalt***. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No.1681, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 1999, pp. 86-96. Paper No. 99-1167.

MARTÍNEZ, Adriana H.; MIRÓ, Rodrigo & PÉREZ-JIMÉNEZ, Félix. ***Spanish Experience with Gyratory Compactor and Indirect Tensile Test in Design and Control of Cold Recycled Asphalt Pavement***. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No.2001, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2007, pp. 163-168.

MEDINA, Jacques de & MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MOTTA, Laura Maria Goretti da.; TONIAL, Ilonir; LEITE, Leni M. & CONSTANTINO, Rômulo S. **Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas.** Tradução comentada. Notas de aula. COPPE/UFRJ, 1996.

NCHRP Report 673. *A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary.* Transportation Research Board. Washington, D.C. 2011.

PAULINO, C. D.; PESTANA, D.; BRANCO, J.; SINGER, J.; BARROSO, L. & BUSSAB, W. **Glossário Inglês-Português de Estatística.** Lisboa: Sociedade Portuguesa de Estatística e Associação Brasileira de Estatística. 2011.

PINTO, Salomão & PINTO, Isaac E. **Pavimentação Asfáltica: Conceitos Fundamentais Sobre Materiais e Revestimentos Asfálticos.** 1ª ed. – Rio de Janeiro: LTC, 2015.

PINTO, S. **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

PROWELL, Brian D. & BROWN, E. Ray. NCHRP Report 573. *Superpave Mix Design: Verifying Gyration Levels in the N_{design} Table.* Transportation Research Board. Washington, D.C. 2007.

ROBERT, Freddy L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y & KENNEDY, T.W. **Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction.** 2nd Edition. National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation, 1996.

ROMERO, Pedro; PRADHAN, Murari M.; NIEDERHAUSER, Steve; & BIEL, Tim. *Control of Superpave Gyratory Compactor's Internal Angle of Gyration Experience of the Utah Departamento of Transportation.* Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1929, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2005, pp. 126-132.

SANTOS, Caio Rubens Gonçalves. **Avaliação das Influências do Tipo de Ligante e do Volume de Vazios na Vida de Fadiga de Algumas Misturas Asfálticas.**

Dissertação (Mestrado – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infra Estrutura de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2005.

SENÇO, Wlastermiller de. **Manual de Técnicas de Pavimentação: Volume 1** – 2. ed. ampl. – São Paulo: Pini, 2007.

SENÇO, Wlastermiller de. **Manual de Técnicas de Pavimentação, Volume 2** – 1. ed. – São Paulo: Pini, 2001.

TAIRA, Claudio. **Avaliação do Desempenho em Laboratório de Misturas Asfálticas Densas Utilizando Asfalto Convencional (CAP-20) e Asfalto Modificado com Polímero SBS (Betuflex B 65/60)**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001.

VASCONCELOS, Kamilla Lima. **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Centro de Tecnologia. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2004.

VAVRIK, William R.; FRIES, Randy J.; & CARPENTER, Samuel H. *Effect of Flat and Elongated Coarse Aggregate on Characteristics of Gyratory Compacted Samples. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1681, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 1999, pp. 28-36. Paper No. 99-1338.*

WATSON, Donald E., BROWN, E. Ray & Moore, Jason. *Comparision of Superpave and Marshall Mix Performance in Alabama. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1929, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2005, pp. 133-140.*

WATSON, Donald E.; MOORE, Jason; HEARTSILL, Justin; JARED, David & WU, Peter. *Verification of Superpave Number of Design Gyration Compaction Levels*

for Georgia. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.2057, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2008, pp. 75-82.

APÊNDICES

AP.1 – PROPRIEDADES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS PROJETADAS

AP.1.1 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N1

A mistura asfáltica M1 foi compactada até o $N_{\text{máximo}}$ referente ao tráfego N1, ou seja, 104 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A1 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M1, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de $\%G_{\text{mm}}$ apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini} , N_{proj} e $N_{\text{máx}}$, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A1: Propriedades de compactação da mistura M1 compactada na energia N1.

% ligante	G_{mb}	G_{mm}	$\%G_{\text{mm}} @$ $N_{\text{ini}} = 7$	$\%G_{\text{mm}} @$ $N_{\text{proj}} = 68$	$\%G_{\text{mm}} @$ $N_{\text{máx}} = 104$	V_v (%) em N_{proj}
4,5%	2,469	2,631	83,9	92,5	93,9	7,5
5,0%	2,489	2,609	84,5	93,9	95,4	6,1
5,5%	2,514	2,593	85,8	95,4	96,9	4,6
6,0%	2,523	2,572	86,9	96,6	98,1	3,4

As propriedades de compactação da mistura M1, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A1, A2, A3 e A4. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A5, as médias dos valores de $\%G_{\text{mm}}$ para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A1: % G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N1).

Figura A2: % G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N1).

Figura A3: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N1).

Figura A4: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N1).

Figura A5: Média de %G_{mm} *versus* número de giros do CGS por teor de ligante (N1).

A Figura A6 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A6: V_v *versus* teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A6, pode-se afirmar que o teor de asfalto de projeto da mistura M1, respectiva à energia N1 de compactação, é de 5,75%, ou seja, arredondado para 5,8% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios.

Este teor de asfalto de 5,8% foi adotado para compactar os seguintes corpos de prova na energia N1 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas.

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M1 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,8%. As Figuras A7, A8 e A9 ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A7: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.

Figura A8: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.

Figura A9: TF *versus* teor de asfalto da mistura M1 compactada na energia N1.

A Tabela A2 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A2: Propriedades volumétricas da mistura M1 compactada na energia N1.

% ligante	V _v (%) em N _{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	7,5	17,2	56,2	0,8
5,0%	6,1	17,0	64,3	0,8
5,5%	4,6	16,6	72,5	0,7
6,0%	3,4	16,7	79,7	0,7

Ao se analisar as Figuras A7, A8 e A9 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,8%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 16,6%, 77%, e 0,7. A Tabela A3 apresenta as propriedade de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M1, correspondente à energia N1 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao nível de tráfego mais baixo do Superpave, ou seja, para N ou ESAL < 3x10⁵. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A3: Resumo das propriedades da mistura M1 compactada na energia N1.

Propriedades da mistura M1	Resultado	Critério
% ligante	5,8%	n/a
G _{mb}	2,520	n/a
G _{mm}	2,580	n/a
%G _{mm} @ N _{ini} = 7	86,3%	< 89%
%G _{mm} @ N _{proj} = 68	96,0%	96%
%G _{mm} @ N _{máx} = 104	97,7%	< 98%
V _v (%)	4%	4%
VAM (%)	16,6%	13% mínimo
RBV (%)	77%	De 70% a 80%
TF	0,7	De 0,6 a 1,2

AP.1.2 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N2

A mistura asfáltica M2 foi compactada até o N_{máximo} referente ao tráfego N2, ou seja, 117 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A4 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M2, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de %G_{mm} apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini}, N_{proj} e N_{máx}, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A4: Propriedades de compactação da mistura M2 compactada na energia N2.

% ligante	G _{mb}	G _{mm}	%G _{mm} @ N _{ini} = 7	%G _{mm} @ N _{proj} = 76	%G _{mm} @ N _{máx} = 117	V _v (%) em N _{proj}
4,5%	2,479	2,631	83,3	92,8	94,2	7,2
5,0%	2,511	2,609	84,9	94,8	96,2	5,2
5,5%	2,520	2,593	85,9	95,7	97,2	4,3
6,0%	2,533	2,572	86,8	97,1	98,5	2,9

As propriedades de compactação da mistura M2, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A10, A11, A12 e A13. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A14, as médias dos valores de %G_{mm} para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A10: %G_{mm} versus número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N2).

Figura A11: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N2).

Figura A12: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N2).

Figura A13: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N2).

Figura A14: Média de %G_{mm} *versus* número de giros do CGS por teor de ligante (N2).

A Figura A15 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A15: V_v versus teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A15, vê-se que o teor de asfalto de projeto da mistura M2, respectiva à energia N2 de compactação, está em 5,6% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios. Contudo, o teor de asfalto selecionado nesta etapa foi de 5,7% para compactar os seguintes corpos de prova na energia N2 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas. Essa escolha se deu ao perceber que o valor da linha de tendência da Figura A15 deslocou um pouco para baixo os resultados, em função de um CP que obteve baixo valor de V_v .

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M2 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,7%. As Figuras A16, A17 e A18 ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A16: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.

Figura A17: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.

Figura A18: TF *versus* teor de asfalto da mistura M2 compactada na energia N2.

A Tabela A5 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A5: Propriedades volumétricas da mistura M2 compactada na energia N2.

% ligante	V_v (%) em N_{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	7,2	16,8	57,5	0,7
5,0%	5,2	16,3	67,8	0,7
5,5%	4,3	16,4	74,0	0,7
6,0%	2,9	16,3	82,2	0,7

Ao se analisar as Figuras A16, A17 e A18 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,7%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 16,5%, 77,5%, e 0,7. A Tabela A6 apresenta as propriedade de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M2, correspondente à energia N2 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao segundo menor nível de tráfego do Superpave, ou seja, para $3 \times 10^5 \leq N$ ou $ESAL < 1 \times 10^6$. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A6: Resumo das propriedades da mistura M2 compactada na energia N2.

Propriedades da mistura M2	Resultado	Critério
% ligante	5,7%	n/a
G_{mb}	2,525	n/a
G_{mm}	2,585	n/a
% G_{mm} @ $N_{ini} = 7$	85,7%	< 89%
% G_{mm} @ $N_{proj} = 76$	96,0%	96%
% G_{mm} @ $N_{máx} = 117$	97,7%	< 98%
V_v (%)	4%	4%
VAM (%)	16,5%	13% mínimo
RBV (%)	77,5%	De 65% a 78%
TF	0,7	De 0,6 a 1,2

AP.1.3 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N3

A mistura asfáltica M3 foi compactada até o $N_{máximo}$ referente ao tráfego N3, ou seja, 134 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A7 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M3, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de % G_{mm} apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini} , N_{proj} e $N_{máx}$, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A7: Propriedades de compactação da mistura M3 compactada na energia N3.

% ligante	G_{mb}	G_{mm}	%G_{mm} @ $N_{ini} = 7$	%G_{mm} @ $N_{proj} = 86$	%G_{mm} @ $N_{máx} = 134$	V_v (%) em N_{proj}
4,5%	2,484	2,631	83,3	93,1	94,4	6,9
5,0%	2,501	2,609	84,3	94,5	95,9	5,5
5,5%	2,531	2,593	85,4	96,1	97,6	3,9
6,0%	2,529	2,572	86,2	96,8	98,3	3,2

As propriedades de compactação da mistura M3, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A19, A20, A21 e A22. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A23, médias dos valores de % G_{mm} para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A19: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N3).

Figura A20: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N3).

Figura A21: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N3).

