RODRIGO PIRES LEANDRO

**Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de
misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de
compactação**

**São Paulo
2016
2016**

RODRIGO PIRES LEANDRO

Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação

Tese de doutorado apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do Título de Doutor em
Engenharia

**São Paulo
2016
2016**

RODRIGO PIRES LEANDRO

Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação

Tese de doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do Título de Doutor em Engenharia

Área de Concentração: Engenharia de Transportes

Orientadora: Prof^a. Dra. Kamilla Vasconcelos

**São Paulo
2016
2016**

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

São Paulo, de de

Assinatura do autor:

Assinatura do orientador:

Catálogo-na-publicação

Leandro, Rodrigo Pires

Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação / R. P. Leandro -- versão corr. -- São Paulo, 2016.
287 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Misturas asfálticas (Dosagem) I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

*Dedicado aos meus pais, Pedro e Marlene, à
Eudiléia e à Laurinha (in memoriam)*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e irmãos, por todo apoio, amor, dedicação e incentivo incondicionais durante todos os passos da minha vida.

À Eudiléia pelo amor, companheirismo, incentivo, força, garra, carinho e amizade, principalmente nos momentos mais difíceis. Uma mulher forte e companheira.

À Prof^a. Dra. Kamilla Vasconcelos, pelo incentivo, ensinamentos, orientação, amizade, positivismo e dedicação em todos os momentos. Um ser humano ímpar.

À Prof^a. Dra. Liedi Légi Bariani Bernucci pela confiança, parceria e pelas sempre brilhantes ponderações e sugestões.

Ao Edson pela amizade, prestatividade, bom humor, apoio, conselhos e sugestões.

Aos funcionários e amigos do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação de Transportes da POLI-USP e a todos os professores, alunos e funcionários do Departamento de Transportes da POLI-USP pela colaboração e paciência.

A todos meus amigos e colegas do LTP, em especial ao Robson, Erasmo, Vanderlei, Diomária, Matheus, Cláudio, Kazuo e Rosângela, pela amizade e apoio.

Ao Kendi pela amizade, prestatividade, companheirismo e disponibilidade para a realização dos ensaios, discussões e caronas.

Ao Igor pela amizade, parceria e confiança durante esses anos.

À Universidade Federal do Ceará pela realização dos ensaios dos parâmetros de forma dos agregados e ao Laboratório de Tratamento de Minérios da Escola Politécnica da USP pela disponibilização dos britadores.

À Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia pelo afastamento concedido e apoio ao processo de qualificação docente.

À CAPES pela bolsa de doutorado.

À ANTT pelos investimentos em pesquisa, na forma de Recursos de Desenvolvimento Tecnológico e ao Grupo Arteris pela parceria nesse período.

A todos os professores e colegas de trabalho que cruzaram meu caminho transmitindo ensinamentos que contribuíram para minha formação profissional e pessoal.

RESUMO

Os procedimentos de dosagem Marshall e Superpave definem os teores de ligante de projeto baseados em parâmetros volumétricos. Nessa situação, sistemáticas de dosagem com tipos de compactação diferentes podem conduzir a teores de ligante de projeto distintos que definirão a vida útil dos revestimentos asfálticos. O objetivo principal desse trabalho é avaliar o comportamento mecânico de misturas asfálticas moldadas por diferentes métodos de compactação de laboratório e analisar a relação com os resultados de amostras obtidas a partir de misturas compactadas por rolagem pneumática na mesa compactadora francesa. A fase experimental consistiu na dosagem de misturas pelos métodos Marshall e Superpave (este último com dois tamanhos de moldes), além da compactação na Prensa de Cisalhamento Giratória (PCG) e da moldagem de placas na mesa compactadora. Avaliou-se o efeito do tipo de compactação, do tamanho do molde e do número de giros do Compactador Giratório Superpave (CGS) no teor de projeto, nos parâmetros volumétricos, no comportamento mecânico e no desempenho quanto à fadiga e à resistência ao afundamento em trilha de roda. Adicionalmente, foi avaliada a eficiência do método Bailey de composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente em função do tipo de agregado. Constatou-se que o método Bailey, por si só, não garante resistência à deformação permanente, sendo essa dependente do tipo de agregado incluindo seus parâmetros de forma. O principal produto da pesquisa, com efeitos práticos no projeto de misturas asfálticas, traduz-se na recomendação do método Superpave com molde de 100 mm (para $TMN \leq 12,5$ mm) para volume de tráfego médio a alto em detrimento ao método Superpave com 150 mm, tendo em vista que o primeiro apresenta densificação mais semelhante às amostras preparadas na compactação por rolagem (similar ao que ocorre em pista) o que resulta em comportamento mecânico também mais próximo da realidade de campo. A utilização dos moldes de 150 mm de diâmetro no CGS pode ser viabilizada desde que se adote um número de giros menor do aquele proposto para projeto pelo *Asphalt Institute* (2001). Por fim, é fundamental que os ensaios e os cálculos para obtenção dos parâmetros volumétricos e escolha do teor de projeto sigam ao normatizado pela ASTM, pelo *Asphalt Institute* (2001) e pela ABNT.

Palavras-chave: Misturas asfálticas. Dosagem. Compactação. Deformação Permanente. Fadiga.

ABSTRACT

The Marshall and Superpave mixture designs procedures are based mainly on volumetric parameters. Despite this similarity, the definition of the optimum asphalt content is highly influenced by the laboratory compaction method. The main objective of this study is to evaluate the effect of the compaction method on the volumetric and mechanical properties of asphalt mixtures. Furthermore, the results are compared with the performance of samples prepared on the LCPC roller compactor. The experimental procedure included Marshall and Superpave mixture design methods (the second one with two mold sizes), the French gyratory shear compactor (PCG), and also the LCPC roller compactor. The effect of compaction method, mold size and number of gyrations on the air voids content (and consequently, on the optimum asphalt binder content), mechanical properties and on the fatigue and rutting performance were evaluated. Moreover, the efficiency of the Bailey method for aggregate gradation selection on rutting was evaluated by the wheel tracking test of the LCPC. It was found that the Bailey method itself does not ensure resistance to rutting. It depends on the aggregate source, specially its shape. The main contribution of this study is the recommendation of the Superpave 100 mm ($NMS \leq 12,5$ mm) for medium and high traffic, once its densification was similar to the roller compacted samples. The use of 150 mm molds in the SGC is recommended only if the number of gyrations is smaller than the one used in this study. It is essential that the laboratory standard procedures used for the tests and volumetric parameters calculations follow ASTM, Asphalt Institute (2001) and ABNT.

Keywords: Asphalt mixture. Mixture Design. Compaction. Rutting. Fatigue.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema para determinação da Gse de misturas asfáltica (adaptado de VASCONCELOS; SOARES; LEITE, 2003)	40
Figura 2.2 – Desenvolvimento de resistência ao cisalhamento em revestimentos asfálticos numa condição de alta temperatura e baixa frequência de carregamento (Adaptado de FOSTER, 1982)	46
Figura 2.3 – Desenvolvimento de tensão de cisalhamento em revestimentos asfálticos numa condição de baixa temperatura e alta frequência de carregamento (Adaptado de FOSTER, 1982)	46
Figura 2.4 – Desenvolvimento de tensão de cisalhamento em revestimentos asfálticos numa condição de alta temperatura, baixa frequência de carregamento e com excesso de ligante asfáltico (Adaptado de FOSTER, 1982).....	47
Figura 2.5 – Exemplo de determinação do teor ótimo de ligante em função do Vv e do RBV (adaptado de SOARES <i>et al.</i> , 2000)	53
Figura 2.6 – Desenho esquemático da relação entre os níveis de projeto de misturas asfálticas do método francês e os respectivos ensaios (adaptado de LCPC, 2007) .	62
Figura 2.7 – Dimensões de um corpo de prova para ensaio de módulo complexo do método francês.....	65
Figura 2.8 – Curva mestra de equivalência frequência-temperatura (BARRA, 2009)	66
Figura 3.1 – Distribuição dos vazios de ar em função da altura dos corpos de prova Superpave com 100 mm de diâmetro (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006).....	71
Figura 3.2 – Distribuição dos vazios de ar em função da altura dos corpos de prova Superpave com 150 mm de diâmetro (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006).....	72
Figura 3.3 – Direções para medição do volume de vazios em amostras circulares com utilização de raios gama (adaptado de DUBOIS; DE LA ROCHE; BURBAN, 2010)	72
Figura 3.4 – Distribuição dos vazios de ar em função da altura dos núcleos extraídos dos corpos de prova Superpave com 150 mm de diâmetro (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006)	74
Figura 3.5 – Esquema para broqueamento e serragem dos corpos de prova do CGS para avaliação do volume de vazios (adaptado de CHEHAB,O’QUINN; KIM, 2000)	75
Figura 3.6 – Efeito da temperatura e do número de giros no volume de vazios de uma mistura asfáltica densa (adaptado de ARAYA-ZAMORANO <i>et al.</i> , 2014)	80

Figura 3.7 – Relação entre a tensão de cisalhamento e a %Gmm em função do número de giros no CGS (ARAYA-ZAMORANO <i>et al.</i> , 2014).....	82
Figura 3.8 – Desenho esquemático da direção do broqueamento das placas para obtenção de corpos de prova cilíndricos no estudo de Dubois, De La Roche e Burban (2010)	84
Figura 3.9 – Desenho esquemático da relação estabilidade-durabilidade de concretos asfálticos ilustrando a filosofia de seleção do teor de asfalto de projeto (Adaptado de MONISMITH; FINN; VALLERGA, 1989)	90
Figura 3.10 – Determinação do teor “ideal” de CAP em função do desempenho relativo quanto à fadiga e à deformação permanente (adaptado de KHOSLA; AYYALA, 2013)	94
Figura 3.11 – Determinação do número de giros “ótimo” em função do teor de ligante (adaptado de KHOSLA; AYYALA, 2013).....	94
Figura 4.1 – Desenho esquemático da evolução das tensões e deformações em função da passagem de uma carga de roda	99
Figura 4.2 – (a) Deformação permanente com alteração de volume; (b) e (c) deformação permanente por distorção (HARVEY, WEISSMAN e MONISMITH, 2009)	101
Figura 4.3 – Deformação permanente da mistura asfáltica por densificação (adaptado de CARVALHO, 1997)	101
Figura 4.4 – Deformação permanente da mistura asfáltica por cisalhamento (adaptado de CARVALHO, 1997)	102
Figura 4.5 – Desenho esquemático do <i>caliper</i> para classificação de partículas achatadas e alongadas	112
Figura 4.6 – Desenho esquemático da curva de deformação permanente acumulada em função do número de ciclos (adaptado de PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006)	122
Figura 4.7 – Relação entre o índice de angularidade do agregado graúdo e o afundamento no ensaio APA (adaptado de HUANG <i>et al.</i> , 2009).....	124
Figura 4.8 – Afundamento em função dos ciclos de carregamento (adaptado de CHEN; LIN; CAHNG, 2005).....	124
Figura 4.9 – Arranjos de partículas esféricas considerados por Vavrik, Pine e Carpenter (2002)	126
Figura 5.1– Fluxograma do método experimental	133

Figura 5.2 – Distribuição granulométrica SPV 12,5 mm e faixa C do DNIT	135
Figura 5.3 – Distribuição granulométrica SPV 12,5 mm, pontos de controle, zona de restrição e linha de densificação máxima com escala horizontal na forma de potência de 0,45	135
Figura 5.4 – Frações dos agregados graníticos para a composição das misturas..	137
Figura 5.5 – Frações do seixo rolado para a composição das misturas.....	138
Figura 5.6 – Temperaturas de trabalho do CAP 50/70.....	140
Figura 5.7 – Temperaturas de trabalho do CAP Modificado	140
Figura 5.8 – Fluxograma da Etapa 2 do método experimental.....	143
Figura 5.9 – Algumas etapas do procedimento do ensaio RICE para determinação da Gmm.....	144
Figura 5.10 – Algumas etapas do procedimento de dosagem Marshall	144
Figura 5.11 – Compactador giratório Superpave.....	144
Figura 5.12 – Esquema de corte dos corpos de prova Superpave.....	145
Figura 5.13 – Distribuição granulométrica com TMN 12,5 mm do método Superpave e os pontos de controle da curva de partida para misturas EB14-BBSG do método francês	146
Figura 5.14 – Algumas etapas do processo de compactação de misturas asfálticas na PCG	148
Figura 5.15 – Desenho esquemático de uma placa compactada na mesa LCPC...	149
Figura 5.16 – Sequência dos procedimentos para a compactação das placas na mesa compactadora do tipo LCPC.....	149
Figura 5.17 – Ensaio de afundamento em trilha de roda: a) Aquisição das leituras de afundamento de trilha de roda e; b) Placa após ensaio	150
Figura 5.18 – Fluxograma da Etapa 3 do método experimental.....	152
Figura 5.19 – Amostras para ensaios de fadiga à flexão. (a) placas antes do processo de serragem e, (b) vigotas prontas para o ensaio	154
Figura 5.20 – Desenho esquemático de uma amostra prismática instrumentada para o teste de fadiga à flexão em quatro pontos (ASTM D 7460).....	155
Figura 5.21 – Corpos de prova de 100mm de diâmetro extraídos de uma placa moldada na mesa compactadora do tipo LCPC	158
Figura 5.22 – Desenho esquemático de uma curva deslocamento-tempo (1 ciclo) para determinação das deformações instantânea e total (adaptado da ASTM D 7369)	159