Figura A22: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N3).

Figura A23: Média de %G_{mm} versus número de giros do CGS por teor de ligante (N3).

A Figura A24 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A24: V_v versus teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A24, vê-se que o teor de asfalto de projeto da mistura M3, respectiva à energia N3 de compactação, está em 5,6% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios. Vê-se o terceiro ponto deslocando um

pouco para baixo a curva de tendência que, se equilibra com o quarto ponto que a mantém praticamente alinhada com os dois primeiros pontos de teor de asfalto. Logo, o teor de asfalto selecionado nesta etapa foi de 5,6% para compactar os seguintes corpos de prova na energia N3 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas.

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M3 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,6%. As Figuras A25, A26 e A27 a seguir ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A25: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.

Figura A26: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.

Figura A27: TF *versus* teor de asfalto da mistura M3 compactada na energia N3.

A Tabela A8 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A8: Propriedades volumétricas da mistura M3 compactada na energia N3.

% ligante	V _v (%) em N _{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	6,9	16,7	58,3	0,7
5,0%	5,5	16,5	66,7	0,7
5,5%	3,9	16,1	75,7	0,7
6,0%	3,2	16,6	80,7	0,7

Ao se analisar as Figuras A25, A26 e A27 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,6%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 16,4%, 76%, e 0,7. A Tabela A9 apresenta as propriedade de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M3, correspondente à energia N3 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao terceiro menor nível de tráfego do Superpave, ou seja, para $1 \times 10^6 \leq N < 3 \times 10^6$. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A9: Resumo das propriedades da mistura M3 compactada na energia N3.

Propriedades da mistura M3	Resultado	Critério
% ligante	5,6%	n/a
G _{mb}	2,530	n/a
G _{mm}	2,589	n/a
%G _{mm} @ N _{ini} = 7	85,4%	< 89%
%G _{mm} @ N _{proj} = 86	96,0%	96%
%G _{mm} @ N _{máx} = 134	97,7%	< 98%
V _v (%)	4%	4%
VAM (%)	16,4%	13% mínimo
RBV (%)	76%	De 65% a 78%
TF	0,7	De 0,6 a 1,2

AP.1.4 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N4

A mistura asfáltica M4 foi compactada até o N_{máximo} referente ao tráfego N4, ou seja, 152 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A10 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M4, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de %G_{mm} apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini}, N_{proj} e N_{máx}, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A10: Propriedades de compactação da mistura M4 compactada na energia N4.

% ligante	G_{mb}	G_{mm}	% G_{mm} @ $N_{ini} = 8$	% G_{mm} @ $N_{proj} = 96$	% G_{mm} @ $N_{máx} = 152$	V_v (%) em N_{proj}
4,5%	2,493	2,631	83,7	93,4	94,8	6,6
5,0%	2,509	2,609	84,8	94,7	96,2	5,3
5,5%	2,516	2,593	85,6	95,7	97,0	4,3
6,0%	2,536	2,572	86,6	97,1	98,6	2,9

As propriedades de compactação da mistura M4, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A28, A29, A30 e A31. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A32, as médias dos valores de % G_{mm} para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A28: % G_{mm} versus número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N4).

Figura A29: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N4).

Figura A30: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N4).

Figura A31: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N4).

Figura A32: Média de %G_{mm} *versus* número de giros do CGS por teor de ligante (N4).

A Figura A33 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A33: V_v versus teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A33, vê-se que o teor de asfalto de projeto da mistura M4, respectiva à energia N4 de compactação, está em 5,55% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios. Logo, o teor de asfalto selecionado nesta etapa foi de 5,5% para compactar os seguintes corpos de prova na energia N4 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas. Nota-se que esta energia de compactação foi a usada na seção anterior, na escolha do esqueleto de agregado entre três misturas tentativas. A mistura 3 escolhida também apresentou naquele caso o teor de asfalto de projeto de 5,5%. Optou-se por manter este mesmo teor de asfalto de projeto para a mistura M4.

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M4 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,5%. As Figuras A34, A35 e A36 ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A34: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.

Figura A35: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.

Figura A36: TF *versus* teor de asfalto da mistura M4 compactada na energia N4.

A Tabela A11 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A11: Propriedades volumétricas da mistura M4 compactada na energia N4.

% ligante	V_v (%) em N_{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	6,6	16,3	59,8	0,7
5,0%	5,3	16,3	67,7	0,7
5,5%	4,3	16,4	74,0	0,7
6,0%	2,9	16,3	82,4	0,7

Ao se analisar as Figuras A34, A35 e A36 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,5%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 16,4%, 74,5%, e 0,7. A Tabela A12 apresenta as propriedade de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M4, correspondente à energia N4 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao nível intermediário de tráfego do Superpave, ou seja, para $3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A12: Resumo das propriedades da mistura M4 compactada na energia N4.

Propriedades da mistura M4	Resultado	Critério
% ligante	5,5%	n/a
G_{mb}	2,516	n/a
G_{mm}	2,593	n/a
% G_{mm} @ $N_{ini} = 8$	85,5%	< 89%
% G_{mm} @ $N_{proj} = 96$	96,0%	96%
% G_{mm} @ $N_{máx} = 152$	97,0%	< 98%
V_v (%)	4%	4%
VAM (%)	16,4%	13% mínimo
RBV (%)	74,5%	De 65% a 75%
TF	0,7	De 0,6 a 1,2

AP.1.5 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N5

A mistura asfáltica M5 foi compactada até o $N_{máximo}$ referente ao tráfego N5, ou seja, 174 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A13 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M5, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de % G_{mm} apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini} , N_{proj} e $N_{máx}$, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A13: Propriedades de compactação da mistura M5 compactada na energia N5.

% ligante	G_{mb}	G_{mm}	% G_{mm} @ $N_{ini} = 8$	% G_{mm} @ $N_{proj} = 109$	% G_{mm} @ $N_{máx} = 174$	V_v (%) em N_{proj}
4,5%	2,497	2,631	83,7	93,5	94,9	6,5
5,0%	2,515	2,609	84,9	95,0	96,4	5,0
5,5%	2,533	2,593	85,5	96,3	97,7	3,7
6,0%	2,541	2,572	86,5	97,3	98,8	2,7

As propriedades de compactação da mistura M5, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A37, A38, A39 e A40. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A41, as médias dos valores de % G_{mm} para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A37: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N5).

Figura A38: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N5).

Figura A39: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N5).

Figura A40: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N5).

Figura A41: Média de %G_{mm} *versus* número de giros do CGS por teor de ligante (N5).

A Figura A42 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A42: V_v *versus* teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A42, vê-se que o teor de asfalto de projeto da mistura M5, respectiva à energia N5 de compactação, está em 5,42% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios. Logo, o teor de asfalto

selecionado nesta etapa foi de 5,4% para compactar os seguintes corpos de prova na energia N5 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas.

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M5 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,4%. As Figuras A43, A44 e A45 ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A43: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.

Figura A44: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.

Figura A45: TF *versus* teor de asfalto da mistura M5 compactada na energia N5.

A Tabela A14 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A14: Propriedades volumétricas da mistura M5 compactada na energia N5.

% ligante	V _v (%) em N _{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	6,5	16,2	60,2	0,7
5,0%	5,0	16,1	68,8	0,7
5,5%	3,7	15,9	76,6	0,7
6,0%	2,7	16,1	83,4	0,7

Ao se analisar as Figuras A43, A44 e A45 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,4%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 16,0%, 74,8%, e 0,7. A Tabela A15 apresenta as propriedades de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M5, correspondente à energia N5 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao quinto maior nível de tráfego do Superpave, ou seja, para $1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A15: Resumo das propriedades da mistura M5 compactada na energia N5.

Propriedades da mistura M5	Resultado	Critério
% ligante	5,4%	n/a
G _{mb}	2,530	n/a
G _{mm}	2,598	n/a
%G _{mm} @ N _{ini} = 8	85,2%	< 89%
%G _{mm} @ N _{proj} = 109	96,0%	96%
%G _{mm} @ N _{máx} = 174	97,4%	< 98%
V _v (%)	4%	4%
VAM (%)	16,0%	13% mínimo
RBV (%)	74,8%	De 65% a 75%
TF	0,7	De 0,6 a 1,2

AP.1.6 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N6

A mistura asfáltica M6 foi compactada até o N_{máximo} referente ao tráfego N6, ou seja, 204 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A16 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M6, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de %G_{mm} apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini}, N_{proj} e N_{máx}, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A16: Propriedades de compactação da mistura M6 compactada na energia N6.

% ligante	G_{mb}	G_{mm}	% G_{mm} @ $N_{ini} = 9$	% G_{mm} @ $N_{proj} = 126$	% G_{mm} @ $N_{máx} = 204$	V_v (%) em N_{proj}
4,5%	2,527	2,631	84,7	94,6	96	5,4
5,0%	2,535	2,609	85,7	95,8	97,2	4,2
5,5%	2,547	2,593	86,4	96,8	98,2	3,2
6,0%	2,568	2,572	87,7	98,4	99,8	1,6

As propriedades de compactação da mistura M6, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A46, A47, A48 e A49. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A50, as médias dos valores de % G_{mm} para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A46: % G_{mm} versus número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N6).

Figura A47: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N6).

Figura A48: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N6).

Figura A49: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N6).

Figura A50: Média de %G_{mm} *versus* número de giros do CGS por teor de ligante (N6).

A Figura A51 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A51: V_v *versus* teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A51, vê-se que o teor de asfalto de projeto da mistura M6, respectiva à energia N6 de compactação, está em 5,08% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios. Portanto, o teor de asfalto selecionado nesta etapa foi de 5,1% para compactar os seguintes corpos de prova na energia N6 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas.

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M6 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,1%. As Figuras A52, A53 e A54 ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A52: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.

Figura A53: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.

Figura A54: TF *versus* teor de asfalto da mistura M6 compactada na energia N6.

A Tabela A17 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A17: Propriedades volumétricas da mistura M6 compactada na energia N6.

% ligante	V_v (%) em N_{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	5,4	15,2	64,7	0,6
5,0%	4,2	15,4	72,6	0,6
5,5%	3,2	15,4	79,3	0,6
6,0%	1,6	15,2	89,5	0,6

Ao se analisar as Figuras 52, A53 e A54 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,1%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 15,4%, 74,5%, e 0,6. A Tabela A18 apresenta as propriedade de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M6, correspondente à energia N6 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao sexto maior nível de tráfego do Superpave, ou seja, para $3 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A18: Resumo das propriedades da mistura M6 compactada na energia N6.