Figura 5.23 – Detalhe da instrumentação para a realização dos ensaios de Mr	160
Figura 5.24 – Exemplo de execução de ensaio de Rt em amostras cilíndricas de concreto asfáltico	161
Figura 5.25 – Esquema geral do ensaio de módulo dinâmico.....	163
Figura 5.26 – Britador de rolos: a) Visão geral do equipamento e; b) Detalhe dos rolos	164
Figura 5.27 – Britador de mandíbula: a) Visão geral do equipamento e; b) Detalhe dos rolos.....	165
Figura 5.28 – Esquema resumido do fluxograma da Etapa 4.....	166
Figura 6.1 – Volume de vazios de corpos de prova provenientes dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave e das placas moldadas por rolagem pneumática antes e depois do ensaio de afundamento em trilha de roda – ligante modificado por SBS	172
Figura 6.2 – Volume de vazios de corpos de prova provenientes dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave e das placas moldadas por rolagem pneumática antes do ensaio de afundamento em trilha de roda – CAP 50/70 em comparação com CAP modificado	174
Figura 6.3 – Valores de volume de vazios em função do número de giros na PCG para misturas com CAP 50/70 e modificado por SBS	176
Figura 6.4 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com CAP modificado	180
Figura 6.5 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com CAP convencional	181
Figura 6.6 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para as amostras provenientes dos métodos de dosagem Marshall e Superpave antes e depois dos processos de serragem e/ ou broqueamento (CAP modificado).....	182
Figura 6.7 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para as amostras provenientes dos métodos de dosagem Marshall e Superpave antes e depois dos processos de serragem e/ ou broqueamento (CAP 50/70)	183
Figura 6.8 – Desmonte manual dos CPs do CGS: (a) Esquema de desmonte dos bordos dos CPs de 150 mm (núcleo e borda); (b) Esquema de desmonte da base e	

do topo das amostras de 150 mm (topo, centro e base); (c) Marcação da área de desmonte e; (d) Detalhe do processo de desmonte	184
Figura 6.9 – Resultado da análise granulométrica de diferentes regiões de uma amostra de 100 mm de diâmetro e 75 giros do Superpave.....	185
Figura 6.10 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros (CGS de 100 mm com CAP modificado).....	186
Figura 6.11 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros (CGS de 150 mm com CAP modificado).....	187
Figura 6.12 – Curvas de volume de vazios (PCG) em função do número de giros e curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos (CAP modificado)	188
Figura 6.13 – Curvas de volume de vazios (PCG) em função do número de giros e curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos (CAP 50/70).....	189
Figura 6.14 – Percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos com diferentes teores de CAP 50/70 e de CAP modificado por SBS	190
Figura 6.15 – Resultados de fadiga por compressão diametral para as misturas com 4, 5 e 6% de ligante para os valores médios de 3 corpos de prova extraídos de placas moldadas por rolagem com CAP modificado e convencional	192
Figura 6.16 – Imagens dos corpos de prova com CAP 50/70 após a realização do ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada	193
Figura 6.17 – Resultados de fadiga em amostras prismáticas à deformação controlada em função do número de ciclos com diferentes teores de CAP50/70 ...	193
Figura 6.18 – Variação dos valores médios de módulo de resiliência em função do teor e do tipo de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação	195
Figura 6.19 – Curvas deslocamento – tempo resultantes dos ensaios de Mr em misturas com CAP 50/70 e com CAP modificado	196
Figura 6.20 – Valores médios de módulo dinâmico em função da frequência para misturas com CAP 50/70.....	199
Figura 6.21 – Valores médios de módulo dinâmico em função da frequência para misturas com CAP modificado	199
Figura 6.22 – Curva mestra do módulo dinâmico para as misturas com 4, 5 e 6% de CAP 50/70 e CAP modificado por SBS	200

Figura 6.23 – Variação dos valores médios de resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação.....	201
Figura 6.24 – Valores da relação M_r/R_t em função do teor de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação e diferentes ligantes .	203
Figura 6.25 – Valores médios de V_a (%), M_r (MPa) e R_t (MPa) em função do teor de ligante modificado por SBS para os diferentes métodos de compactação e os respectivos teores de projeto	204
Figura 6.26 – Valores médios de V_a (%), M_R (MPa) e R_T (MPa) em função do teor de CAP 50/70 para os diferentes métodos de compactação e os respectivos teores de projeto	206
Figura 6.27 – Variação dos valores médios de módulo de resiliência em função do teor de ligante (SBS) para os corpos de prova do CGS (100 e 150 mm) para 50, 75 e 100 giros.....	207
Figura 6.28 – Variação dos valores médios de resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante (SBS) para os corpos de prova do CGS (100 e 150 mm) para 50, 75 e 100 giros	208
Figura 6.29 – Porcentagem de afundamento em trilha de roda e número de ciclos na ruptura, por teor de ligante, para amostras obtidas de compactação por rolagem na mesa compactadora com ligantes modificado e convencional.....	209
Figura 6.30 – Percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos para misturas com seixo antes (SNB) e após (SB) a britagem e para as misturas com agregado granítico	213

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores limites dos parâmetros do ensaio Marshall para dosagem de misturas asfálticas a quente do <i>Asphalt Institute</i> (1997)	50
Tabela 2.2 – Valores limites dos parâmetros do ensaio Marshall para dosagem de misturas asfálticas a quente (adaptado da ES-031/2006 do DNIT).....	51
Tabela 2.3 – Número de giros em função do tráfego segundo o <i>Asphalt Institute</i> (2001).....	55
Tabela 2.4 – Requisitos volumétricos do Superpave para o projeto de misturas asfálticas segundo o <i>Asphalt Institute</i> (2001)	56
Tabela 2.5 – Limites quanto à distribuição granulométrica de partida de misturas do tipo EB-BBSG e EB-BBME do método francês (LCPC, 2007)	60
Tabela 2.6 – Classe de tráfego do método francês em função do volume diário médio de caminhões na faixa de projeto (LCPC, 2007).....	62
Tabela 2.7 – Especificação do método francês quanto ao número de giros e ao volume de vazios de amostras moldadas na PCG em função do tipo de mistura (LCPC, 2007)	63
Tabela 2.8 – Especificação do método francês quanto à porcentagem de afundamento em trilha de roda (adaptado do LCPC, 2007).....	65
Tabela 3.1 – Número de giros de projeto proposto por Prowell e Brown (2007)	78
Tabela 3.2 – Resultados de módulo dinâmico para diferentes números de giros no CGS para mistura com TMN de 12,5 mm (KHOSLA; AYYALA, 2013).....	82
Tabela 3.3 – Volume de vazios médio e desvio padrão de amostras provenientes da compactação giratória (PCG), mesa compactadora LCPC, compressão estática e de campo (adaptado de DUBOIS; DE LA ROCHE; BURBAN, 2010).....	85
Tabela 4.1 – Percentual de faces fraturadas do agregado graúdo segundo o <i>Asphalt Institute</i> (2001)	110
Tabela 4.2 – Percentual de faces fraturadas do agregado graúdo segundo <i>Advanced Asphalt Technologies</i> (2011).....	111
Tabela 4.3 – Porcentagens mínimas requeridas de vazios de ar no agregado miúdo não compactado (ASPHALT INSTITUTE, 2001).....	112
Tabela 4.4 – Limites de classificação dos parâmetros de forma dos agregados (AL ROUSAN, 2004).....	117

Tabela 4.5 – Peneiras de controle do método Bailey (VAVRIK; PINE; CARPENTER, 2002)	129
Tabela 4.6 – Faixas de valores recomendados para os parâmetros do método Bailey (adaptado de VAVRIK; PINE; CARPENTER, 2002).....	130
Tabela 5.1 – Frações e composição da mistura de projeto (SPV 12,5 mm) – agregado granítico	134
Tabela 5.2 – Parâmetros do método Bailey e seus respectivos limites para TMN 12,5 mm	136
Tabela 5.3 – Caracterização dos materiais pétreos graníticos e da cal	137
Tabela 5.4 – Caracterização do seixo rolado (agregado natural).....	138
Tabela 5.5 – Características do CAP 50/70 e do ligante modificado por SBS	139
Tabela 5.6 – Valores dos parâmetros I1, I2, I3 e I4 para corpos de prova com dimensões Marshall	160
Tabela 5.7 – Tempo mínimo recomendado para o equilíbrio da temperatura de amostras de concreto asfáltico para o ensaio de $ E^* $ (AASHTO T342-11)	162
Tabela 6.1 – Teores de projeto e parâmetros volumétricos para os ligantes estudados em função do tipo de compactação utilizado	167
Tabela 6.2 – Número de giros equivalente (N _{Geq}) do CGS para se obter o mesmo teor de projeto Marshall.....	169
Tabela 6.3 – Densificação média da mistura asfáltica com 4% de CAP modificado e moldada em cilindros de 100 mm de diâmetro no CGS	170
Tabela 6.4 – Números de giros referentes ao “ <i>locking point</i> ” (LP) das misturas com CAP modificado por SBS moldadas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro	171
Tabela 6.5 – Números de giros referentes ao “ <i>locking point</i> ” (LP) das misturas com CAP 50/70 moldadas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro.....	171
Tabela 6.6 – Resultados dos parâmetros estatísticos para avaliação dos modelos lineares do volume de vazios em função dos teores de ligante	174
Tabela 6.7 – Volume de vazios em função do teor de ligante e do número de giros, ou do número de golpes, de cada método de compactação – Variação razão do volume de vazios tendo como referência as placas antes do ensaio de afundamento em trilha de roda	177
Tabela 6.8 – Volume de vazios em função do teor de ligante e do número de giros ou do número de golpes de cada método de compactação – Variação da razão do	

volume de vazios tendo como referência as placas após ensaio de afundamento em trilha de roda	179
Tabela 6.9 – Teor de ligante em diferentes regiões de amostras Superpave	185
Tabela 6.10 – Valores médios de M_r e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de CAP	196
Tabela 6.11 – Resultado do teste de hipóteses na avaliação dos resultados médios entre diferentes sistemáticas de compactação em laboratório.....	197
Tabela 6.12 – Valores de módulo dinâmico para misturas com CAP 50/70 e modificado por SBS.....	198
Tabela 6.13 – Valores médios de resistência à tração por compressão diametral e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de ligante	202
Tabela 6.14 – Valores de módulo de resiliência e dinâmico, afundamento em trilha de roda e modelo de fadiga para teores e tipos de ligante diferentes	212
Tabela 6.15 – Parâmetros de forma do agregado granítico e do seixo antes e depois da britagem	214

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AG - Proporção de Agregados Graúdos

AIMS - Aggregate Imaging Measurement System

AFNOR - Association Française de Normalisation

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

APA - Asphalt Pavement Analyzer

ASTM - American Society for Testing and Materials

ATR – Afundamento em Trilha de Roda

BBSG - Béton Bitumineux Semi-Grenu

BBME - Béton Bitumineux à Module Élevé

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CGS – Compactador Giratório Superpave

CP – Corpo de Prova

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ESAL - Equivalent Axle Loads

GA - Gradiente de angularidade

GAF - Proporção de Agregados Graúdos do Agregado Miúdo

HWTD - Hamburg Wheel Tracking Device

LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LP – Locking Point

LVDT - Linear Variable Differential Transformer

MD – Módulo Dinâmico

MGS - Massa de Granulares Secos

Mr – Módulo de Resiliência

NG – Número de Giros

NGeq – Número de Giros equivalente

PCG – Prensa de Cisalhamento Giratória

PCP - Peneira de Controle Primário

PCS - Peneira de Controle Secundário

PCT - Peneira de Controle Terciário

PG – Performance Grade

RBV – Relação Betume-Vazios

RVE - Representative Volume Element

Rt – Resistência à Tração por Compressão Diametral

SBS - eStireno-Butadieno-eStireno

SHRP - Strategic Highway Research Program

SP - Esfericidade

SPV – Superpave

SST - Simple Shear Test

TMN – Tamanho Máximo Nominal

TX - Microtextura

USP – Universidade de São Paulo

UFC – Universidade Federal do Ceará

Va – Air Void

VAM – Volume de Vazios no Agregado Mineral

VDMA - Volume Diário Médio Anual

VFA - *Voids Filled With Asphalt*

VMA - Voids in Mineral Aggregate

Vv – Volume de Vazios

WES - Waterways Experiment Station

LISTA DE SÍMBOLOS

Gmm - densidade máxima teórica

Gmb - densidade aparente do corpo de prova compactado determinado de acordo com os procedimentos da ASTM D 2726

Wd - Peso ao ar ou peso seco (g)

Wssd - Peso medido na condição saturada de superfície seca (g)

Wsub - Peso medido na condição saturada imerso em água (g)

Ps - Proporção de agregado, % em relação à massa total da mistura

Gse - Densidade efetiva da mistura asfáltica

Pb - Teor de asfalto, % em relação à massa total da mistura e

Gb - Densidade do asfalto

Gsb - Densidade aparente da mistura de agregado

Pb - Teor de ligante e

Gb - Densidade do ligante

TLext - Teor de ligante externo em %

TLeint - Teor de ligante interno em %

MB - Massa de ligante

$|G^*|$ - Módulo de cisalhamento dinâmico

(δ) - Ângulo de fase

%Gmmxx - Porcentagem da Gmm para o número de giros XX

Gmb - Densidade aparente da mistura

θ - Ângulo de orientação dos pontos de borda

R_θ - Raio da partícula no ângulo θ

$\Delta\theta$ - Incremento da diferença no ângulo

$\Delta\sigma$ - diferença de tensões no centro dos corpos de prova em MPa

$T_{eff.fadiga}$ - temperatura de ensaio em °C

T_{20mm} - temperatura a 20 mm de profundidade a partir da superfície em °C

T_{ar} - temperatura média anual do ar em °C, e

lat - latitude da localização do projeto em graus.

NM - valor normalizado de módulo dinâmico;

S - rigidez à flexão

σ_t - tensão de tração máxima em Pa;

ϵ_t - máxima deformação de tração em mm/ mm;

μ - coeficiente de Poisson;

δ_v - deslocamento recuperável vertical

δ_h - deslocamentos recuperáveis vertical horizontal

$|E^*|$ - módulo dinâmico

N_{100} - número de ciclos correspondente à deformação de tração de 100×10^{-6}

ϵ_6 - deformação de tração ($\times 10^{-6}$) correspondente ao número de ciclos de 10^6

SUMÁRIO

RESUMO.....	vii
ABSTRACT	viii
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxi
1 INTRODUÇÃO	25
1.1 Breve Histórico.....	25
1.2 Identificação do Problema	27
1.3 Justificativa	29
1.4 Objetivos	30
1.5 Organização do Trabalho	31
2 TIPOS DE COMPACTAÇÃO E MÉTODOS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE.....	33
2.1 Introdução	33
2.2 Abordagens para a Formulação de Misturas Asfálticas a Quente	35
2.3 Parâmetros Volumétricos para a Dosagem de Misturas Asfálticas.....	36
2.4 O Método de Dosagem Marshall.....	44
2.5 O Método de Dosagem Superpave.....	53
2.6 Teor de Projeto de Misturas Asfálticas Dosadas pelo Método Marshall e pelo Método Superpave..	57
2.7 Método Francês para Formulação de Misturas Asfálticas.....	59
3 EFEITO DO TIPO DE COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS..	68
3.1 Efeito do Tamanho do Corpo de Prova na Compactação Giratória.....	69
3.2 Efeito dos Processos de Redução de Tamanho de Amostras de Compactadores Giratórios.....	73

3.2.1	Volume de Vazios dos Núcleos Resultantes dos Processos de Serragem e Broqueamento das Amostras do CGS e da PCG	73
3.2.2	Rigidez e Resistência das Amostras Resultantes dos Processos de Serragem e Broqueamento ..	75
3.3	Efeito do Número de Giros no Comportamento de Amostras Superpave.....	76
3.3.1	Efeito do Número de Giros no Volume de Vazios das Amostras do CGS	76
3.3.2	Efeito do Número de Giros na Rigidez e Resistência ao Cisalhamento das Amostras do CGS	81
3.4	Efeito do Tipo de Compactação em Laboratório e a Relação com a Compactação de Misturas Asfálticas em Campo	83
3.4.1	Efeito do Tipo de Compactação na Volumetria e na Homogeneidade de Misturas Asfálticas	83
3.4.2	Efeito do Tipo de Compactação na Rigidez e na Resistência das Misturas em Laboratório e em Campo	88
3.4.3	Efeito do Tipo de Compactação no Desempenho das Misturas em Laboratório e em Campo	90
4	<i>EFEITO DA FORMA DO AGREGADO NO DESEMPENHO QUANTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE</i>	98
4.1	Mecanismos de Ocorrência da Deformação Permanente	100
4.2	Considerações a Respeito das Amostras Produzidas em Laboratório para Avaliação da Deformação Permanente em Misturas Asfálticas.....	103
4.3	Considerações do Efeito da Forma do Agregado nos Parâmetros Volumétricos e no Comportamento Quanto à Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Densas.....	107
4.3.1	Considerações a Respeito dos Parâmetros de Forma dos Agregados para o Projeto de Misturas Asfálticas	108
4.3.2	Parâmetros de Forma dos Agregados e a Volumetria de Corpos de Prova de Concreto Asfáltico	118
4.3.3	Efeito dos Parâmetros de Forma no Desempenho Quanto à Deformação Permanente	120
4.3.4	Método Bailey de Composição Granulométrica	124
5	<i>MÉTODOS E MATERIAIS</i>	133
5.1	Método Experimental.....	133
5.1.1	Etapa 1: Coleta, preparo e caracterização dos materiais	133
5.1.2	Etapa 2: Dosagens das misturas asfálticas e procedimentos para a avaliação dos efeitos do tipo de compactação e de alguns padrões adotados no CGS.....	140
5.1.3	Etapa 3: Avaliação do Comportamento mecânico em função do teor de ligante	151
5.1.4	Etapa 4: Avaliação da eficiência do método Bailey de composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente	163

6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	167
6.1	Efeito do Método de Dosagem e das Condições de Compactação sobre o Volume de Vazios e o Teor de Projeto	167
6.1.1	Efeito do Tamanho do Corpo de Prova e do Tipo de Compactação no Volume de Vazios	171
6.1.2	Comparativo das Curvas de Densificação da Compactação Giratória	180
6.1.3	Efeito do Processo de Serragem e/ou Broqueamento das Amostras do CGS sobre o Volume de Vazios em Relação às Placas Moldadas por Rolagem	182
6.1.4	Efeito do Número de Giros e do Tamanho do Corpo de Prova sobre o Volume de Vazios em Relação às Placas Moldadas por Rolagem	186
6.2	Avaliação Quanto à Deformação Permanente em Função do Tipo de Ligante	188
6.3	Avaliação Quanto à Fadiga em Função do Tipo de Ligante	191
6.4	Efeito do Tipo de Compactação e do Tipo de Ligante na Rigidez e Resistência à Tração.....	194
6.5	Efeito do Número de Giros (CGS) na Rigidez e Resistência à Tração.....	207
6.6	Avaliação Conjunta Quanto à Deformação Permanente, à Vida de Fadiga e à Rigidez.....	209
6.7	Avaliação do Método Bailey em Função do Tipo e dos Parâmetros de Forma do Agregado.....	212
7	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	216
7.1	Quanto ao efeito do método de dosagem sobre o volume de vazios e o teor de projeto.....	216
7.2	Quanto ao efeito do tipo de compactação.....	217
7.3	Quanto ao efeito dos processos de redução de tamanho dos corpos de prova Superpave.....	218
7.4	Quanto à rigidez.....	218
7.5	Quanto ao comportamento em relação ao afundamento em trilha de roda e à fadiga.....	219
7.6	Quanto à eficiência do método Bailey no comportamento em relação ao afundamento em trilha.....	220
8	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	222
	REFERÊNCIAS.....	223
	APÊNDICE A: Testes Estatísticos	233

<i>APÊNDICE B: Resultados dos parâmetros volumétricos para a dosagem com CAP modificado por SBS.....</i>	<i>239</i>
<i>APÊNDICE C - Método de determinação do Número de Giros Equivalente.....</i>	<i>264</i>
<i>APÊNDICE D - Efeito do Tipo de Compactação e do Tamanho do Molde sobre as Curvas de densificação das Misturas com CAP Modificado e com CAP Convencional</i>	<i>269</i>
<i>APÊNDICE E: Valores de Módulo de Resiliência para as Misturas com CAP 50/70 e Modificado por SBS.....</i>	<i>272</i>
<i>APÊNDICE F – Valores de Resistência à Tração por Compressão Diametral</i>	<i>277</i>
<i>APÊNDICE G - Parâmetros de forma dos agregados pelo AIMS</i>	<i>282</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 Breve Histórico

A utilização de asfaltos remete ao Egito antigo em que sua civilização utilizava esse material nos processos de mumificação. Os primeiros usos como material de construção são atribuídos aos Romanos que utilizavam os asfaltos como material impermeabilizante em suas áreas de banho e como vedação de conexões hidráulicas dos sistemas de distribuição de água. No período das grandes navegações, entre os séculos XV e XVI, os asfaltos também eram utilizados na manutenção das embarcações (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

A utilização de asfaltos na construção rodoviária é mais recente, sendo que as primeiras aplicações ocorreram no final do século XIX. Na década de 1880, nos Estados Unidos, as misturas asfálticas eram patenteadas e fabricadas com asfalto natural de Trinidad e Tobago. O asfalto era transportado em barris até o local de construção e então misturado com agregados locais em proporções baseadas na experiência dos detentores da patente (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

O desencadeador da generalização da pavimentação asfáltica foi o efeito causado pelas solicitações do tráfego de veículos sobre a superfície das estradas rurais pavimentadas com macadame hidráulico. A passagem dos veículos e a ação do clima geravam problemas recorrentes de erosão e de estabilidade estrutural do pavimento, prejudicando prematuramente a qualidade de rolamento. Então, os asfaltos foram utilizados, inicialmente, como tratamento antipó. Frente aos resultados positivos da nova técnica, essa se difundiu rapidamente pelos Estados americanos (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

A partir de 1920, o aumento do número de automóveis exigiu o desenvolvimento de revestimentos asfálticos mais resistentes e duráveis demandando uma sistemática apropriada de dosagem para a formulação das misturas asfálticas. Até àquela época, os métodos de dosagem eram baseados apenas na experiência de campo e não incluíam nenhum ensaio de resistência para a avaliação das misturas.

O primeiro método formal de dosagem a considerar a avaliação quanto à resistência das misturas foi o Hubbard-Field, em meados dos anos de 1920. Este método foi

desenvolvido para misturas areia-asfalto com 100% das partículas de agregado menores que 4,75 mm. Desde então, novas sistemáticas têm surgido em função das mudanças ocorridas no volume de tráfego e no peso e na configuração de eixos dos veículos. Assim, o método Hubbard-Field foi substituído em meados dos anos 1950 pelos métodos Marshall e pelo método de Hveem, sendo que o primeiro se difundiu rapidamente em escala mundial (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

Durante os anos 1980, várias rodovias americanas de tráfego pesado apresentaram problemas prematuros relacionados à deformação permanente. Essas ocorrências foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Acreditava-se que a compactação por impacto, durante o procedimento de dosagem, produzia corpos de prova (CPs) com densidades distintas daquelas apresentadas pelas misturas em campo (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

Essas constatações somadas ao aumento do número de solicitações e da magnitude do carregamento motivaram os estudos do *Strategic Highway Research Program* (SHRP) entre 1987 e 1992 e um dos resultados desse programa foi o método de projeto de misturas asfálticas densas denominado de Superpave. A principal contribuição da nova sistemática foi a adoção de um método de compactação que fornecesse corpos de prova com volumetria e distribuição de agregados similares aos de campo.