Propriedades da mistura M6	Resultado	Critério
% ligante	5,1%	n/a
G_{mb}	2,538	n/a
G_{mm}	2,606	n/a
% G_{mm} @ $N_{ini} = 9$	85,3%	< 89%
% G_{mm} @ $N_{proj} = 126$	96,0%	96%
% G_{mm} @ $N_{máx} = 204$	97,4%	< 98%
V_v (%)	4%	4%
VAM (%)	15,4%	13% mínimo
RBV (%)	74,5%	De 65% a 75%
TF	0,6	De 0,6 a 1,2

AP.1.7 – Propriedades de compactação e volumétricas da mistura referente ao Tráfego N7

A mistura asfáltica M7 foi compactada até o $N_{máximo}$ referente ao tráfego N7, ou seja, 233 giros do CGS, e os resultados das propriedades que interessaram, para cada teor de asfalto, são apresentados a seguir. Os dados colhidos e compilados foram aqueles encontrados no relatório de compactação do CGS.

A Tabela A19 mostra os valores obtidos das propriedades de compactação da mistura M7, em que as médias dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa são apresentadas. Optou-se por apresentar os dados de % G_{mm} apenas dos valores de número de giros do CGS que tem destaque no Superpave, ou seja, N_{ini} , N_{proj} e $N_{máx}$, em que para eles existem parâmetros a serem conferidos.

Tabela A19: Propriedades de compactação da mistura M7 compactada na energia N7.

% ligante	G_{mb}	G_{mm}	%G_{mm} @ $N_{ini} = 9$	%G_{mm} @ $N_{proj} = 143$	%G_{mm} @ $N_{máx} = 233$	V_v (%) em N_{proj}
4,5%	2,530	2,631	84,6	94,8	96,2	5,2
5,0%	2,547	2,609	85,8	96,3	97,6	3,7
5,5%	2,561	2,593	86,3	97,4	98,8	2,6
6,0%	2,561	2,572	87,4	98,2	99,6	1,8

As propriedades de compactação da mistura M7, nos teores de asfalto 4,5%, 5,0%, 5,5%, e 6,0%, são ilustradas nas Figuras A55, A56, A57 e A58. As médias dos valores são também apresentadas em cada figura juntamente com os valores dos 3 CPs que lhes deram origem. Na Figura A59, as médias dos valores de % G_{mm} para cada teor de asfalto em função do número de giros do CGS são apresentadas.

Figura A55: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 4,5% de ligante (N7).

Figura A56: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,0% de ligante (N7).

Figura A57: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 5,5% de ligante (N7).

Figura A58: %G_{mm} *versus* número de giros do CGS para teor de 6,0% de ligante (N7).

Figura A59: Média de %G_{mm} versus número de giros do CGS por teor de ligante (N7).

A Figura A60 ilustra o comportamento do volume de vazios (%) na medida em que se variou o teor de asfalto da mistura.

Figura A60: V_v versus teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.

A partir da observação da linha de tendência da Figura A60, vê-se que o teor de asfalto de projeto da mistura M7, respectiva à energia N7 de compactação, está em 4,94% para produzir corpos de prova com 4% de volume de vazios. Portanto, o teor de asfalto

selecionado nesta etapa foi de 5,0% para compactar os seguintes corpos de prova na energia N7 de compactação, em que foram avaliadas a sensibilidade à água, além das propriedades volumétricas e mecânicas.

As propriedades volumétricas VAM (%) e RBV (%) além do TF da mistura M7 foram determinadas para cada teor de asfalto tentativa e destes foram escolhidos os valores referentes ao número de giros de projeto, que gera um volume de vazios de 4% no CP, ou seja, para um teor de ligante de 5,0%. As Figuras A61, A62 e A63 ilustram o comportamento do VAM, do RBV e do TF, respectivamente, em função da variação do teor de asfalto tentativa.

Figura A61: VAM *versus* teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.

Figura A62: RBV *versus* teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.

Figura A63: TF *versus* teor de asfalto da mistura M7 compactada na energia N7.

A Tabela A20 mostra os valores obtidos das propriedades volumétricas (V_v , VAM, RBV) e TF, em que a média dos valores dos 3 CPs ensaiados em cada teor de asfalto tentativa é apresentada.

Tabela A20: Propriedades volumétricas da mistura M7 compactada na energia N7.

% ligante	V _v (%) em N _{proj}	VAM (%)	RBV (%)	TF
4,5%	5,2	15,1	65,5	0,6
5,0%	3,7	14,9	75,2	0,6
5,5%	2,6	14,9	82,6	0,6
6,0%	1,8	15,4	88,3	0,6

Ao se analisar as Figuras A61, A62 e A63 pode-se afirmar que, para um teor de asfalto de 5,0%, aquele que gera um volume de vazios de 4%, os valores de VAM, RBV e TF são, respectivamente, 14,9%, 74,5%, e 0,6.

A Tabela A21 apresenta as propriedades de compactação e as propriedades volumétricas da mistura M7, correspondente à energia N7 de compactação do CGS. Esta energia diz respeito ao maior nível de tráfego do Superpave, ou seja, para $N \geq 1 \times 10^8$. A estrutura de agregado possui TMN de 19 mm.

Tabela A21: Resumo das propriedades da mistura M7 compactada na energia N7.

Propriedades da mistura M7	Resultado	Critério
% ligante	5,0%	n/a
G _{mb}	2,548	n/a
G _{mm}	2,610	n/a
%G _{mm} @ N _{ini} = 9	85,2%	< 89%
%G _{mm} @ N _{proj} = 143	96,0%	96%
%G _{mm} @ N _{máx} = 233	97,6%	< 98%
V _v (%)	4%	4%
VAM (%)	14,9%	13% mínimo
RBV (%)	74,5%	De 65% a 75%
TF	0,6	De 0,6 a 1,2

AP.2 – TABELAS REFERENTES AOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA NO CGS, COM N_{giros} = 152 GIROS, PARA SELEÇÃO DA ESTRUTURA DE AGREGADO, COM ESAL = 3×10^6

Tabela A22: Mistura tentativa 1 CP1.

N _{giros}	h CP1 (mm)	V _{máx}	G _{mb} estimado	G _{mb} corrigido	%G _{mm}	%V _v
1	80,52	632,4	1,962	2,030	77,9	22,1
2	78,54	616,9	2,011	2,081	79,9	20,1
3	77,17	606,1	2,047	2,118	81,3	18,7
4	76,15	598,1	2,074	2,147	82,4	17,6
5	75,34	591,7	2,096	2,170	83,3	16,7

6	74,68	586,5	2,115	2,189	84,0	16,0
7	74,08	581,8	2,132	2,207	84,7	15,3
8	73,58	577,9	2,147	2,222	85,2	14,8
9	73,12	574,3	2,160	2,236	85,8	14,2
10	72,73	571,2	2,172	2,248	86,2	13,8
11	72,34	568,2	2,183	2,260	86,7	13,3
12	72,02	565,6	2,193	2,270	87,1	12,9
13	71,71	563,2	2,203	2,279	87,5	12,5
14	71,42	560,9	2,212	2,289	87,8	12,2
15	71,2	559,2	2,218	2,296	88,1	11,9
16	70,95	557,2	2,226	2,304	88,4	11,6
17	70,73	555,5	2,233	2,311	88,7	11,3
18	70,53	553,9	2,239	2,318	88,9	11,1
19	70,32	552,3	2,246	2,325	89,2	10,8
20	70,17	551,1	2,251	2,330	89,4	10,6
21	70	549,8	2,256	2,335	89,6	10,4
22	69,83	548,4	2,262	2,341	89,8	10,2
23	69,71	547,5	2,266	2,345	90,0	10,0
24	69,57	546,4	2,270	2,350	90,2	9,8
25	69,43	545,3	2,275	2,354	90,3	9,7
26	69,28	544,1	2,280	2,359	90,5	9,5
27	69,17	543,3	2,283	2,363	90,7	9,3
28	69,03	542,2	2,288	2,368	90,9	9,1
29	68,93	541,4	2,291	2,371	91,0	9,0
30	68,82	540,5	2,295	2,375	91,1	8,9
31	68,7	539,6	2,299	2,379	91,3	8,7
32	68,61	538,9	2,302	2,382	91,4	8,6
33	68,53	538,2	2,305	2,385	91,5	8,5
34	68,45	537,6	2,307	2,388	91,6	8,4
35	68,33	536,7	2,312	2,392	91,8	8,2
36	68,26	536,1	2,314	2,395	91,9	8,1
37	68,2	535,6	2,316	2,397	92,0	8,0
38	68,1	534,9	2,319	2,400	92,1	7,9
39	68,03	534,3	2,322	2,403	92,2	7,8
40	67,96	533,8	2,324	2,405	92,3	7,7
41	67,88	533,1	2,327	2,408	92,4	7,6
42	67,81	532,6	2,329	2,411	92,5	7,5
43	67,76	532,2	2,331	2,412	92,6	7,4
44	67,68	531,6	2,334	2,415	92,7	7,3
45	67,63	531,2	2,335	2,417	92,7	7,3
46	67,54	530,5	2,339	2,420	92,9	7,1
47	67,52	530,3	2,339	2,421	92,9	7,1
48	67,46	529,8	2,341	2,423	93,0	7,0
49	67,38	529,2	2,344	2,426	93,1	6,9
50	67,33	528,8	2,346	2,428	93,2	6,8

51	67,26	528,3	2,348	2,430	93,3	6,7
52	67,22	527,9	2,350	2,432	93,3	6,7
53	67,19	527,7	2,351	2,433	93,4	6,6
54	67,12	527,2	2,353	2,435	93,4	6,6
55	67,08	526,8	2,355	2,437	93,5	6,5
56	67,02	526,4	2,357	2,439	93,6	6,4
57	66,99	526,1	2,358	2,440	93,6	6,4
58	66,9	525,4	2,361	2,443	93,8	6,2
59	66,86	525,1	2,362	2,445	93,8	6,2
60	66,83	524,9	2,363	2,446	93,9	6,1
61	66,78	524,5	2,365	2,448	93,9	6,1
62	66,76	524,3	2,366	2,448	94,0	6,0
63	66,71	523,9	2,368	2,450	94,0	6,0
64	66,65	523,5	2,370	2,453	94,1	5,9
65	66,63	523,3	2,370	2,453	94,1	5,9
66	66,57	522,8	2,373	2,455	94,2	5,8
67	66,55	522,7	2,373	2,456	94,2	5,8
68	66,52	522,4	2,374	2,457	94,3	5,7
69	66,46	522,0	2,377	2,460	94,4	5,6
70	66,43	521,7	2,378	2,461	94,4	5,6
71	66,38	521,3	2,379	2,463	94,5	5,5
72	66,36	521,2	2,380	2,463	94,5	5,5
73	66,33	521,0	2,381	2,464	94,6	5,4
74	66,29	520,6	2,383	2,466	94,6	5,4
75	66,26	520,4	2,384	2,467	94,7	5,3
76	66,23	520,2	2,385	2,468	94,7	5,3
77	66,18	519,8	2,387	2,470	94,8	5,2
78	66,16	519,6	2,387	2,471	94,8	5,2
79	66,13	519,4	2,388	2,472	94,8	5,2
80	66,12	519,3	2,389	2,472	94,9	5,1
81	66,06	518,8	2,391	2,474	94,9	5,1
82	66,03	518,6	2,392	2,476	95,0	5,0
83	65,99	518,3	2,393	2,477	95,0	5,0
84	65,99	518,3	2,393	2,477	95,0	5,0
85	65,98	518,2	2,394	2,477	95,1	4,9
86	65,91	517,7	2,396	2,480	95,2	4,8
87	65,88	517,4	2,397	2,481	95,2	4,8
88	65,87	517,3	2,398	2,482	95,2	4,8
89	65,85	517,2	2,399	2,482	95,3	4,7
90	65,83	517,0	2,399	2,483	95,3	4,7
91	65,79	516,7	2,401	2,485	95,3	4,7
92	65,78	516,6	2,401	2,485	95,4	4,6
93	65,75	516,4	2,402	2,486	95,4	4,6
94	65,73	516,2	2,403	2,487	95,4	4,6
95	65,69	515,9	2,404	2,488	95,5	4,5

96	65,69	515,9	2,404	2,488	95,5	4,5
97	65,66	515,7	2,406	2,490	95,5	4,5
98	65,65	515,6	2,406	2,490	95,5	4,5
99	65,6	515,2	2,408	2,492	95,6	4,4
100	65,59	515,1	2,408	2,492	95,6	4,4
101	65,56	514,9	2,409	2,493	95,7	4,3
102	65,54	514,7	2,410	2,494	95,7	4,3
103	65,51	514,5	2,411	2,495	95,7	4,3
104	65,49	514,4	2,412	2,496	95,8	4,2
105	65,49	514,4	2,412	2,496	95,8	4,2
106	65,48	514,3	2,412	2,496	95,8	4,2
107	65,47	514,2	2,412	2,497	95,8	4,2
108	65,43	513,9	2,414	2,498	95,9	4,1
109	65,39	513,6	2,415	2,500	95,9	4,1
110	65,38	513,5	2,416	2,500	95,9	4,1
111	65,36	513,3	2,417	2,501	96,0	4,0
112	65,35	513,3	2,417	2,501	96,0	4,0
113	65,34	513,2	2,417	2,502	96,0	4,0
114	65,32	513,0	2,418	2,502	96,0	4,0
115	65,3	512,9	2,419	2,503	96,1	3,9
116	65,28	512,7	2,420	2,504	96,1	3,9
117	65,24	512,4	2,421	2,506	96,1	3,9
118	65,24	512,4	2,421	2,506	96,1	3,9
119	65,22	512,2	2,422	2,506	96,2	3,8
120	65,21	512,2	2,422	2,507	96,2	3,8
121	65,19	512,0	2,423	2,507	96,2	3,8
122	65,18	511,9	2,423	2,508	96,2	3,8
123	65,16	511,8	2,424	2,509	96,3	3,7
124	65,13	511,5	2,425	2,510	96,3	3,7
125	65,13	511,5	2,425	2,510	96,3	3,7
126	65,09	511,2	2,427	2,511	96,4	3,6
127	65,08	511,1	2,427	2,512	96,4	3,6
128	65,06	511,0	2,428	2,512	96,4	3,6
129	65,06	511,0	2,428	2,512	96,4	3,6
130	65,04	510,8	2,428	2,513	96,4	3,6
131	65,03	510,7	2,429	2,514	96,5	3,5
132	65,03	510,7	2,429	2,514	96,5	3,5
133	65	510,5	2,430	2,515	96,5	3,5
134	64,99	510,4	2,430	2,515	96,5	3,5
135	64,97	510,3	2,431	2,516	96,5	3,5
136	64,95	510,1	2,432	2,517	96,6	3,4
137	64,94	510,0	2,432	2,517	96,6	3,4
138	64,92	509,9	2,433	2,518	96,6	3,4
139	64,92	509,9	2,433	2,518	96,6	3,4
140	64,88	509,6	2,434	2,519	96,7	3,3

141	64,87	509,5	2,435	2,520	96,7	3,3
142	64,86	509,4	2,435	2,520	96,7	3,3
143	64,86	509,4	2,435	2,520	96,7	3,3
144	64,85	509,3	2,436	2,521	96,7	3,3
145	64,83	509,2	2,436	2,521	96,8	3,2
146	64,8	508,9	2,437	2,523	96,8	3,2
147	64,79	508,9	2,438	2,523	96,8	3,2
148	64,78	508,8	2,438	2,523	96,8	3,2
149	64,76	508,6	2,439	2,524	96,9	3,1
150	64,75	508,5	2,439	2,525	96,9	3,1
151	64,74	508,5	2,440	2,525	96,9	3,1
152	64,74	508,5	2,440	2,525	96,9	3,1

Tabela A23: Mistura tentativa 1 CP2.

N_{giros}	h CP2 (mm)	V_{máx}	G_{mb} estimado	G_{mb} corrigido	%G_{mm}	%V_v
1	81,56	640,6	1,935	2,007	77,0	23,0
2	79,42	623,8	1,987	2,061	79,1	20,9
3	77,96	612,3	2,025	2,100	80,6	19,4
4	76,82	603,3	2,055	2,131	81,8	18,2
5	75,93	596,4	2,079	2,156	82,7	17,3
6	75,2	590,6	2,099	2,177	83,5	16,5
7	74,52	585,3	2,118	2,196	84,3	15,7
8	73,99	581,1	2,133	2,212	84,9	15,1
9	73,56	577,7	2,146	2,225	85,4	14,6
10	73,12	574,3	2,159	2,239	85,9	14,1
11	72,74	571,3	2,170	2,250	86,3	13,7
12	72,4	568,6	2,180	2,261	86,8	13,2
13	72,08	566,1	2,190	2,271	87,1	12,9
14	71,8	563,9	2,198	2,280	87,5	12,5
15	71,54	561,9	2,206	2,288	87,8	12,2
16	71,29	559,9	2,214	2,296	88,1	11,9
17	71,06	558,1	2,221	2,303	88,4	11,6
18	70,85	556,5	2,228	2,310	88,6	11,4
19	70,67	555,0	2,234	2,316	88,9	11,1
20	70,46	553,4	2,240	2,323	89,1	10,9
21	70,29	552,1	2,246	2,329	89,4	10,6
22	70,15	551,0	2,250	2,333	89,5	10,5
23	69,98	549,6	2,256	2,339	89,8	10,2
24	69,84	548,5	2,260	2,344	89,9	10,1
25	69,71	547,5	2,264	2,348	90,1	9,9
26	69,58	546,5	2,269	2,352	90,3	9,7
27	69,45	545,5	2,273	2,357	90,4	9,6
28	69,33	544,5	2,277	2,361	90,6	9,4
29	69,21	543,6	2,281	2,365	90,7	9,3

30	69,11	542,8	2,284	2,368	90,9	9,1
31	68,98	541,8	2,288	2,373	91,1	8,9
32	68,89	541,1	2,291	2,376	91,2	8,8
33	68,79	540,3	2,295	2,379	91,3	8,7
34	68,7	539,6	2,298	2,383	91,4	8,6
35	68,6	538,8	2,301	2,386	91,6	8,4
36	68,51	538,1	2,304	2,389	91,7	8,3
37	68,43	537,4	2,307	2,392	91,8	8,2
38	68,33	536,7	2,310	2,395	91,9	8,1
39	68,26	536,1	2,312	2,398	92,0	8,0
40	68,2	535,6	2,314	2,400	92,1	7,9
41	68,12	535,0	2,317	2,403	92,2	7,8
42	68,04	534,4	2,320	2,406	92,3	7,7
43	67,96	533,8	2,323	2,408	92,4	7,6
44	67,9	533,3	2,325	2,411	92,5	7,5
45	67,83	532,7	2,327	2,413	92,6	7,4
46	67,76	532,2	2,329	2,416	92,7	7,3
47	67,7	531,7	2,332	2,418	92,8	7,2
48	67,65	531,3	2,333	2,420	92,8	7,2
49	67,6	530,9	2,335	2,421	92,9	7,1
50	67,53	530,4	2,337	2,424	93,0	7,0
51	67,49	530,1	2,339	2,425	93,1	6,9
52	67,43	529,6	2,341	2,427	93,1	6,9
53	67,37	529,1	2,343	2,430	93,2	6,8
54	67,32	528,7	2,345	2,431	93,3	6,7
55	67,26	528,3	2,347	2,434	93,4	6,6
56	67,22	527,9	2,348	2,435	93,4	6,6
57	67,16	527,5	2,350	2,437	93,5	6,5
58	67,12	527,2	2,352	2,439	93,6	6,4
59	67,09	526,9	2,353	2,440	93,6	6,4
60	67,02	526,4	2,355	2,442	93,7	6,3
61	66,99	526,1	2,356	2,443	93,8	6,2
62	66,93	525,7	2,358	2,446	93,8	6,2
63	66,9	525,4	2,359	2,447	93,9	6,1
64	66,84	525,0	2,362	2,449	94,0	6,0
65	66,82	524,8	2,362	2,450	94,0	6,0
66	66,77	524,4	2,364	2,451	94,1	5,9
67	66,75	524,3	2,365	2,452	94,1	5,9
68	66,7	523,9	2,366	2,454	94,2	5,8
69	66,65	523,5	2,368	2,456	94,2	5,8
70	66,63	523,3	2,369	2,457	94,3	5,7
71	66,57	522,8	2,371	2,459	94,3	5,7
72	66,55	522,7	2,372	2,460	94,4	5,6
73	66,51	522,4	2,373	2,461	94,4	5,6
74	66,5	522,3	2,374	2,461	94,4	5,6