Na década de 1990, o FHWA desenvolveu o Compactador Giratório Superpave (CGS) que é uma sistemática de compactação giratória híbrida entre a compactação giratória do Texas (1930), o *Gyratory Test Machine* desenvolvido por John L. McRae do Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano (1950) e a Prensa de Cisalhamento Giratória francesa (HARMAN *et al.*, 2002).

O Compactador Giratório Superpave (CGS) foi adotado em função da sua facilidade de uso quando comparado a outros tipos de compactadores estudados no SHRP. O equipamento é similar à Prensa de Cisalhamento Giratória (PCG) do LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), divergindo no ângulo de giro. Além da facilidade de uso, outro ponto favorável do equipamento é a repetitividade quanto aos resultados de volume de vazios. Dessa forma, nos Estados Unidos, a partir dos

anos 2000, os métodos tradicionais de dosagem passaram a ser substituídos pela sistemática Superpave.

Contudo, a adoção do CGS não constituiu consenso entre os pesquisadores. Alguns autores à época se mostraram favoráveis à adoção de uma sistemática de compactação por rolagem frente às observações de que essas foram as que melhor simularam as condições de campo em aspectos como volumetria, distribuição dos agregados e comportamento mecânico (SOUSA *et al.*, 1991; KHAN *et al.*, 1998). Atualmente, dentre os diferentes métodos correntes de dosagem de misturas asfálticas têm-se como principais o método Marshall, o método Superpave e o método francês do LCPC.

1.2 Identificação do Problema

A proposta dos métodos de dosagem de misturas asfálticas é determinar a proporção de ligante para uma distribuição granulométrica pré-estabelecida de agregado que resulte em desempenho satisfatório quando em serviço. Esses métodos são usualmente derivados de ensaios de laboratório em materiais que serão utilizados em campo. Assim, para que os resultados dos ensaios sejam representativos, as amostras preparadas devem assemelhar-se, tanto quanto possível, àquelas resultantes do campo que são obtidas após os processos de usinagem, lançamento, compactação e, subsequentemente, do carregamento devido ao tráfego, ao envelhecimento e à ação dos agentes climáticos. No que tange à compactação, essa deverá produzir amostras com densidades e orientação de partículas de agregado semelhantes as de pista.

A evolução dos procedimentos de dosagem levou ao surgimento de diversas formas de compactação que variam inclusive quanto ao tamanho e a forma das amostras. Assim, métodos de dosagem diferentes, com processos de compactação e tamanho de amostras também diferentes, podem conduzir a teores de projeto distintos.

Apesar das diferenças entre as formas de compactação, a avaliação volumétrica dos corpos de prova assume papel fundamental nos métodos de dosagem. Corpos de prova compactados de modo diferente e de volumetria similar podem resultar em

comportamento mecânico distinto, tendo em vista que este também é função da distribuição dos constituintes no interior das amostras.

Assim, a compactação de misturas asfálticas assume papel importante no desempenho da camada em que esse material será utilizado. As características das misturas, tais como volume de vazios, são altamente dependentes do método e da temperatura de compactação e afetam o desempenho do pavimento quanto aos fenômenos de fadiga e de deformação permanente.

A respeito dos métodos de dosagem, o método francês é o único que contempla de maneira consolidada ensaios mecânicos com preocupação em simular a forma das solicitações de campo ainda durante a fase de dosagem. Os ensaios são eliminatórios e divididos em níveis em função da importância da rodovia. Isso é resultado de anos de pesquisa campo-laboratório naquele país. Porém, a disseminação da sistemática é difícil por demandar equipamentos que exigem elevado investimento, manutenção e grande quantidade de materiais e de tempo.

Por outro lado, tem-se o método Superpave que é mais simples e demanda menor quantidade de material e de investimento para aquisição e manutenção dos equipamentos. Contudo, tem-se verificado que os corpos de prova produzidos no CGS não reproduzem as propriedades mecânicas obtidas de corpos de prova extraídos de campo (HUNTER; MCGREAVY; AIREY, 2009). Somam-se a isso os relatos de casos de que misturas dosadas por esse método têm resultado em elevado volume de vazios e os revestimentos têm apresentado trincamento prematuro. Nesse sentido, pesquisas vêm sendo desenvolvidas com o propósito de alterar os parâmetros de compactação e o tamanho das amostras.

Por fim, nem o método Marshall e nem o Superpave consideram, em suas formulações, ensaios a partir de solicitações que reproduzam os esforços de campo. Apesar do grau de desenvolvimento tecnológico alcançado com relação aos materiais e ao projeto de pavimentos, esses métodos de dosagem ainda têm o volume de vazios como principal critério de avaliação de misturas asfálticas.

Um problema agravante com relação ao método Marshall é seu caráter empírico e a variabilidade devido às dimensões reduzidas dos corpos de prova produzidos. Esse apresenta ainda limitações quanto à abordagem de aspectos relativos ao

carregamento e ao clima. Soma-se a esse cenário o tipo de compactação por impacto não se assemelhar àquela praticada no campo.

Independentemente do método de dosagem e de compactação, a proporção dos constituintes das misturas asfálticas e suas propriedades particulares exercem influência determinante no desempenho das misturas em pista. Desse modo, é preciso compreensão da interação entre estes e os fatores ligados às solicitações do tráfego e do clima do local de aplicação da mistura de modo a garantir a escolha adequada do ligante, do agregado e de sua distribuição granulométrica.

1.3 Justificativa

Tanto o projeto estrutural de pavimentos quanto o projeto de misturas asfálticas têm como objetivo principal promover soluções que resultem na maior vida de operação possível do pavimento em função dos recursos disponíveis, servindo com segurança e conforto ao usuário.

Nesse universo, uma das alternativas é mitigar os fenômenos desencadeadores dos principais tipos de defeitos em pavimentos asfálticos: trincamento por fadiga e deformação permanente, responsável pelo afundamento em trilha de roda. Desse modo, justifica-se a avaliação do comportamento das misturas asfálticas compactadas numa situação similar a de campo quanto a esses dois defeitos.

Contudo, os métodos correntes de formulação de misturas asfálticas mais usuais, Marshall e Superpave, não incluem de maneira consolidada a avaliação quanto ao comportamento mecânico e ao desempenho e adotam sistemas de compactação diferentes daquele utilizado em pista. Apesar de poder resultar em volumetria similar às amostras de campo, a distribuição e orientação dos agregados podem ser diferentes, resultando em desempenho mecânico distinto.

Além disso, existem discussões a respeito do critério volumétrico para a dosagem de misturas asfálticas. Isso se deve ao fato de que, em campo, a compactação imposta resulta em volume de vazios superior aqueles do alvo de projeto, podendo o volume de vazios de projeto não ser atingido mesmo após anos de operação da rodovia.

Especificamente quanto à dosagem Superpave, não há consenso ainda dos efeitos do tamanho dos moldes utilizados, bem como do número de giros de projeto. Há relatos na literatura que esse número de giros seja muito alto na especificação americana, resultando em quebra de partículas durante a compactação, falta de estabilidade da mistura em campo e trincamento prematuro por fadiga.

Nesse contexto, se tornam relevantes estudos que ajudem na compreensão das relações entre os métodos de compactação com o desempenho mais próximo ao de campo das misturas asfálticas. Especificamente, aspectos relacionados ao efeito do tamanho do corpo de prova e do número de giros do método Superpave devem ser mais bem entendidos.

Tendo em vista que no Brasil o método normalizado ainda é o Marshall e que por isso seu uso é plenamente difundindo no meio rodoviário nacional, a avaliação do método Superpave com materiais locais e confrontando-o com a sistemática tradicional é importante para o estabelecimento de um método mais racional para a dosagem de misturas asfálticas densas a quente no país.

1.4 Objetivos

O objetivo principal é avaliar o comportamento mecânico de misturas asfálticas moldadas por diferentes métodos de compactação de laboratório e analisar a relação com os resultados de amostra obtidas a partir de misturas compactadas por rolagem pneumática de laboratório, considerando ainda os efeitos de diferentes variáveis relacionadas aos métodos e aos materiais. Assim, para alcançar esse propósito são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar o efeito do tipo de compactação na volumetria, no teor de projeto e no comportamento mecânico de misturas asfálticas elaboradas com diferentes tipos de ligante para uma mesma estrutura pétrea.
- Analisar o efeito da geometria da amostra, do número de giros e do processo de broqueamento e/ou serragem dos corpos de prova do CGS sobre o volume de vazios e sobre o comportamento mecânico de amostras elaboradas com diferentes tipos de ligante.

- Investigar a eficiência do método Bailey quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas em função dos parâmetros de forma dos agregados.
- Investigar os efeitos do teor e do tipo de ligante asfáltico no comportamento quanto à deformação permanente e à fadiga relacionando-os com os teores de projeto do método Marshall e Superpave.

1.5 Organização do Trabalho

O trabalho foi dividido em oito Capítulos em função dos objetivos específicos apresentados em 1.4. O primeiro é referente à introdução e o segundo trata dos métodos de dosagem e dos tipos de compactação de misturas asfálticas densas de modo a fundamentar o entendimento dos Capítulos subsequentes.

O Capítulo 3 discute a respeito dos efeitos do tamanho dos corpos de prova da compactação giratória (PCG e CGS) nos parâmetros volumétricos e no comportamento mecânico das misturas. Trata-se também da influência do processo de redução de tamanho das amostras das prensas giratórias, que se faz necessário para a realização de ensaios mecânicos tradicionais no Brasil. Ainda no Capítulo 3, são abordados aspectos referentes aos efeitos da variação do número de giros na compactação giratória do Superpave e a influência do tipo de compactação na volumetria, homogeneidade, e na rigidez de misturas asfálticas densas em laboratório e em campo.

O Capítulo 4 discute a influência dos parâmetros de forma dos agregados no comportamento quanto à deformação permanente das misturas asfálticas. Nesse Capítulo, são apresentados os mecanismos de ocorrência desse tipo de defeito e a influência do tamanho das amostras para os ensaios de avaliação de deformação permanente. Por fim, apresentam-se considerações a respeito da composição granulométrica pela aplicação do método Bailey que procura estabelecer um esqueleto pétreo bem travado e resistente aos efeitos da deformação permanente.

O Capítulo 5 descreve o procedimento experimental adotado para se atingir os objetivos propostos e detalha cada uma das etapas. Além disso, são apresentados a

caracterização dos materiais utilizados, a distribuição granulométrica adotada e os respectivos ensaios de cada uma das fases do trabalho.

O Capítulo 6 apresenta e discute os resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais propostos no Capítulo 5. Por fim, o Capítulo 7 traz as conclusões e as considerações finais e o Capítulo 8 as recomendações para trabalhos futuros.

2 TIPOS DE COMPACTAÇÃO E MÉTODOS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

2.1 Introdução

As alterações na configuração de carregamento dos veículos comerciais, o aumento do volume da frota circulante e as características de clima específicas de cada região são fatores que têm motivado a evolução dos procedimentos de dosagem de misturas asfálticas. Assim, existem formas diferentes de compactação, podendo ser: por impacto, amassamento, ou vibratória. Estas podem ainda resultar em amostras de diferentes geometrias: cilíndricas, prismáticas, ou trapezoidais.

Nesse contexto, o objetivo dos métodos de dosagem é determinar o teor de ligante “ótimo” para uma dada granulometria a partir de um método de compactação que resulte em corpos de prova com densidades semelhantes àsquelas encontradas em pista (SOUSA *et al.*, 1991). Assim, é razoável que os corpos de prova também apresentem parâmetros mecânicos similares aos de campo. No entanto, formas diferentes de compactação podem produzir amostras com volumetria semelhante, porém com comportamento mecânico distinto.

O procedimento de dosagem Marshall é o único normalizado no Brasil e é derivado das recomendações e alterações propostas pelo *Waterways Experiment Station* (WES) de 1948. Trata-se de um procedimento empírico baseado em parâmetros que melhor se relacionavam com o desempenho em campo quanto ao afundamento em trilha de roda e ao trincamento de revestimentos asfálticos submetidos às solicitações de aeronaves daquela época. Devido ao fato de necessitar de equipamentos simples, de baixo custo e demandar relativamente menor tempo que outros métodos, o método Marshall se difundiu rapidamente para a maioria dos Estados americanos e para outros países (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

O método foi utilizado com sucesso por muitos anos. Entretanto, a partir da década de 1980 muitas rodovias americanas de tráfego pesado começaram a apresentar problemas prematuros com afundamentos em trilha de roda. Na maioria dos casos, o excesso de ligante foi admitido como responsável pelas ocorrências. Tal situação foi atribuída à compactação por impacto não produzir satisfatoriamente amostras

com densidades similares a de pista (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002). Essa questão foi abordada no SHRP que tinha como objetivo identificar e definir as propriedades dos ligantes, dos agregados e das misturas que influenciassem o comportamento do pavimento e desenvolver métodos de ensaio para especificações baseadas em desempenho.