75	66,46	522,0	2,375	2,463	94,5	5,5
76	66,4	521,5	2,377	2,465	94,6	5,4
77	66,36	521,2	2,379	2,467	94,6	5,4
78	66,33	521,0	2,380	2,468	94,7	5,3
79	66,33	521,0	2,380	2,468	94,7	5,3
80	66,28	520,6	2,381	2,470	94,8	5,2
81	66,25	520,3	2,383	2,471	94,8	5,2
82	66,22	520,1	2,384	2,472	94,8	5,2
83	66,17	519,7	2,385	2,474	94,9	5,1
84	66,15	519,5	2,386	2,474	94,9	5,1
85	66,15	519,5	2,386	2,474	94,9	5,1
86	66,12	519,3	2,387	2,476	95,0	5,0
87	66,07	518,9	2,389	2,477	95,1	4,9
88	66,05	518,8	2,390	2,478	95,1	4,9
89	66,03	518,6	2,390	2,479	95,1	4,9
90	66	518,4	2,392	2,480	95,2	4,8
91	65,99	518,3	2,392	2,480	95,2	4,8
92	65,98	518,2	2,392	2,481	95,2	4,8
93	65,91	517,7	2,395	2,483	95,3	4,7
94	65,89	517,5	2,396	2,484	95,3	4,7
95	65,87	517,3	2,396	2,485	95,4	4,6
96	65,86	517,3	2,397	2,485	95,4	4,6
97	65,86	517,3	2,397	2,485	95,4	4,6
98	65,79	516,7	2,399	2,488	95,5	4,5
99	65,79	516,7	2,399	2,488	95,5	4,5
100	65,78	516,6	2,400	2,488	95,5	4,5
101	65,76	516,5	2,400	2,489	95,5	4,5
102	65,74	516,3	2,401	2,490	95,5	4,5
103	65,72	516,2	2,402	2,491	95,6	4,4
104	65,69	515,9	2,403	2,492	95,6	4,4
105	65,67	515,8	2,404	2,492	95,6	4,4
106	65,64	515,5	2,405	2,494	95,7	4,3
107	65,62	515,4	2,405	2,494	95,7	4,3
108	65,6	515,2	2,406	2,495	95,7	4,3
109	65,59	515,1	2,407	2,496	95,8	4,2
110	65,56	514,9	2,408	2,497	95,8	4,2
111	65,54	514,7	2,408	2,497	95,8	4,2
112	65,51	514,5	2,409	2,499	95,9	4,1
113	65,49	514,4	2,410	2,499	95,9	4,1
114	65,48	514,3	2,411	2,500	95,9	4,1
115	65,49	514,4	2,410	2,499	95,9	4,1
116	65,47	514,2	2,411	2,500	95,9	4,1
117	65,44	514,0	2,412	2,501	96,0	4,0
118	65,41	513,7	2,413	2,502	96,0	4,0
119	65,39	513,6	2,414	2,503	96,1	3,9

120	65,38	513,5	2,414	2,504	96,1	3,9
121	65,36	513,3	2,415	2,504	96,1	3,9
122	65,36	513,3	2,415	2,504	96,1	3,9
123	65,33	513,1	2,416	2,505	96,1	3,9
124	65,33	513,1	2,416	2,505	96,1	3,9
125	65,3	512,9	2,417	2,507	96,2	3,8
126	65,27	512,6	2,418	2,508	96,2	3,8
127	65,25	512,5	2,419	2,509	96,3	3,7
128	65,25	512,5	2,419	2,509	96,3	3,7
129	65,23	512,3	2,420	2,509	96,3	3,7
130	65,2	512,1	2,421	2,510	96,3	3,7
131	65,19	512,0	2,421	2,511	96,3	3,7
132	65,18	511,9	2,422	2,511	96,4	3,6
133	65,17	511,8	2,422	2,512	96,4	3,6
134	65,16	511,8	2,422	2,512	96,4	3,6
135	65,13	511,5	2,424	2,513	96,4	3,6
136	65,13	511,5	2,424	2,513	96,4	3,6
137	65,09	511,2	2,425	2,515	96,5	3,5
138	65,09	511,2	2,425	2,515	96,5	3,5
139	65,06	511,0	2,426	2,516	96,5	3,5
140	65,06	511,0	2,426	2,516	96,5	3,5
141	65,03	510,7	2,427	2,517	96,6	3,4
142	65,04	510,8	2,427	2,517	96,6	3,4
143	65,03	510,7	2,427	2,517	96,6	3,4
144	65,01	510,6	2,428	2,518	96,6	3,4
145	64,99	510,4	2,429	2,519	96,6	3,4
146	64,99	510,4	2,429	2,519	96,6	3,4
147	64,96	510,2	2,430	2,520	96,7	3,3
148	64,95	510,1	2,430	2,520	96,7	3,3
149	64,94	510,0	2,431	2,520	96,7	3,3
150	64,92	509,9	2,431	2,521	96,7	3,3
151	64,92	509,9	2,431	2,521	96,7	3,3
152	64,89	509,6	2,432	2,522	96,8	3,2

Tabela A24: Mistura tentativa 2 CP1.

N_{giros}	h CP1 (mm)	V_{máx}	G_{mb} estimado	G_{mb} corrigido	%G_{mm}	%V_v
1	81,1	637,0	1,951	2,021	77,5	22,5
2	78,89	619,6	2,005	2,077	79,7	20,3
3	77,4	607,9	2,044	2,117	81,2	18,8
4	76,32	599,4	2,073	2,147	82,4	17,6
5	75,46	592,7	2,096	2,172	83,3	16,7
6	74,76	587,2	2,116	2,192	84,1	15,9
7	74,16	582,5	2,133	2,210	84,8	15,2
8	73,64	578,4	2,148	2,225	85,3	14,7

9	73,2	574,9	2,161	2,239	85,9	14,1
10	72,8	571,8	2,173	2,251	86,3	13,7
11	72,45	569,0	2,183	2,262	86,8	13,2
12	72,14	566,6	2,193	2,272	87,1	12,9
13	71,83	564,2	2,202	2,281	87,5	12,5
14	71,57	562,1	2,210	2,290	87,8	12,2
15	71,31	560,1	2,218	2,298	88,1	11,9
16	71,07	558,2	2,226	2,306	88,4	11,6
17	70,86	556,5	2,232	2,313	88,7	11,3
18	70,67	555,0	2,238	2,319	88,9	11,1
19	70,46	553,4	2,245	2,326	89,2	10,8
20	70,27	551,9	2,251	2,332	89,4	10,6
21	70,14	550,9	2,255	2,336	89,6	10,4
22	69,97	549,5	2,261	2,342	89,8	10,2
23	69,81	548,3	2,266	2,347	90,0	10,0
24	69,7	547,4	2,270	2,351	90,2	9,8
25	69,55	546,2	2,274	2,356	90,4	9,6
26	69,43	545,3	2,278	2,360	90,5	9,5
27	69,3	544,3	2,283	2,365	90,7	9,3
28	69,18	543,3	2,287	2,369	90,9	9,1
29	69,1	542,7	2,289	2,372	91,0	9,0
30	68,96	541,6	2,294	2,376	91,1	8,9
31	68,83	540,6	2,298	2,381	91,3	8,7
32	68,73	539,8	2,302	2,384	91,4	8,6
33	68,64	539,1	2,305	2,387	91,6	8,4
34	68,57	538,5	2,307	2,390	91,7	8,3
35	68,48	537,8	2,310	2,393	91,8	8,2
36	68,39	537,1	2,313	2,396	91,9	8,1
37	68,3	536,4	2,316	2,399	92,0	8,0
38	68,23	535,9	2,318	2,402	92,1	7,9
39	68,13	535,1	2,322	2,405	92,3	7,7
40	68,06	534,5	2,324	2,408	92,3	7,7
41	68,02	534,2	2,326	2,409	92,4	7,6
42	67,93	533,5	2,329	2,412	92,5	7,5
43	67,86	533,0	2,331	2,415	92,6	7,4
44	67,79	532,4	2,333	2,417	92,7	7,3
45	67,74	532,0	2,335	2,419	92,8	7,2
46	67,66	531,4	2,338	2,422	92,9	7,1
47	67,62	531,1	2,339	2,423	92,9	7,1
48	67,53	530,4	2,342	2,427	93,1	6,9
49	67,52	530,3	2,343	2,427	93,1	6,9
50	67,47	529,9	2,345	2,429	93,2	6,8
51	67,4	529,4	2,347	2,431	93,3	6,7
52	67,35	529,0	2,349	2,433	93,3	6,7
53	67,32	528,7	2,350	2,434	93,4	6,6

54	67,24	528,1	2,353	2,437	93,5	6,5
55	67,2	527,8	2,354	2,439	93,5	6,5
56	67,14	527,3	2,356	2,441	93,6	6,4
57	67,1	527,0	2,357	2,442	93,7	6,3
58	67,05	526,6	2,359	2,444	93,7	6,3
59	67	526,2	2,361	2,446	93,8	6,2
60	66,95	525,8	2,363	2,448	93,9	6,1
61	66,92	525,6	2,364	2,449	93,9	6,1
62	66,87	525,2	2,366	2,451	94,0	6,0
63	66,83	524,9	2,367	2,452	94,0	6,0
64	66,78	524,5	2,369	2,454	94,1	5,9
65	66,76	524,3	2,369	2,455	94,1	5,9
66	66,72	524,0	2,371	2,456	94,2	5,8
67	66,67	523,6	2,373	2,458	94,3	5,7
68	66,63	523,3	2,374	2,459	94,3	5,7
69	66,59	523,0	2,376	2,461	94,4	5,6
70	66,56	522,8	2,377	2,462	94,4	5,6
71	66,53	522,5	2,378	2,463	94,5	5,5
72	66,5	522,3	2,379	2,464	94,5	5,5
73	66,47	522,1	2,380	2,465	94,6	5,4
74	66,42	521,7	2,382	2,467	94,6	5,4
75	66,39	521,4	2,383	2,468	94,7	5,3
76	66,36	521,2	2,384	2,469	94,7	5,3
77	66,34	521,0	2,384	2,470	94,7	5,3
78	66,3	520,7	2,386	2,472	94,8	5,2
79	66,27	520,5	2,387	2,473	94,8	5,2
80	66,23	520,2	2,388	2,474	94,9	5,1
81	66,2	519,9	2,390	2,475	94,9	5,1
82	66,18	519,8	2,390	2,476	95,0	5,0
83	66,16	519,6	2,391	2,477	95,0	5,0
84	66,13	519,4	2,392	2,478	95,0	5,0
85	66,12	519,3	2,392	2,478	95,1	4,9
86	66,07	518,9	2,394	2,480	95,1	4,9
87	66,05	518,8	2,395	2,481	95,2	4,8
88	66,03	518,6	2,396	2,482	95,2	4,8
89	66	518,4	2,397	2,483	95,2	4,8
90	65,99	518,3	2,397	2,483	95,2	4,8
91	65,96	518,0	2,398	2,484	95,3	4,7
92	65,92	517,7	2,400	2,486	95,3	4,7
93	65,89	517,5	2,401	2,487	95,4	4,6
94	65,87	517,3	2,402	2,488	95,4	4,6
95	65,84	517,1	2,403	2,489	95,5	4,5
96	65,85	517,2	2,402	2,489	95,4	4,6
97	65,79	516,7	2,404	2,491	95,5	4,5
98	65,79	516,7	2,404	2,491	95,5	4,5

99	65,78	516,6	2,405	2,491	95,5	4,5
100	65,76	516,5	2,406	2,492	95,6	4,4
101	65,74	516,3	2,406	2,493	95,6	4,4
102	65,7	516,0	2,408	2,494	95,7	4,3
103	65,69	515,9	2,408	2,495	95,7	4,3
104	65,67	515,8	2,409	2,495	95,7	4,3
105	65,66	515,7	2,409	2,496	95,7	4,3
106	65,63	515,5	2,410	2,497	95,8	4,2
107	65,61	515,3	2,411	2,498	95,8	4,2
108	65,59	515,1	2,412	2,498	95,8	4,2
109	65,56	514,9	2,413	2,500	95,9	4,1
110	65,55	514,8	2,413	2,500	95,9	4,1
111	65,52	514,6	2,414	2,501	95,9	4,1
112	65,5	514,4	2,415	2,502	96,0	4,0
113	65,49	514,4	2,415	2,502	96,0	4,0
114	65,49	514,4	2,415	2,502	96,0	4,0
115	65,49	514,4	2,415	2,502	96,0	4,0
116	65,45	514,0	2,417	2,504	96,0	4,0
117	65,41	513,7	2,418	2,505	96,1	3,9
118	65,4	513,7	2,419	2,506	96,1	3,9
119	65,39	513,6	2,419	2,506	96,1	3,9
120	65,36	513,3	2,420	2,507	96,2	3,8
121	65,36	513,3	2,420	2,507	96,2	3,8
122	65,33	513,1	2,421	2,508	96,2	3,8
123	65,33	513,1	2,421	2,508	96,2	3,8
124	65,3	512,9	2,422	2,510	96,2	3,8
125	65,29	512,8	2,423	2,510	96,3	3,7
126	65,27	512,6	2,424	2,511	96,3	3,7
127	65,26	512,6	2,424	2,511	96,3	3,7
128	65,24	512,4	2,425	2,512	96,3	3,7
129	65,23	512,3	2,425	2,512	96,4	3,6
130	65,19	512,0	2,427	2,514	96,4	3,6
131	65,19	512,0	2,427	2,514	96,4	3,6
132	65,17	511,8	2,427	2,515	96,4	3,6
133	65,16	511,8	2,428	2,515	96,5	3,5
134	65,14	511,6	2,428	2,516	96,5	3,5
135	65,13	511,5	2,429	2,516	96,5	3,5
136	65,12	511,5	2,429	2,516	96,5	3,5
137	65,1	511,3	2,430	2,517	96,5	3,5
138	65,07	511,1	2,431	2,518	96,6	3,4
139	65,07	511,1	2,431	2,518	96,6	3,4
140	65,05	510,9	2,432	2,519	96,6	3,4
141	65,04	510,8	2,432	2,520	96,6	3,4
142	65,03	510,7	2,433	2,520	96,6	3,4
143	65,02	510,7	2,433	2,520	96,7	3,3

144	65,01	510,6	2,433	2,521	96,7	3,3
145	64,99	510,4	2,434	2,522	96,7	3,3
146	64,95	510,1	2,436	2,523	96,8	3,2
147	64,97	510,3	2,435	2,522	96,7	3,3
148	64,96	510,2	2,435	2,523	96,8	3,2
149	64,95	510,1	2,436	2,523	96,8	3,2
150	64,92	509,9	2,437	2,524	96,8	3,2
151	64,91	509,8	2,437	2,525	96,8	3,2
152	64,89	509,6	2,438	2,525	96,9	3,1

Tabela A25: Mistura tentativa 2 CP2.

N_{giros}	h CP2 (mm)	V_{máx}	G_{mb} estimado	G_{mb} corrigido	%G_{mm}	%V_v
1	80,56	632,7	1,967	2,033	78,0	22,0
2	78,54	616,9	2,018	2,085	80,0	20,0
3	77,18	606,2	2,053	2,122	81,4	18,6
4	76,18	598,3	2,080	2,150	82,4	17,6
5	75,35	591,8	2,103	2,173	83,4	16,6
6	74,72	586,8	2,121	2,192	84,1	15,9
7	74,15	582,4	2,137	2,208	84,7	15,3
8	73,66	578,5	2,152	2,223	85,3	14,7
9	73,24	575,2	2,164	2,236	85,8	14,2
10	72,87	572,3	2,175	2,247	86,2	13,8
11	72,54	569,7	2,185	2,257	86,6	13,4
12	72,22	567,2	2,194	2,267	87,0	13,0
13	71,93	564,9	2,203	2,277	87,3	12,7
14	71,69	563,1	2,211	2,284	87,6	12,4
15	71,43	561,0	2,219	2,293	87,9	12,1
16	71,19	559,1	2,226	2,300	88,2	11,8
17	70,98	557,5	2,233	2,307	88,5	11,5
18	70,8	556,1	2,238	2,313	88,7	11,3
19	70,61	554,6	2,244	2,319	88,9	11,1
20	70,44	553,2	2,250	2,325	89,2	10,8
21	70,26	551,8	2,256	2,331	89,4	10,6
22	70,13	550,8	2,260	2,335	89,6	10,4
23	69,97	549,5	2,265	2,340	89,8	10,2
24	69,84	548,5	2,269	2,345	89,9	10,1
25	69,72	547,6	2,273	2,349	90,1	9,9
26	69,59	546,6	2,277	2,353	90,3	9,7
27	69,47	545,6	2,281	2,357	90,4	9,6
28	69,34	544,6	2,286	2,362	90,6	9,4
29	69,23	543,7	2,289	2,365	90,7	9,3
30	69,12	542,9	2,293	2,369	90,9	9,1
31	69,01	542,0	2,296	2,373	91,0	9,0
32	68,91	541,2	2,300	2,376	91,1	8,9

33	68,81	540,4	2,303	2,380	91,3	8,7
34	68,73	539,8	2,306	2,383	91,4	8,6
35	68,63	539,0	2,309	2,386	91,5	8,5
36	68,55	538,4	2,312	2,389	91,6	8,4
37	68,46	537,7	2,315	2,392	91,7	8,3
38	68,38	537,1	2,318	2,395	91,8	8,2
39	68,32	536,6	2,320	2,397	91,9	8,1
40	68,24	536,0	2,322	2,400	92,0	8,0
41	68,15	535,2	2,325	2,403	92,2	7,8
42	68,08	534,7	2,328	2,405	92,3	7,7
43	68,02	534,2	2,330	2,407	92,3	7,7
44	67,96	533,8	2,332	2,410	92,4	7,6
45	67,88	533,1	2,335	2,412	92,5	7,5
46	67,82	532,7	2,337	2,415	92,6	7,4
47	67,76	532,2	2,339	2,417	92,7	7,3
48	67,71	531,8	2,341	2,418	92,8	7,2
49	67,64	531,2	2,343	2,421	92,9	7,1
50	67,59	530,9	2,345	2,423	92,9	7,1
51	67,53	530,4	2,347	2,425	93,0	7,0
52	67,5	530,1	2,348	2,426	93,0	7,0
53	67,44	529,7	2,350	2,428	93,1	6,9
54	67,39	529,3	2,352	2,430	93,2	6,8
55	67,34	528,9	2,353	2,432	93,3	6,7
56	67,3	528,6	2,355	2,433	93,3	6,7
57	67,23	528,0	2,357	2,436	93,4	6,6
58	67,2	527,8	2,358	2,437	93,5	6,5
59	67,15	527,4	2,360	2,439	93,5	6,5
60	67,1	527,0	2,362	2,440	93,6	6,4
61	67,05	526,6	2,364	2,442	93,7	6,3
62	67	526,2	2,365	2,444	93,7	6,3
63	66,98	526,1	2,366	2,445	93,8	6,2
64	66,92	525,6	2,368	2,447	93,9	6,1
65	66,86	525,1	2,370	2,449	93,9	6,1
66	66,84	525,0	2,371	2,450	94,0	6,0
67	66,81	524,7	2,372	2,451	94,0	6,0
68	66,77	524,4	2,374	2,453	94,1	5,9
69	66,76	524,3	2,374	2,453	94,1	5,9
70	66,7	523,9	2,376	2,455	94,2	5,8
71	66,67	523,6	2,377	2,456	94,2	5,8
72	66,63	523,3	2,379	2,458	94,3	5,7
73	66,59	523,0	2,380	2,459	94,3	5,7
74	66,56	522,8	2,381	2,460	94,4	5,6
75	66,53	522,5	2,382	2,461	94,4	5,6
76	66,5	522,3	2,383	2,462	94,4	5,6
77	66,46	522,0	2,385	2,464	94,5	5,5

78	66,43	521,7	2,386	2,465	94,5	5,5
79	66,39	521,4	2,387	2,467	94,6	5,4
80	66,36	521,2	2,388	2,468	94,6	5,4
81	66,34	521,0	2,389	2,468	94,7	5,3
82	66,31	520,8	2,390	2,470	94,7	5,3
83	66,28	520,6	2,391	2,471	94,8	5,2
84	66,24	520,2	2,393	2,472	94,8	5,2
85	66,23	520,2	2,393	2,473	94,8	5,2
86	66,19	519,9	2,394	2,474	94,9	5,1
87	66,16	519,6	2,395	2,475	94,9	5,1
88	66,15	519,5	2,396	2,476	94,9	5,1
89	66,13	519,4	2,396	2,476	95,0	5,0
90	66,1	519,1	2,398	2,477	95,0	5,0
91	66,05	518,8	2,399	2,479	95,1	4,9
92	66,04	518,7	2,400	2,480	95,1	4,9
93	66,03	518,6	2,400	2,480	95,1	4,9
94	65,99	518,3	2,402	2,482	95,2	4,8
95	65,98	518,2	2,402	2,482	95,2	4,8
96	65,93	517,8	2,404	2,484	95,3	4,7
97	65,88	517,4	2,406	2,486	95,3	4,7
98	65,89	517,5	2,405	2,485	95,3	4,7
99	65,86	517,3	2,406	2,486	95,4	4,6
100	65,86	517,3	2,406	2,486	95,4	4,6
101	65,82	516,9	2,408	2,488	95,4	4,6
102	65,79	516,7	2,409	2,489	95,5	4,5
103	65,78	516,6	2,409	2,489	95,5	4,5
104	65,75	516,4	2,410	2,491	95,5	4,5
105	65,74	516,3	2,411	2,491	95,5	4,5
106	65,73	516,2	2,411	2,491	95,6	4,4
107	65,69	515,9	2,413	2,493	95,6	4,4
108	65,68	515,8	2,413	2,493	95,6	4,4
109	65,66	515,7	2,414	2,494	95,7	4,3
110	65,63	515,5	2,415	2,495	95,7	4,3
111	65,62	515,4	2,415	2,496	95,7	4,3
112	65,58	515,1	2,417	2,497	95,8	4,2
113	65,56	514,9	2,417	2,498	95,8	4,2
114	65,55	514,8	2,418	2,498	95,8	4,2
115	65,51	514,5	2,419	2,500	95,9	4,1
116	65,5	514,4	2,420	2,500	95,9	4,1
117	65,49	514,4	2,420	2,500	95,9	4,1
118	65,48	514,3	2,420	2,501	95,9	4,1
119	65,48	514,3	2,420	2,501	95,9	4,1
120	65,47	514,2	2,421	2,501	95,9	4,1
121	65,45	514,0	2,421	2,502	96,0	4,0
122	65,41	513,7	2,423	2,504	96,0	4,0