O resultado direto do programa SHRP, em termos de projeto de misturas, foi o procedimento de dosagem Superpave que se caracteriza pela abordagem de aspectos relativos aos efeitos do clima e a preocupação com os principais defeitos em pavimentos asfálticos. Outro ponto positivo do Superpave foi a busca por um método de compactação de laboratório que reproduzisse o nível de compactação de campo e, ao mesmo tempo, fornecesse um indicativo da habilidade de densificação das misturas. A consideração desses fatores representou um avanço tecnológico importante para o projeto de misturas asfálticas. Contudo, a análise quanto à previsão do desempenho da mistura permanece ainda não consolidada.

A disseminação e a cultura do uso do método Marshall no Brasil poderia representar um aspecto positivo em função da experiência adquirida ao longo das décadas para os materiais e as condições de clima de cada região do país. Contudo, alguns procedimentos relacionados aos ensaios, ao preparo dos materiais e ao processo de determinação do teor “ótimo” não são padronizados.

Dessa maneira, não é incomum que misturas teoricamente iguais apresentem desempenhos distintos quando em operação e, muitas vezes, tal situação não é bem entendida pela comunidade técnica. Por outro lado, a utilização do método Superpave tem-se limitado no país a poucos centros de pesquisa, enfrentando questionamentos daqueles adeptos a muito tempo da sistemática Marshall.

Nesse contexto, justificam-se estudos que ajudem a compreender os efeitos dos métodos de dosagem na obtenção do teor “ótimo” de ligante e a consolidar procedimentos para que se tenha uma melhora na repetitividade dos resultados e convergência entre os métodos que resulte no melhor desempenho das misturas asfálticas em pista.

2.2 Abordagens para a Formulação de Misturas Asfálticas a Quente

O projeto de misturas asfálticas é uma tarefa mais complexa do que parece inicialmente. Nesse processo, melhorar um aspecto do comportamento mecânico de uma mistura pode representar a piora de outro. Um exemplo é o fato de que o aumento do teor de ligante melhora o desempenho das misturas quanto à fadiga, mas se traduz em um aspecto negativo quando se avalia sua resistência à deformação permanente (MONISMITH; FINN; VALLERGA, 1989; LCPC, 2007).

As propriedades desejáveis de uma mistura asfáltica são função da sua posição como camada na estrutura do pavimento e da finalidade a que se destina. Assim, as camadas de base e sub-base exigem materiais com rigidez adequada para distribuir as cargas sobre o terreno de fundação sem que ocorram deformações excessivas. Por outro lado, materiais utilizados nas camadas em contato direto com as rodas dos veículos demandam atenção não só quanto à deformabilidade e à vida de fadiga, mas também quanto à durabilidade e a aspectos de superfície como: rugosidade, drenabilidade, ruído. Segundo o LCPC (2007), a abordagem dessas questões é fortemente dependente do contexto local.

De acordo com Di Benedetto e De La Roche (1998), existem seis tipos de métodos de formulação de misturas asfálticas a quente: por receita, por testes empíricos, por cálculos analíticos, por análises volumétricas, por ensaios relacionados a desempenho e por ensaios fundamentais.

Os métodos do primeiro tipo (por receita) são fundamentados na experiência local com um determinado tipo de material, ou seja, uma mistura conhecida que tem apresentado desempenho satisfatório ao longo de anos de utilização sob determinadas condições de tráfego e de clima. Por vezes, ensaios empíricos são utilizados de maneira complementar aos métodos do tipo receita. O método Marshall é um dos métodos mais comuns que utiliza ensaios empíricos. Já os métodos analíticos baseiam-se nas propriedades dos constituintes e na modelagem da mistura para calcular o volume de vazios e prever o seu desempenho em campo.

Os métodos volumétricos consistem na dedução das proporções, em volume do esqueleto mineral, do ligante e do volume de vazios de uma amostra compactada sob determinada condição, sem a exigência de realização de ensaios mecânicos.

Os métodos baseados em testes relacionados ao desempenho utilizam ensaios de simulação em laboratório e apresentam relação direta com a propriedade, ou o parâmetro, de interesse. Esse é o caso, por exemplo, dos ensaios de afundamento de trilha de roda do método francês.

Por fim, os métodos denominados de fundamentais são aqueles em que os resultados dos ensaios são diretamente utilizados como dados de entrada nos modelos para dimensionamento de pavimentos. Nessa situação, têm-se, por exemplo, os resultados dos ensaios de módulo dinâmico e de resistência à fadiga do método francês (LCPC, 2007).

Cabe esclarecer que a terminologia francesa relacionada a “métodos fundamentais” não significa que o ensaio seja para a medição de uma propriedade fundamental do material. Nesse contexto, Callister (2008) afirma que a propriedade de um material consiste em uma peculiaridade do mesmo em termos do tipo e da magnitude de sua resposta a um estímulo que lhe é imposto. Geralmente, as definições dessas propriedades são elaboradas independente da forma e do tamanho da amostra.

2.3 Parâmetros Volumétricos para a Dosagem de Misturas Asfálticas

O propósito da compactação em laboratório é reproduzir a densidade da mistura asfáltica em campo depois de aproximadamente dois anos de solicitação pelo tráfego (PETERSON *et al.*, 2003). Nesse cenário, os parâmetros volumétricos de uma mistura asfáltica compactada é um indicativo do desempenho provável da mistura em campo (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

Os principais parâmetros volumétricos das misturas compactadas são o volume de vazios (V_v), o volume de vazios no agregado mineral (V_{AM}) e a relação betume-vazios (RBV). Na nomenclatura americana, esses termos são denominados de *air voids* (V_a), *voids in mineral aggregate* (V_{MA}) e *voids filled with asphalt* (V_{FA}), respectivamente.

A comparação dos parâmetros volumétricos das misturas compactadas em campo e em laboratório tem sido fonte de estudo de vários pesquisadores ao longo dos anos. Contudo, ainda não há consenso a respeito do método de compactação que

consistentemente reproduza todos os parâmetros e propriedades medidas em amostras de campo. Há uma tendência do uso do compactador giratório, apesar de não haver unanimidade entre pesquisadores sobre seu uso, uma vez que o nível de compactação, as condições construtivas, além de outros fatores, exercem influência na comparação campo-laboratório. De maneira geral, independentemente do método de compactação, o volume de vazios é fundamental no projeto de misturas asfálticas (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

O *Asphalt Institute* (2001) define o volume de vazios como a porcentagem de vazios de ar (V_a) na amostra compactada. No Brasil, ainda é costume, em algumas regiões, o cálculo do volume de vazios (V_v) baseado na NBR 12891 da ABNT e na ME 117/94 do DNER. Porém, esses procedimentos consideram uma forma diferente de determinação dos parâmetros de densidade em relação ao recomendado pela ASTM. Atualmente, a NBR 12891 foi substituída pela NBR 16273 que recomenda a determinação das densidades de acordo com o estabelecido pelo *Asphalt Institute* (2001). As equações 2.1 e 2.2 apresentam os métodos de cálculo do V_a e do V_v segundo o *Asphalt Institute* (2001) e da antiga NBR 12891 da ABNT, respectivamente, para efeito de comparação.

$$V_a = \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \times 100 \quad (2.1)$$

$$V_v = \left(\frac{DMT - d}{DMT} \right) \times 100 \quad (2.2)$$

Onde,

G_{mm} é a densidade máxima teórica da mistura solta pelo método Rice;

G_{mb} é a densidade aparente do corpo de prova compactado determinado de acordo com os procedimentos da ASTM D 2726;

DMT é a densidade máxima teórica da mistura obtida pela ponderação da densidade dos constituintes e;

d é a densidade aparente do corpo de prova compactado segundo os procedimentos da NBR 12891 da ABNT e ME 117/94 do DNER.

A forma como são determinadas as densidades aparentes dos corpos de prova pela ASTM D 2726 e pelo DNER ME 117/94 difere quanto ao cálculo do volume aparente. No procedimento do DNER, o volume do corpo de prova é obtido sem considerar os vazios superficiais. Na ASTM, os vazios superficiais são considerados através da utilização do peso úmido (com superfície seca) após a imersão em água (MARQUES, 2004). As equações 2.3 e 2.4 são utilizadas para o cálculo das densidades segundo os procedimentos da ASTM 2726 (idem NBR 15573) e do DNER ME 117/94.

$$Gmb = \frac{Wd}{W_{ssd} - W_{sub}} \quad (2.3)$$

$$d = \frac{Wd}{Wd - W_{sub}} \quad (2.4)$$

Onde,

Wd é o peso ao ar ou peso seco (g);

W_{ssd} é o peso medido na condição saturada de superfície seca (g);

W_{sub} é o peso medido na condição saturada imerso em água (g).

No trabalho de Marques (2004), o cálculo da densidade aparente segundo o método do DNER resultou em valores maiores do que aqueles da ASTM o que representaria uma redução no volume de vazios das amostras quando considera-se que a densidade máxima teórica determinada pela ponderação das densidades dos constituintes da mistura (DMT) e a máxima teórica determinada pelo método RICE (G_{mm}) sejam iguais. Contudo, existem discrepâncias também na determinação

dessas densidades segundo os critérios americanos e os adotados no Brasil (VASCONCELOS, 2004).

A DMT é determinada pela eq. 2.5 como uma ponderação das densidades reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica. O cálculo da DMT é diretamente afetado pela norma utilizada para a determinação das densidades reais dos materiais granulares, ASTM ou DNER (VASCONCELOS; SOARES; LEITE, 2003).

$$DMT = \frac{P_{cap} + P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_{cap}}{G_{cap}} + \frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}} \quad (2.5)$$

Onde,

P_i é o peso do material constituinte (g);

G_i é a densidade real dos materiais constituintes.

A ASTM D 2041 conceitua a densidade máxima (Gmm) de misturas asfálticas como a razão entre o peso ao ar de um volume unitário de uma mistura não compactada a uma temperatura fixa e o peso de um volume igual de água destilada livre de ar à mesma temperatura. Essa densidade também é conhecida como densidade máxima medida (MARQUES, 2004), densidade máxima teórica ou, ainda, densidade RICE devido ao criador do ensaio.

A densidade máxima teórica (Gmm) é numericamente igual a razão entre a massa dos agregados mais ligante e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto (ROBERTS *et al.*, 1996).

Segundo Marques (2004), a Gmm reflete o valor da densidade efetiva da mistura, ou seja, considera a parcela de asfalto que é absorvido pelo agregado durante a mistura. A eq. 2.6 apresenta a forma de cálculo da Gmm (NBR 16273). Essa

densidade é função da densidade efetiva (G_{se}) que é definida como a relação entre o peso seco da amostra solta e seu volume efetivo constituído pelo volume de agregado sólido e dos poros permeáveis à água que não foram preenchidos com asfalto (Figura 2.1).

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}} \quad (2.6)$$

Onde,

P_s é a proporção de agregado, % em relação à massa total da mistura;

G_{se} é a densidade efetiva da mistura asfáltica;

P_b é o teor de asfalto, % em relação à massa total da mistura e;

G_b é a densidade do asfalto.

Figura 2.1 – Esquema para determinação da G_{se} de misturas asfáltica (adaptado de VASCONCELOS; SOARES; LEITE, 2003)

A G_{se} não é medida diretamente e às vezes é tomada como a média entre a densidade real e a aparente. Assim, Marques (2004) recomenda atenção no uso destes valores para que confusões não ocorram durante os cálculos de um projeto

da mistura. A maneira correta da consideração do volume efetivo é através do ensaio RICE (ASTM D 2041) que é um teste relativamente rápido e simples.

Percebe-se pela sistemática de determinação da DMT e da Gmm que a primeira considera os componentes da mistura asfáltica na proporção que eles ocupam na mistura, porém de forma separada, ou seja, não leva em conta a absorção de parte do ligante pelos agregados. Assim, teoricamente, o ligante apenas envolveria os agregados e não penetraria nos poros (MARQUES, 2004).

A única diferença entre as equações 2.5 e 2.6 é a consideração das densidades dos agregados. A primeira considera a densidade real dos constituintes e a segunda considera a densidade efetiva. Desse modo, de acordo com os estudos de Vasconcelos, Soares e Leite (2003), a exclusão dos vazios permeáveis não preenchidos com asfalto implica que os valores de DMT deverão ser superiores aos da Gmm. Tal constatação pode explicar o maior teor de projeto de misturas dosadas pelo método Marshall tradicional.