123	65,41	513,7	2,423	2,504	96,0	4,0
124	65,38	513,5	2,424	2,505	96,1	3,9
125	65,36	513,3	2,425	2,505	96,1	3,9
126	65,36	513,3	2,425	2,505	96,1	3,9
127	65,35	513,3	2,425	2,506	96,1	3,9
128	65,33	513,1	2,426	2,507	96,1	3,9
129	65,3	512,9	2,427	2,508	96,2	3,8
130	65,29	512,8	2,427	2,508	96,2	3,8
131	65,27	512,6	2,428	2,509	96,2	3,8
132	65,25	512,5	2,429	2,510	96,3	3,7
133	65,24	512,4	2,429	2,510	96,3	3,7
134	65,23	512,3	2,430	2,510	96,3	3,7
135	65,19	512,0	2,431	2,512	96,3	3,7
136	65,19	512,0	2,431	2,512	96,3	3,7
137	65,17	511,8	2,432	2,513	96,4	3,6
138	65,16	511,8	2,432	2,513	96,4	3,6
139	65,14	511,6	2,433	2,514	96,4	3,6
140	65,14	511,6	2,433	2,514	96,4	3,6
141	65,13	511,5	2,433	2,514	96,4	3,6
142	65,1	511,3	2,434	2,515	96,5	3,5
143	65,08	511,1	2,435	2,516	96,5	3,5
144	65,07	511,1	2,436	2,517	96,5	3,5
145	65,06	511,0	2,436	2,517	96,5	3,5
146	65,05	510,9	2,436	2,517	96,5	3,5
147	65,06	511,0	2,436	2,517	96,5	3,5
148	65,03	510,7	2,437	2,518	96,6	3,4
149	65,01	510,6	2,438	2,519	96,6	3,4
150	65	510,5	2,438	2,519	96,6	3,4
151	64,99	510,4	2,439	2,520	96,6	3,4
152	64,96	510,2	2,440	2,521	96,7	3,3

Tabela A26: Mistura tentativa 3 CP1.

N_{giros}	h CP1 (mm)	V_{máx}	G_{mb} estimado	G_{mb} corrigido	%G_{mm}	%V_v
1	80,64	633,3	1,965	2,033	78,0	22,0
2	78,52	616,7	2,018	2,088	80,1	19,9
3	77,04	605,1	2,056	2,128	81,7	18,3
4	75,96	596,6	2,086	2,158	82,8	17,2
5	75,13	590,1	2,109	2,182	83,8	16,2
6	74,44	584,7	2,128	2,202	84,5	15,5
7	73,86	580,1	2,145	2,219	85,2	14,8
8	73,36	576,2	2,160	2,235	85,8	14,2
9	72,91	572,6	2,173	2,248	86,3	13,7
10	72,53	569,6	2,184	2,260	86,8	13,2
11	72,19	567,0	2,195	2,271	87,2	12,8

12	71,87	564,5	2,204	2,281	87,6	12,4
13	71,58	562,2	2,213	2,290	87,9	12,1
14	71,3	560,0	2,222	2,299	88,3	11,7
15	71,04	557,9	2,230	2,308	88,6	11,4
16	70,8	556,1	2,238	2,315	88,9	11,1
17	70,6	554,5	2,244	2,322	89,1	10,9
18	70,4	552,9	2,250	2,329	89,4	10,6
19	70,21	551,4	2,257	2,335	89,6	10,4
20	70,04	550,1	2,262	2,341	89,8	10,2
21	69,87	548,8	2,267	2,346	90,1	9,9
22	69,73	547,7	2,272	2,351	90,2	9,8
23	69,6	546,6	2,276	2,355	90,4	9,6
24	69,44	545,4	2,282	2,361	90,6	9,4
25	69,32	544,4	2,285	2,365	90,8	9,2
26	69,18	543,3	2,290	2,370	91,0	9,0
27	69,1	542,7	2,293	2,372	91,1	8,9
28	68,95	541,5	2,298	2,378	91,3	8,7
29	68,82	540,5	2,302	2,382	91,4	8,6
30	68,73	539,8	2,305	2,385	91,6	8,4
31	68,63	539,0	2,308	2,389	91,7	8,3
32	68,53	538,2	2,312	2,392	91,8	8,2
33	68,44	537,5	2,315	2,395	91,9	8,1
34	68,33	536,7	2,319	2,399	92,1	7,9
35	68,26	536,1	2,321	2,402	92,2	7,8
36	68,19	535,6	2,323	2,404	92,3	7,7
37	68,09	534,8	2,327	2,408	92,4	7,6
38	68,02	534,2	2,329	2,410	92,5	7,5
39	67,94	533,6	2,332	2,413	92,6	7,4
40	67,85	532,9	2,335	2,416	92,7	7,3
41	67,78	532,3	2,337	2,419	92,8	7,2
42	67,71	531,8	2,340	2,421	92,9	7,1
43	67,65	531,3	2,342	2,423	93,0	7,0
44	67,56	530,6	2,345	2,426	93,1	6,9
45	67,52	530,3	2,346	2,428	93,2	6,8
46	67,46	529,8	2,348	2,430	93,3	6,7
47	67,39	529,3	2,351	2,433	93,4	6,6
48	67,33	528,8	2,353	2,435	93,5	6,5
49	67,26	528,3	2,355	2,437	93,6	6,4
50	67,22	527,9	2,357	2,439	93,6	6,4
51	67,15	527,4	2,359	2,441	93,7	6,3
52	67,1	527,0	2,361	2,443	93,8	6,2
53	67,04	526,5	2,363	2,445	93,9	6,1
54	67	526,2	2,365	2,447	93,9	6,1
55	66,93	525,7	2,367	2,449	94,0	6,0
56	66,87	525,2	2,369	2,451	94,1	5,9

57	66,83	524,9	2,371	2,453	94,2	5,8
58	66,77	524,4	2,373	2,455	94,2	5,8
59	66,76	524,3	2,373	2,456	94,3	5,7
60	66,69	523,8	2,376	2,458	94,4	5,6
61	66,65	523,5	2,377	2,460	94,4	5,6
62	66,59	523,0	2,379	2,462	94,5	5,5
63	66,56	522,8	2,380	2,463	94,5	5,5
64	66,53	522,5	2,381	2,464	94,6	5,4
65	66,49	522,2	2,383	2,465	94,6	5,4
66	66,46	522,0	2,384	2,467	94,7	5,3
67	66,39	521,4	2,386	2,469	94,8	5,2
68	66,36	521,2	2,387	2,470	94,8	5,2
69	66,34	521,0	2,388	2,471	94,8	5,2
70	66,28	520,6	2,390	2,473	94,9	5,1
71	66,23	520,2	2,392	2,475	95,0	5,0
72	66,2	519,9	2,393	2,476	95,1	4,9
73	66,18	519,8	2,394	2,477	95,1	4,9
74	66,14	519,5	2,395	2,479	95,1	4,9
75	66,12	519,3	2,396	2,479	95,2	4,8
76	66,07	518,9	2,398	2,481	95,2	4,8
77	66,05	518,8	2,399	2,482	95,3	4,7
78	66,01	518,4	2,400	2,483	95,3	4,7
79	65,99	518,3	2,401	2,484	95,4	4,6
80	65,92	517,7	2,403	2,487	95,5	4,5
81	65,91	517,7	2,404	2,487	95,5	4,5
82	65,86	517,3	2,406	2,489	95,5	4,5
83	65,86	517,3	2,406	2,489	95,5	4,5
84	65,8	516,8	2,408	2,491	95,6	4,4
85	65,79	516,7	2,408	2,492	95,6	4,4
86	65,77	516,6	2,409	2,492	95,7	4,3
87	65,76	516,5	2,409	2,493	95,7	4,3
88	65,72	516,2	2,411	2,494	95,7	4,3
89	65,69	515,9	2,412	2,496	95,8	4,2
90	65,66	515,7	2,413	2,497	95,8	4,2
91	65,64	515,5	2,414	2,497	95,9	4,1
92	65,62	515,4	2,414	2,498	95,9	4,1
93	65,59	515,1	2,415	2,499	95,9	4,1
94	65,56	514,9	2,417	2,500	96,0	4,0
95	65,53	514,7	2,418	2,502	96,0	4,0
96	65,5	514,4	2,419	2,503	96,1	3,9
97	65,49	514,4	2,419	2,503	96,1	3,9
98	65,48	514,3	2,420	2,504	96,1	3,9
99	65,46	514,1	2,420	2,504	96,1	3,9
100	65,42	513,8	2,422	2,506	96,2	3,8
101	65,41	513,7	2,422	2,506	96,2	3,8

102	65,37	513,4	2,424	2,508	96,3	3,7
103	65,36	513,3	2,424	2,508	96,3	3,7
104	65,34	513,2	2,425	2,509	96,3	3,7
105	65,32	513,0	2,425	2,510	96,3	3,7
106	65,29	512,8	2,427	2,511	96,4	3,6
107	65,26	512,6	2,428	2,512	96,4	3,6
108	65,25	512,5	2,428	2,512	96,4	3,6
109	65,23	512,3	2,429	2,513	96,5	3,5
110	65,21	512,2	2,430	2,514	96,5	3,5
111	65,19	512,0	2,430	2,515	96,5	3,5
112	65,17	511,8	2,431	2,515	96,6	3,4
113	65,16	511,8	2,431	2,516	96,6	3,4
114	65,14	511,6	2,432	2,517	96,6	3,4
115	65,11	511,4	2,433	2,518	96,6	3,4
116	65,08	511,1	2,434	2,519	96,7	3,3
117	65,07	511,1	2,435	2,519	96,7	3,3
118	65,05	510,9	2,435	2,520	96,7	3,3
119	65,04	510,8	2,436	2,520	96,7	3,3
120	65,04	510,8	2,436	2,520	96,7	3,3
121	65,01	510,6	2,437	2,522	96,8	3,2
122	64,99	510,4	2,438	2,522	96,8	3,2
123	64,96	510,2	2,439	2,524	96,9	3,1
124	64,95	510,1	2,439	2,524	96,9	3,1
125	64,95	510,1	2,439	2,524	96,9	3,1
126	64,92	509,9	2,440	2,525	96,9	3,1
127	64,89	509,6	2,442	2,526	97,0	3,0
128	64,87	509,5	2,442	2,527	97,0	3,0
129	64,86	509,4	2,443	2,527	97,0	3,0
130	64,87	509,5	2,442	2,527	97,0	3,0
131	64,84	509,3	2,443	2,528	97,0	3,0
132	64,81	509,0	2,445	2,529	97,1	2,9
133	64,79	508,9	2,445	2,530	97,1	2,9
134	64,78	508,8	2,446	2,531	97,1	2,9
135	64,76	508,6	2,446	2,531	97,2	2,8
136	64,76	508,6	2,446	2,531	97,2	2,8
137	64,74	508,5	2,447	2,532	97,2	2,8
138	64,74	508,5	2,447	2,532	97,2	2,8
139	64,73	508,4	2,448	2,533	97,2	2,8
140	64,69	508,1	2,449	2,534	97,3	2,7
141	64,69	508,1	2,449	2,534	97,3	2,7
142	64,67	507,9	2,450	2,535	97,3	2,7
143	64,66	507,8	2,450	2,535	97,3	2,7
144	64,65	507,8	2,451	2,536	97,3	2,7
145	64,64	507,7	2,451	2,536	97,3	2,7
146	64,62	507,5	2,452	2,537	97,4	2,6

147	64,62	507,5	2,452	2,537	97,4	2,6
148	64,61	507,4	2,452	2,537	97,4	2,6
149	64,59	507,3	2,453	2,538	97,4	2,6
150	64,58	507,2	2,453	2,538	97,4	2,6
151	64,58	507,2	2,453	2,538	97,4	2,6
152	64,56	507,1	2,454	2,539	97,5	2,5

Tabela A27: Mistura tentativa 3 CP2.