Outro parâmetro volumétrico utilizado no projeto de misturas asfálticas é o VAM (vazios no agregado mineral) ou VMA (*voids in the mineral aggregate*) que é definido pelo *Asphalt Institute* (2001) como os espaços vazios entre as partículas de agregado, na mistura compactada, que inclui o volume de vazios com ar e o teor de asfalto efetivo, expresso como porcentagem do volume total conforme eq. 2.7.

$$VMA = 100 - \left(\frac{G_{mb} \times P_s}{G_{sb}} \right) \quad (2.7)$$

Onde,

G_{sb} é a densidade aparente da mistura de agregado.

No Brasil, a NBR 16273 estabelece a determinação do VAM do mesmo modo como apresentado na eq. 2.7. Entretanto, segundo Soares *et al.* (2000), não é incomum o VAM ser calculado de forma diferente e conduzir à diferenças no resultado final, tendo em vista que o VAM, nesse caso, é dependente do V_v que é calculado em

função da DMT e da densidade aparente, d . A eq. 2.8 apresenta o método de cálculo segundo Soares *et al.* (2000).

$$VAM = V_v + VCB = 100x\left(\frac{DMT - d}{DMT}\right) + \left(\frac{Pb \times d}{Gb}\right) \quad (2.8)$$

Onde,

Pb é o teor de ligante e;

Gb é a densidade do ligante.

Segundo Bernucci *et al.* (2010), a Gsb é determinada quando se considera o material como um todo, sem descontar os vazios. O volume aparente inclui o volume de agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água e é medido quando o agregado está na condição saturada com superfície seca (SSS). A eq. 2.9 e 2.10 são utilizadas para o cálculo da Gsb de acordo com a NBR 16273.

$$Gsb = \frac{100}{\left(\frac{PA_1}{G_{sb1}}\right) + \left(\frac{PA_2}{G_{sb2}}\right) + \left(\frac{PA_n}{G_{sbn}}\right)} \quad (2.9)$$

$$Gsbn = \frac{100}{\left(\frac{PGA_n}{G_{sb}G_n}\right) + \left(\frac{PMA_n}{G_{sb}M_n}\right) + \left(\frac{PFA_n}{G_{sa}F_n}\right)} \quad (2.10)$$

Onde,

PGA_n é a porcentagem da fração graúda do agregado A_n ;

PMA_n é a porcentagem da fração miúda do agregado A_n ;

PFA_n é a porcentagem da fração fina do agregado A_n ;

$G_{sb}G_n$ é a densidade aparente da fração graúda do agregado A_n ;

$G_{sb}M_n$ é a densidade aparente da fração miúda do agregado A_n ;

$G_{sa}F_n$ é a densidade aparente da fração fina do agregado A_n ;

PA_1 é a porcentagem do agregado A_1 na mistura total dos agregados;

PA_2 é a porcentagem do agregado A_2 na mistura total dos agregados;

PA_n é a porcentagem do agregado A_n na mistura total dos agregados;

G_{sb1} é a densidade aparente do agregado A_1 ;

G_{sb2} é a densidade aparente do agregado A_2 ;

G_{sbn} é a densidade aparente do agregado A_n .

Por fim, tem-se o VFA (*voids filled with asphalt*) que é definido como a porcentagem de vazios no agregado mineral que são preenchidos com asfalto e não inclui o asfalto absorvido. O VFA é determinado utilizando-se a eq. 2.11.

$$VFA = \left(\frac{VMA - Va}{VMA} \right) \times 100 \quad (2.11)$$

No Brasil, o VFA é denominado de relação betume-vazios (RBV) e é calculado atualmente do mesmo modo que apresentado na eq. 2.11 (NBR 16273), porém utilizando o V_v e o VAM. O termo RBV é literalmente inadequado, uma vez que betume trata-se de um constituinte do ligante asfáltico.

As diferenças apresentadas nos métodos de determinação dos parâmetros volumétricos foram verificados nos estudos de Vasconcelos (2004) e de Marques (2004). Esse último constatou que para ligantes não modificados o volume de vazios determinado pelo método do DNER é sempre menor que aquele do método americano. Um dos motivos da diferença de valores entre o V_v (DNER) e o V_a

(ASTM) está na forma de obtenção da densidade aparente. No método do DNER, o volume de vazios é obtido sem considerar os vazios superficiais da amostra, enquanto que no procedimento da ASTM os vazios superficiais são considerados através da utilização do peso úmido após imersão em água.

Outro motivo da diferença entre os valores de V_v e V_a , conforme estudo de Vasconcelos, Soares e Leite (2003), está na avaliação da densidade máxima, que no procedimento do DNER é obtida pela ponderação das densidades reais dos constituintes da mistura e, no procedimento da ASTM e da NBR 16273 é obtida pelo ensaio RICE.

Os vazios do agregado mineral (VAM ou VMA) apesar de serem calculados de formas diferentes, apresentaram valores semelhantes (MARQUES, 2004). Segundo esse estudo, para teores de asfalto menores, o VAM é maior que o VMA. Para teores de asfalto maiores, ocorre a ordem inversa.

As diferenças dos valores obtidos para o V_v e VAM (ou V_a e VMA) resultam em variações nos valores de RBV (ou VFA) em função das particularidades de cada sistemática de cálculo (DNER *versus* ASTM ou NBR 16273). Os valores do RBV são superiores aos do VFA e as diferenças são maiores quando teores menores de ligantes são usados (MARQUES, 2004).

Segundo Marques (2004), os parâmetros volumétricos obtidos para cada sistemática têm a mesma origem conceitual. Contudo, são baseados em determinações volumétricas diferentes. Tais diferenças exercem influência na determinação do teor de projeto de uma mistura asfáltica. Então, ao se optar por um método, deve-se utilizá-lo em todas as fases do processo de dosagem e controle de campo.

2.4 O Método de Dosagem Marshall

O método de dosagem Marshall foi elaborado no fim da década de 1930 pelo Engenheiro Bruce G. Marshall do *Mississippi State Highway Department* com o propósito de determinar o teor de projeto a partir dos equipamentos disponíveis naquela época.

Para entender a filosofia do método deve-se compreender que a principal preocupação dos engenheiros de pavimentação era a deformação devido aos esforços de cisalhamento nas estruturas dos pavimentos. A base dos estudos para o método de dosagem foi a mecânica de solos.

Por vezes a resistência de um material é tomada como uma propriedade intrínseca. Contudo, em mecânica dos solos é preciso considerar a capacidade dos materiais de desenvolver resistência sob cargas externas. Uma forma simples de se medir tal tipo de resistência é através dos ensaios de cisalhamento direto.

Para uma faixa de variação de forças verticais normais resultam diferentes magnitudes de resistência ao cisalhamento. A relação entre as tensões normais e de cisalhamento definem dois parâmetros de um solo: (1) intercepto coesivo c ; (2) ângulo de atrito interno. O primeiro representa a resistência intrínseca do material ou a parcela da resistência que existe independente de qualquer tensão aplicada e o segundo representa a capacidade do material de desenvolver resistência sob o carregamento externo aplicado (FOSTER, 1982; HEAD, 1986). Nesse contexto, sabe-se que a água não transmite esforços de cisalhamento, ou seja, as tensões de cisalhamento em qualquer plano são independentes da pressão neutra (PINTO, 2006).

A partir desses conceitos pode-se fazer uma análise análoga para o caso de revestimentos asfálticos. Nessa situação, o ligante representaria a água presente num solo. Devido às propriedades reológicas do ligante, o concreto asfáltico assume comportamento distinto em função da temperatura e da frequência de aplicação de cargas. Numa condição de baixa temperatura e alta frequência, o revestimento desenvolve resistência a partir das forças produzidas pelo ligante mantendo as partículas unidas. Por outro, em temperaturas elevadas e taxa de carregamento baixa as forças provenientes do ligante são menores, contudo, ocorre produção de maior resistência devido ao carregamento externo. A Figura 2.2 exemplifica o caso de um revestimento asfáltico para uma condição de alta temperatura e baixa frequência de carregamento e a Figura 2.3 mostra uma condição oposta em que se tem baixa temperatura e alta frequência de aplicação de cargas.

Figura 2.2 – Desenvolvimento de resistência ao cisalhamento em revestimentos asfálticos numa condição de alta temperatura e baixa frequência de carregamento (Adaptado de FOSTER, 1982)

Figura 2.3 – Desenvolvimento de tensão de cisalhamento em revestimentos asfálticos numa condição de baixa temperatura e alta frequência de carregamento (Adaptado de FOSTER, 1982)

Do mesmo modo que ocorre num solo em função da quantidade de água, o volume de ligante asfáltico em um concreto asfáltico exerce influência no seu comportamento quanto à resistência ao cisalhamento. Quando o volume de ligante preenche demasiadamente o volume de vazios de ar, as forças aplicadas pelos

pneus dos veículos não são capazes de desenvolver resistência a partir do atrito interno entre as partículas de agregado (FOSTER, 1982).

Assim, para controlar possíveis problemas relacionados com as deformações cisalhantes nos revestimentos asfálticos a consideração da densificação última do revestimento ocasionada pelo somatório da compactação construtiva e aquela decorrente do tráfego é fundamental no processo de escolha da quantidade de ligante a ser utilizada. A Figura 2.4 mostra as tensões desenvolvidas em um revestimento asfáltico com os vazios preenchidos com ligante e exposto à alta temperatura e baixa frequência de aplicação de carga.

Figura 2.4 – Desenvolvimento de tensão de cisalhamento em revestimentos asfálticos numa condição de alta temperatura, baixa frequência de carregamento e com excesso de ligante asfáltico (Adaptado de FOSTER, 1982)

Na primeira versão do método de dosagem Marshall, aplicavam-se 15 golpes de um soquete de 4,53 kgf com diâmetro de base igual a 5,08 cm caindo de uma altura de 40,6 cm sobre uma amostra de mistura asfáltica colocada dentro de um molde cilíndrico com 10,16 cm de diâmetro e 6,35 cm de altura. Em seguida, era aplicada compactação estática com carga de 2,27 kgf por um pistão de diâmetro pouco menor do que o diâmetro do molde, resultando num corpo de prova com superfície regular. Por fim, as amostras eram colocadas em banho Maria à temperatura de 60° C para depois ser realizado o ensaio de Estabilidade Marshall. Corpos de prova

preparados em diferentes teores de ligante eram testados e o teor de asfalto que apresentasse maior valor desse parâmetro era considerado como o teor ótimo de asfalto (FOSTER, 1982).

O método que foi difundido pelo mundo é resultante dos estudos em pistas experimentais de aeroportos no Estado do Mississippi realizado pelo WES (*Waterways Experiment Station*) em 1948 a pedido do U. S. *Army Corps of Engineers*. O resultado da pesquisa foi a modificação do procedimento e do critério de escolha do teor ótimo de ligante de modo a utilizá-lo no projeto de pavimento de aeroportos. O esforço de compactação foi aumentado e incluiu-se a medida do deslocamento no momento da ruptura da amostra no ensaio de Estabilidade que foi denominada de fluência.

Essas modificações foram baseadas em estudos de campo com tráfego de aeronaves com diferentes configurações de eixos sobre concretos asfálticos densos com teores de ligantes diferentes. Para as análises tomou-se como referência 500, 1.500 e 3.500 coberturas. Em campo, percebeu-se que o teor de asfalto associado ao máximo valor de estabilidade Marshall era muito rico para o tráfego de aeronaves e, assim, foram feitas reduções de 10 a 20% em relação ao teor ótimo (FOSTER, 1982).

Os testes em campo indicaram ainda, que a densidade aumenta rapidamente para as primeiras 100 coberturas e estabilizando para um número de coberturas maior que 500. A densidade em qualquer nível de cobertura foi essencialmente a mesma independente da carga de roda aplicada. A justificativa apresentada foi de que o projeto das misturas asfálticas para revestimentos de pavimentos estava mais relacionado à pressão de contato pneu-pavimento do que a carga por eixo.

O número de 1.500 coberturas foi utilizado para estabelecer o critério de dosagem considerando que esse seria o tráfego atingido em 3 verões. O volume de vazios de ar (V_a), o volume de vazios no agregado mineral (VMA) e o volume de vazios preenchidos com asfalto (VFA) foram calculados e relacionados com o desempenho em campo. Foster (1982) alerta para o fato de que utilizou-se a *Apparent Relative Density* (densidade real) dos agregados para o cálculo do volume de vazios.

Notou-se que o VMA não apresenta relação com o desempenho de pista, mesmo assim o *Asphalt Institute* adotou um nível mínimo de VMA em função do tamanho máximo nominal do agregado. Por outro lado, o Va, o VFA e a fluência apresentaram relação com o desempenho verificado em campo. Aqui destaca-se que a relação entre o volume de vazios e o desempenho de pista foi baseado no *Apparent Relative Density* (densidade real) dos agregados. Então, Foster (1982) sugere que o uso do método RICE para determinar a Gmm das misturas asfáltica demanda o ajuste do critério de avaliação do volume de vazios para fornecer o adequado teor de ligante ótimo do Método Marshall. Os resultados mostraram também que a estabilidade Marshall não é eficiente para indicar se uma determinada mistura é propensa a apresentar comportamento plástico em pista.

A energia de compactação produzida no método original de Bruce Marshall não era suficiente para se equivaler à densidade proporcionada para 1.500 coberturas. Através de tentativas, adotou-se o diâmetro do soquete de compactação pouco menor que do molde e alterou-se o número de golpes para 50.

As amostras dos materiais utilizados nas seções de testes foram utilizadas para replicar as misturas em laboratório. Os resultados mostraram que a média de quatro teores de ligantes se relacionava satisfatoriamente com as observações de desempenho “*in situ*”. Os teores de ligante individuais utilizado no cálculo da média eram obtidos a partir do:

- a) Teor de asfalto correspondente ao pico da curva densidade-teor de ligante;
- b) Teor de asfalto correspondente ao pico da curva estabilidade-teor de ligante;
- c) Teor de asfalto para 4% de vazios;
- d) Teor de asfalto para 80% de vazios preenchidos com asfalto.

No início dos anos 50, a pressão de inflação dos pneus foi aumentada para 200 PSI (14,06 kgf/cm²) que era superior a pressão utilizada nos experimentos precedentes (100 PSI ou 7,0 kgf/cm²). Então, o número de golpes foi aumentado para 75 por face e o critério de dosagem foi modificado para volume de vazios de ar entre 4 e 6% e de VFA de 75 a 82,5%.

Ainda hoje o método Marshall é caracterizado pela seleção do ligante asfáltico e do agregado de modo a atender determinadas especificações de projeto. A compactação ainda é realizada por impacto de um soquete padrão (com diâmetro pouco menor do que do molde) para obtenção de corpos de prova cilíndricos e que devem atender a certos limites quanto ao Va e ao VMA. Em alguns casos, também são especificados limites para o VFA. Além disso, algumas agências estabelecem limites também quanto aos valores de estabilidade e de fluência (ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011).

O *Asphalt Institute* (1997) recomenda o número de golpes do soquete padrão em função do tráfego: 35 golpes para tráfego leve ($ESAL < 10^4$), 50 golpes para tráfego médio ($10^4 \leq ESAL \leq 10^6$) e 75 para tráfego pesado ($ESAL > 10^6$). A Tabela 2.1 mostra os valores limites dos parâmetros volumétricos do *Asphalt Institute* (1997).

Tabela 2.1 – Valores limites dos parâmetros do ensaio Marshall para dosagem de misturas asfálticas a quente do *Asphalt Institute* (1997)

Parâmetro Volumétrico		Valores Limites		
Volume de Vazios (%) - Va		3 a 5%		
Volume de Vazios Preenchido com Asfalto - VFA	$N < 10^4$	$10^4 \leq N \leq 10^6$	$N > 10^6$	
	70 a 80%	65 a 78%	65 a 75%	
		TMN	Vv (%)	
Vazios do Agregado Mineral (%) - VMA		3	4	5
	9,5mm	≥ 14	≥ 15	≥ 16
	12,5mm	≥ 13	≥ 14	≥ 15
	19,1mm	≥ 12	≥ 13	≥ 14

Observa-se na Tabela 2.1 que o *Asphalt Institute* (1997) não especifica diretamente um valor máximo para o VMA, contudo, a combinação dos limites impostos para o Va e para o VFA impõe, de forma indireta, tal limite superior. Por exemplo, para o limite de 75% de VFA e 4% de vazios tem-se um VMA máximo de 16% (ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011). O controle desses parâmetros tem como propósito garantir espaço suficiente para o ligante sem que ocorra “excesso”, além de minimizar problemas de estabilidade e de envelhecimento precoce da mistura devido à falta de CAP.

Atualmente, a determinação do teor de projeto de misturas asfálticas no Brasil é conduzida com base na ME-43/94 e na ES-031/2006 do DNIT. No método

normatizado, define-se a faixa granulométrica em função da camada em que a mistura será utilizada. A partir da escolha do tipo de ligante são moldados cinco grupos de três corpos de prova com diferentes teores de asfalto mediante aplicação de 75 golpes por face. Ao final obtêm-se amostras com 100 mm de diâmetro e, aproximadamente, 63,5 mm de altura. A normatização do DNIT não prevê variação de energia de compactação como a norma americana.

Após a moldagem, determinam-se os parâmetros volumétricos: (1) densidade aparente (d); (2) volume de vazios (V_v); (3) vazios no agregado mineral (VAM) e; (4) vazios preenchidos com ligante asfáltico (RBV). Por fim, a ES-031/2006 sugere a realização dos ensaios de estabilidade e de resistência à tração por compressão diametral (R_t) e estabelece limites para os valores dos dois ensaios. Contudo, tratam-se de ensaios destrutivos em que três corpos de prova por teor de asfalto seriam insuficientes para o cálculo de um valor médio de cada um dos parâmetros. Assim, tendo em vista às limitações do ensaio de estabilidade, este tem caído em desuso, sendo mais comum a realização de ensaios de R_t e de módulo de resiliência (M_r), sendo esse último não destrutivo. A Tabela 2.2 mostra os limites estabelecidos pela ES-031/2006 para os parâmetros de dosagem de misturas destinadas às camadas de rolamento e de ligação.

Tabela 2.2 – Valores limites dos parâmetros do ensaio Marshall para dosagem de misturas asfálticas a quente (adaptado da ES-031/2006 do DNIT)

Parâmetro	Unidade	Camada de Rolamento	Camada de Ligação
Estabilidade	Kgf	≥ 500	≥ 500
Relação Betume-Vazios	%	75 - 82	65 - 72
Vazios na mistura	%	3 - 5	4 - 6
Resistência à tração por compressão diametral (25°)	MPa	$\geq 0,65$	$\geq 0,65$
Vazios do agregado mineral (%)	TMN	VAM (%)	
	9,5mm	≥ 18	
	12,5mm	≥ 16	
	19,1mm	≥ 15	

Percebe-se que a ES-031/2006 não especifica valores máximos para o VAM, remetendo apenas à relação betume-vazios (volume de vazios preenchidos com ligante) superiores ao recomendado pelo *Asphalt Institute* (1997) para tráfego pesado. Nessa situação, para um mesmo valor de V_v têm-se maiores valores de

VAM quando utilizada a especificação do DNIT. Por exemplo, para um Vv de 4% e trabalhando com os limites superiores de cada especificação para tráfego pesado, tem-se um aumento de quase 40% no VAM. Esse cenário caracteriza aumento da propensão a problemas de estabilidade da mistura em campo.

A escolha do teor de projeto, ou teor ótimo, apesar de parecer uma tarefa fácil, também apresenta o inconveniente de existirem diferentes métodos para essa escolha. O *Asphalt Institute* (1997) recomenda o cálculo do teor de asfalto médio a partir da determinação do teor correspondente à máxima estabilidade, à máxima densidade aparente e ao correspondente ao centro da faixa especificada para o volume de vazios (4%). Por fim, verifica-se se os valores especificados de estabilidade, fluência, VMA e Va são atendidos para o teor de ligante médio dos três parâmetros mencionados (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

Existe ainda o método do 3º Distrito Rodoviário Federal do DNER e apresentado por Soares *et al.* (2000), que seleciona o teor ótimo a partir dos limites dos parâmetros de dosagem Vv e RBV. Com os valores de Vv e RBV traça-se um gráfico em função do teor de ligante (eixo das abscissas) e duas escalas verticais opostas correspondentes, respectivamente, aos valores de Vv e RBV. A partir da interseção das linhas de tendência do Vv e do RBV com os respectivos limites, são determinados quatro teores de ligante. O teor de projeto é definido como a média dos dois teores centrais. A Figura 2.5 mostra um exemplo de determinação do teor de projeto pelo método apresentado por Soares *et al.* (2000).

Os esforços de Bruce Marshall e do U. S. *Army Corps of Engineers* foram valiosos para o projeto de misturas asfálticas. Contudo, existem limitações importantes no método de dosagem Marshall, sendo o tipo de compactação uma delas por não ser representativo da praticada em campo. Além disso, os ensaios para a determinação dos parâmetros empíricos também não simulam as solicitações reais e ressalta-se que a pesquisa do WES restringiu-se a uma única região apresentando, então, limitações também quanto aos aspectos climáticos e de materiais.

Apesar dos avanços em termos de materiais e projeto de pavimentos, o método Marshall ainda é o de maior uso no país e em outros países. O somatório das limitações inerentes ao método levanta questionamentos principalmente frente ao

desenvolvimento de novos materiais, aos novos tipos de configuração de carregamentos, ao efeito do clima, ao tipo de compactação e ao tamanho da amostra produzida.

Figura 2.5 – Exemplo de determinação do teor ótimo de ligante em função do Vv e do RBV (adaptado de SOARES *et al.*, 2000)

2.5 O Método de Dosagem Superpave

Nos Estados Unidos, no final da década de 1980 e início da década de 1990, as limitações dos métodos de dosagem tradicionais motivaram o desenvolvimento do programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*). O objetivo do SHRP foi desenvolver melhoramentos quanto aos métodos de ensaios e especificações para ligantes, agregados e misturas asfálticas sob uma abordagem de desempenho que considerasse a influência de fatores ligados ao carregamento, ao clima e à forma de compactação em campo (ASI, 2006; ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011).

Dos estudos do SHRP resultou o método denominado de *SUPERior PERFORMANCE asphalt PAVEMENTS (Superpave)* que inclui um novo sistema para seleção e especificação de ligantes asfálticos, requisitos quanto à graduação e às propriedades dos agregados, além de uma nova sistemática para dosagem de misturas asfálticas (ASPHALT INSTITUTE, 2001; ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011).

A nova especificação para ligantes asfálticos é baseada em medidas de propriedades fundamentais relacionadas de forma racional ao desempenho dos pavimentos (FAXINA, 2006). Os ligantes são ensaiados em temperaturas relacionadas ao seu ciclo de utilização que indicam o seu grau de desempenho (*Performance Grade* – PG). O grau de desempenho de um ligante asfáltico é designado pelas letras “PG” seguidas por dois números que representam a faixa de temperatura em que o ligante pode ser utilizado (ASI, 2006; MARQUES, 2004).

O projeto de misturas asfálticas do Superpave foi dividido em três níveis em função do tráfego. O Nível 1 é para tráfego com carga de eixo equivalente (ESAL – *Equivalent Axle Loads*) menor que 10^6 e requer apenas avaliação dos parâmetros volumétricos dos corpos de prova cilíndricos. O Nível 2 destina-se a tráfego com ESAL entre 10^6 e 10^7 e o projeto volumétrico é utilizado como ponto de partida, sendo necessária a realização de ensaios de previsão de desempenho. Por fim, o Nível 3 é referente a tráfego com ESAL maior que 10^7 . Esse último nível engloba os outros dois com a realização de ensaios adicionais em uma faixa mais ampla de temperatura (MARQUES, 2004).

A proposta inicial dos Níveis 2 e 3 do Superpave era que os resultados dos ensaios, associados a um programa de computador, resultassem numa previsão de desempenho de revestimentos asfálticos. No entanto, a falta de precisão do programa em prever afundamentos em trilha de roda e trincamentos por fadiga resultou na exclusão dessa abordagem (ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011).

Em seu Nível 1, o método apresenta similaridade ao método Marshall no que diz respeito à avaliação dos parâmetros volumétricos. Contudo, o processo de compactação se dá pelo uso do compactador giratório Superpave (CGS) que produz amostras com 150 mm de diâmetro (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

O compactador giratório aplica uma pressão constante de 0,6 MPa sobre a amostra dentro do molde durante o processo de compactação. O molde é fixado num ângulo de $1,25^\circ$ e sua base gira a 30 revoluções por minuto. A altura da amostra é medida para cada giro e, assim, pode-se estimar a densidade do corpo de prova durante a compactação (ASPHALT INSTITUTE, 2001). O *Asphalt Institute* (2001) não

estabelece a altura final para as amostras, contudo, a ASTM D 6925-09 fixa a altura final dos CPs em 115 ± 5 mm para a avaliação dos parâmetros volumétricos.