N_{giros}	h CP2 (mm)	V_{máx}	G_{mb} estimado	G_{mb} corrigido	%G_{mm}	%V_v
1	80,27	630,4	1,966	2,038	78,2	21,8
2	78,37	615,5	2,014	2,087	80,1	19,9
3	77,06	605,2	2,048	2,122	81,5	18,5
4	76,05	597,3	2,076	2,151	82,5	17,5
5	75,25	591,0	2,098	2,173	83,4	16,6
6	74,6	585,9	2,116	2,192	84,2	15,8
7	74,01	581,3	2,133	2,210	84,8	15,2
8	73,57	577,8	2,145	2,223	85,3	14,7
9	73,11	574,2	2,159	2,237	85,9	14,1
10	72,74	571,3	2,170	2,248	86,3	13,7
11	72,37	568,4	2,181	2,260	86,7	13,3
12	72,07	566,0	2,190	2,269	87,1	12,9
13	71,76	563,6	2,200	2,279	87,5	12,5
14	71,48	561,4	2,208	2,288	87,8	12,2
15	71,24	559,5	2,216	2,296	88,1	11,9
16	70,98	557,5	2,224	2,304	88,4	11,6
17	70,78	555,9	2,230	2,311	88,7	11,3
18	70,55	554,1	2,237	2,318	89,0	11,0
19	70,35	552,5	2,244	2,325	89,2	10,8
20	70,2	551,3	2,248	2,330	89,4	10,6
21	70,03	550,0	2,254	2,335	89,6	10,4
22	69,85	548,6	2,260	2,341	89,9	10,1
23	69,72	547,6	2,264	2,346	90,0	10,0
24	69,59	546,6	2,268	2,350	90,2	9,8
25	69,43	545,3	2,273	2,356	90,4	9,6
26	69,3	544,3	2,278	2,360	90,6	9,4
27	69,18	543,3	2,282	2,364	90,7	9,3
28	69,04	542,2	2,286	2,369	90,9	9,1
29	68,93	541,4	2,290	2,373	91,1	8,9
30	68,81	540,4	2,294	2,377	91,2	8,8
31	68,71	539,6	2,297	2,380	91,4	8,6
32	68,6	538,8	2,301	2,384	91,5	8,5
33	68,51	538,1	2,304	2,387	91,6	8,4
34	68,43	537,4	2,307	2,390	91,7	8,3
35	68,32	536,6	2,310	2,394	91,9	8,1

36	68,24	536,0	2,313	2,397	92,0	8,0
37	68,15	535,2	2,316	2,400	92,1	7,9
38	68,06	534,5	2,319	2,403	92,2	7,8
39	68,01	534,1	2,321	2,405	92,3	7,7
40	67,93	533,5	2,324	2,408	92,4	7,6
41	67,85	532,9	2,326	2,410	92,5	7,5
42	67,79	532,4	2,328	2,413	92,6	7,4
43	67,71	531,8	2,331	2,415	92,7	7,3
44	67,65	531,3	2,333	2,418	92,8	7,2
45	67,57	530,7	2,336	2,420	92,9	7,1
46	67,53	530,4	2,337	2,422	93,0	7,0
47	67,46	529,8	2,340	2,424	93,1	6,9
48	67,39	529,3	2,342	2,427	93,2	6,8
49	67,33	528,8	2,344	2,429	93,2	6,8
50	67,26	528,3	2,347	2,432	93,3	6,7
51	67,22	527,9	2,348	2,433	93,4	6,6
52	67,16	527,5	2,350	2,435	93,5	6,5
53	67,11	527,1	2,352	2,437	93,5	6,5
54	67,05	526,6	2,354	2,439	93,6	6,4
55	67,01	526,3	2,356	2,441	93,7	6,3
56	66,95	525,8	2,358	2,443	93,8	6,2
57	66,88	525,3	2,360	2,445	93,9	6,1
58	66,84	525,0	2,362	2,447	93,9	6,1
59	66,78	524,5	2,364	2,449	94,0	6,0
60	66,76	524,3	2,364	2,450	94,0	6,0
61	66,71	523,9	2,366	2,452	94,1	5,9
62	66,67	523,6	2,368	2,453	94,2	5,8
63	66,63	523,3	2,369	2,455	94,2	5,8
64	66,57	522,8	2,371	2,457	94,3	5,7
65	66,53	522,5	2,373	2,458	94,4	5,6
66	66,5	522,3	2,374	2,459	94,4	5,6
67	66,47	522,1	2,375	2,461	94,4	5,6
68	66,4	521,5	2,377	2,463	94,5	5,5
69	66,38	521,3	2,378	2,464	94,6	5,4
70	66,35	521,1	2,379	2,465	94,6	5,4
71	66,32	520,9	2,380	2,466	94,7	5,3
72	66,27	520,5	2,382	2,468	94,7	5,3
73	66,23	520,2	2,383	2,469	94,8	5,2
74	66,19	519,9	2,385	2,471	94,8	5,2
75	66,16	519,6	2,386	2,472	94,9	5,1
76	66,15	519,5	2,386	2,472	94,9	5,1
77	66,12	519,3	2,387	2,474	94,9	5,1
78	66,06	518,8	2,389	2,476	95,0	5,0
79	66,05	518,8	2,390	2,476	95,0	5,0
80	66,01	518,4	2,391	2,478	95,1	4,9

81	65,99	518,3	2,392	2,478	95,1	4,9
82	65,97	518,1	2,393	2,479	95,2	4,8
83	65,91	517,7	2,395	2,481	95,2	4,8
84	65,89	517,5	2,396	2,482	95,3	4,7
85	65,86	517,3	2,397	2,483	95,3	4,7
86	65,85	517,2	2,397	2,484	95,3	4,7
87	65,79	516,7	2,399	2,486	95,4	4,6
88	65,79	516,7	2,399	2,486	95,4	4,6
89	65,77	516,6	2,400	2,487	95,4	4,6
90	65,74	516,3	2,401	2,488	95,5	4,5
91	65,72	516,2	2,402	2,489	95,5	4,5
92	65,69	515,9	2,403	2,490	95,6	4,4
93	65,66	515,7	2,404	2,491	95,6	4,4
94	65,63	515,5	2,405	2,492	95,7	4,3
95	65,61	515,3	2,406	2,493	95,7	4,3
96	65,57	515,0	2,407	2,494	95,7	4,3
97	65,55	514,8	2,408	2,495	95,8	4,2
98	65,51	514,5	2,409	2,497	95,8	4,2
99	65,49	514,4	2,410	2,497	95,9	4,1
100	65,5	514,4	2,410	2,497	95,8	4,2
101	65,49	514,4	2,410	2,497	95,9	4,1
102	65,47	514,2	2,411	2,498	95,9	4,1
103	65,42	513,8	2,413	2,500	96,0	4,0
104	65,4	513,7	2,414	2,501	96,0	4,0
105	65,38	513,5	2,414	2,502	96,0	4,0
106	65,36	513,3	2,415	2,502	96,0	4,0
107	65,34	513,2	2,416	2,503	96,1	3,9
108	65,33	513,1	2,416	2,503	96,1	3,9
109	65,3	512,9	2,417	2,505	96,1	3,9
110	65,26	512,6	2,419	2,506	96,2	3,8
111	65,25	512,5	2,419	2,507	96,2	3,8
112	65,24	512,4	2,419	2,507	96,2	3,8
113	65,21	512,2	2,421	2,508	96,3	3,7
114	65,19	512,0	2,421	2,509	96,3	3,7
115	65,16	511,8	2,422	2,510	96,3	3,7
116	65,14	511,6	2,423	2,511	96,4	3,6
117	65,13	511,5	2,424	2,511	96,4	3,6
118	65,1	511,3	2,425	2,512	96,4	3,6
119	65,08	511,1	2,425	2,513	96,5	3,5
120	65,07	511,1	2,426	2,513	96,5	3,5
121	65,05	510,9	2,426	2,514	96,5	3,5
122	65,04	510,8	2,427	2,515	96,5	3,5
123	65,02	510,7	2,428	2,515	96,6	3,4
124	65,01	510,6	2,428	2,516	96,6	3,4
125	64,99	510,4	2,429	2,517	96,6	3,4

126	64,96	510,2	2,430	2,518	96,6	3,4
127	64,95	510,1	2,430	2,518	96,7	3,3
128	64,93	510,0	2,431	2,519	96,7	3,3
129	64,89	509,6	2,432	2,520	96,7	3,3
130	64,88	509,6	2,433	2,521	96,8	3,2
131	64,87	509,5	2,433	2,521	96,8	3,2
132	64,86	509,4	2,434	2,522	96,8	3,2
133	64,85	509,3	2,434	2,522	96,8	3,2
134	64,83	509,2	2,435	2,523	96,8	3,2
135	64,81	509,0	2,435	2,524	96,9	3,1
136	64,79	508,9	2,436	2,524	96,9	3,1
137	64,77	508,7	2,437	2,525	96,9	3,1
138	64,75	508,5	2,438	2,526	97,0	3,0
139	64,75	508,5	2,438	2,526	97,0	3,0
140	64,75	508,5	2,438	2,526	97,0	3,0
141	64,73	508,4	2,438	2,527	97,0	3,0
142	64,7	508,2	2,440	2,528	97,0	3,0
143	64,69	508,1	2,440	2,528	97,0	3,0
144	64,67	507,9	2,441	2,529	97,1	2,9
145	64,67	507,9	2,441	2,529	97,1	2,9
146	64,66	507,8	2,441	2,529	97,1	2,9
147	64,64	507,7	2,442	2,530	97,1	2,9
148	64,62	507,5	2,443	2,531	97,1	2,9
149	64,62	507,5	2,443	2,531	97,1	2,9
150	64,62	507,5	2,443	2,531	97,1	2,9
151	64,59	507,3	2,444	2,532	97,2	2,8
152	64,58	507,2	2,444	2,533	97,2	2,8