Da mesma forma que em outros métodos, as misturas no Superpave são projetadas para um nível específico de energia de compactação. Nesse caso, esse esforço é determinado em termos de número de giros no CGS e é função do tráfego (BERNUCCI *et al.*, 2010). A Tabela 2.3 apresenta os números de giros recomendados para cada classe de tráfego do Superpave.

Tabela 2.3 – Número de giros em função do tráfego segundo o *Asphalt Institute* (2001)

Tráfego de projeto, ESAL ($\times 10^6$)	Número de Giros		
	Inicial	Projeto	Máximo
	N_{ini}	N_{des}	N_{max}
< 0,3	6	50	75
0,3 a 3	7	75	115
3 a 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

De maneira resumida, o método Superpave em seu Nível 1 é constituído por quatro etapas principais: (1) seleção dos materiais; (2) seleção do projeto estrutural do agregado; (3) seleção do teor de projeto e; (4) avaliação da sensibilidade à água (MARQUES, 2004). Na primeira etapa, são definidos o ligante asfáltico e os agregados a serem utilizados no projeto com base em fatores ambientais e de tráfego. Na segunda, definem-se os requisitos volumétricos das misturas, o teor de pó (passante na peneira 0,075 mm) e estima-se o teor de ligante. Posteriormente, o objetivo é a escolha do teor de asfalto de projeto. Nessa fase, são moldados dois corpos de prova com a mesma estrutura pétreia e com quatro teores de asfalto diferentes: no teor estimado e com variações de $\pm 0,5\%$ e de $\pm 1\%$ em relação ao teor estimado. A mistura de agregados e ligante é colocada na estufa por 2 horas na temperatura de compactação especificada de acordo com as recomendações da FHWA (1999). Após esse período, as misturas são levadas para o CGS para serem compactadas.

O teor de projeto é estabelecido para o volume de vazios de 4%, sendo todos os outros parâmetros volumétricos analisados para este teor de modo a verificar se os critérios especificados são atendidos. Os critérios volumétricos do *Asphalt Institute*

(2001) são similares aos do método Marshall, mostrando variação apenas quanto à consideração do tráfego (Tabela 2.4) e quanto ao VFA. Por fim, avalia-se a resistência ao dano por umidade induzida nas misturas compactadas através do ensaio *Lottman* (AASHTO T 283-89).

Tabela 2.4 – Requisitos volumétricos do Superpave para o projeto de misturas asfálticas segundo o *Asphalt Institute* (2001)

Asfalto Indústrias (2007)									
ESAL (x10 ⁶)	% G _{mm}			VMA Mínimo (%)				VFA (%)	Relação pó-ligante
	N _{ini}	N _{des}	N _{max}	TMN (mm)					
				25	19	12,5	9,5	(%)	
< 0,3	≤ 91,5	-	-	-	-	-	-	70 - 80	0,6 – 1,2
0,3 a 3	≤ 90,5							65 - 78	
3 a 10		96	≤ 98	12	13	14	15	65 - 75	
10 a 30	≤ 89								
≥ 30									

Segundo o *Advanced Asphalt Technologies* (2011), o sistema Superpave tem apresentado sucesso em vários aspectos, principalmente com relação à avaliação dos ligantes asfálticos. Quanto ao desempenho em campo das misturas projetadas por essa sistemática o sucesso é mais evidente em termos de resistência ao afundamento em trilha de roda. Agências rodoviárias americanas têm apresentado preocupações quanto ao trincamento e à permeabilidade dos revestimentos com misturas asfálticas dosadas através do método Superpave (HABIB *et al.*, 1998; PROWELL, 2001; WATSON; BROWN; MOORE, 2005; VITILLO *et al.*, 2006; WATSON *et al.*, 2008; KABIR *et al.*, 2011; KHOSLA; AYYALA, 2013).

Tal situação tem motivado a modificação da sistemática de dosagem de modo a tratar os problemas verificados, além de outros associados aos materiais e condições específicas de cada região. Desde a implementação do Superpave, pesquisas têm sido desenvolvidas de modo a aperfeiçoar vários aspectos desse sistema, incluindo requisitos volumétricos, níveis de compactação e especificação para agregados e distribuições granulométricas.

Nesse sentido, o Capítulo 3 abordará os efeitos dos padrões de compactação do CGS na volumetria e no comportamento mecânico das misturas asfálticas densas, bem como a relação desse método com outros tipos de compactação.

2.6 Teor de Projeto de Misturas Asfálticas Dosadas pelo Método Marshall e pelo Método Superpave

Desde a implementação do método Superpave para dosagem de misturas asfálticas densas tem-se avaliado os teores de projeto resultantes em comparação com os de outros métodos, principalmente com o método Marshall que é amplamente difundido na engenharia de pavimentos.

Nesse sentido, Asi (2006), avaliou o teor de projeto de misturas com CAP 60/70 (classificado por penetração) a partir das sistemáticas Superpave e Marshall. As misturas foram formuladas com a mesma distribuição granulométrica e com TMN de 19 mm, considerando tráfego pesado. Na compactação giratória, aplicaram-se 126 giros e utilizaram-se moldes com 150 mm de diâmetro, enquanto que no método Marshall foram aplicados 75 golpes do soquete padrão em cada uma das faces dos CPs. O primeiro método resultou num teor de projeto de 4,6% contra 5,2% do segundo. Essa diferença foi atribuída como a causa dos problemas de exsudação na Jordânia. Contudo, os autores não fizeram referência à temperatura que, naquela região, é elevada.

No trabalho de Watson, Brown e Moore (2005), o teor de projeto do método Marshall também foi maior do que o do Superpave, independentemente do volume de tráfego. A maioria dos projetos consistiram em 75 golpes do soque Marshall e em 100 giros no CGS. Contudo, os autores notaram influência do TMN na diferença entre os teores de projeto de sistemáticas de dosagem diferentes. Para o TMN de 12,5 mm, as misturas dosadas pelo método Marshall apresentaram, em média, 0,1% a mais de ligante do que àquelas dosadas pelo Superpave. Para o TMN de 19 mm a diferença média foi de 0,5%.

No trabalho de Nascimento (2008), constatou-se que o teor de ligante de projeto foi sempre maior nas dosagens Marshall (75 golpes) em comparação com as dosagens Superpave (100 giros e CPs com 110 mm de altura). Nesse caso, essa diferença também foi menor para menores TMN.

Ainda segundo Nascimento (2008), o teor de projeto de uma dosagem Marshall não pode ser comparado diretamente ao de uma dosagem Superpave, uma vez que a definição do teor é função da respectiva energia de compactação de cada

sistemática. Para um determinado teor encontrado na dosagem Marshall haverá uma energia equivalente no CGS. Na avaliação do número de giros equivalente, o autor percebeu que não há uma relação fixa entre a energia de compactação Marshall e Superpave, sendo a mesma dependente do tipo de ligante e, principalmente, da distribuição granulométrica.

Marques (2004) estudou os critérios de dosagem Marshall (75 golpes) e Superpave (75 e 100 giros) para distribuições granulométricas diferentes e para ligantes dos tipos CAP 20, CAP 40 e CAP 50/60. O autor constatou que os teores de projeto obtidos pelo método Marshall são superiores aos obtidos pelo método Superpave devido à maior energia empregada na compactação desse último método, além da condição de vazios relativa ao teor de projeto também ser diferente (diferenças nos cálculos para obtenção do volume de vazios pelo DNER e pela ASTM).

Além das diferenças nas formas de determinação dos parâmetros volumétricos de cada sistemática de dosagem, o tempo de envelhecimento de curto prazo estabelecido no método Superpave (ASPHALT INSTITUTE, 2001) exerce influência significativa nas determinações do teor de projeto. Assim, Vasconcelos (2004) obteve teores de projeto Marshall sistematicamente menores em relação aqueles obtidos através do método Superpave (diâmetro de 100 mm e altura aproximadamente de 63,5 mm) quando não se utilizou o período de envelhecimento da mistura antes da compactação Marshall. Após a adoção de 2h de envelhecimento, à temperatura de compactação, o teor resultante foi maior do que o do método Superpave mantidas inalteradas todas as outras condições.

A tendência de menor consumo de ligante nos projetos de misturas pelo método Superpave também foi verificada quando na consideração de baixo volume de tráfego. Habib *et al.* (1998) constataram que para o projeto de misturas destinadas a acostamentos e para volume de tráfego menor que 3×10^5 , o método Superpave com 68 giros conduz a teores de asfalto 0,7% menores do que as misturas dosadas pelo método Marshall (50 golpes), em média e em termos absolutos. Essa diferença foi verificada mesmo considerando-se o fato de que foi adotado o mesmo período de envelhecimento das misturas para as duas sistemáticas de dosagem. Do mesmo modo, Vitillo *et al.* (2006), também verificaram que as misturas compactadas por impacto também produziram teores de projeto maiores do que a do giratório.

O menor teor de projeto para misturas dosadas pelo método Superpave despertou preocupação do *Alabama Department of Transportation* quanto ao desempenho dessas misturas com relação ao trincamento por fadiga e à desagregação. Watson, Brown e Moore (2005), perceberam que, em campo, dificilmente se atingirá o volume de vazios de projeto de 4%. Mesmo depois de 4 anos de operação, o volume de vazios médio das misturas Marshall e Superpave foi de 5,3% e de 5,9%, respectivamente. Os pavimentos apresentaram bom desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda independente do método de dosagem utilizado. Segundo os autores, isso sugere que as misturas Superpave podem ter sua durabilidade melhorada, sem comprometer o desempenho quanto à deformação permanente, pelo aumento do teor de asfalto.

Já no trabalho de Zaniewski e Kanneganti (2003), a tendência na relação entre os teores de projeto Marshall e Superpave foi distinta daquela verificada em outros trabalhos. Para misturas com TMN de 19 mm os teores de projeto foram maiores para as misturas dosadas pelo método Superpave, independentemente do nível de tráfego. Na condição de baixo volume de tráfego, a diferença entre os teores de projeto dessas duas sistemáticas foi maior. No método Superpave com aplicação de 50 giros, o teor de projeto foi de 6,2%, enquanto que no Marshall o teor obtido foi de 5,5%. Os autores não justificam esses valores, mas um aspecto interessante é que menor volume de tráfego corresponde a uma maior demanda por ligante para as duas sistemáticas de dosagem estudadas.

2.7 Método Francês para Formulação de Misturas Asfálticas

O método francês de formulação de misturas asfálticas é caracterizado por apresentar uma abordagem baseada em desempenho. Para os materiais com propósito de uso estrutural, uma análise fundamental é recomendada pelo método. Contudo, a análise volumétrica através de ensaios na prensa de cisalhamento giratória (PCG) constitui parte primordial do procedimento e é usada para todos os tipos de misturas asfálticas a quente (LCPC, 2007).

A etapa inicial de formulação de misturas asfálticas novas, definido como nível 0, é constituída pela composição dos esqueletos pétreos que é caracterizada pelo fato

de não serem adotadas faixas granulométricas, mas curvas de partida especificadas para cada tipo de mistura asfáltica (BARRA, 2009). A Tabela 2.5 apresenta os limites das porcentagens passantes para a distribuição granulométrica de partida de misturas do tipo EB-BBSG (*Béton Bitumineux Semi-Grenu*) e EB-BBME (*Béton Bitumineux à Module Élevé*) para D de 10 e de 14 mm em que D é o maior valor de:

- $M/1,4$, onde M é a menor abertura de peneira com 100% passante e;
- Menor abertura de peneira correspondente a 85% passante.

Tabela 2.5 – Limites quanto à distribuição granulométrica de partida de misturas do tipo EB-BBSG e EB-BBME do método francês (LCPC, 2007)

Abertura da malha da peneira (mm)	% passante para D 14 mm			% passante para D 10 mm		
	Mínimo	Alvo	Máximo	Mínimo	Alvo	Máximo
10	-	78	-	-	97	-
6,3	47	52	58	45	57	68
4	-	47	-	-	52	-
2	25	31	35	27	34	39
0,063	6,3	6,8	7,2	6,3	6,7	7,2

Segundo Barra (2009), estas curvas constituem diretrizes para as formulações que estão sendo estudadas e podem ser ajustadas pelo projetista de acordo com as condições naturais e de beneficiamento disponíveis, porém, devem estar de acordo com a norma correspondente ao tipo de mistura escolhida para projeto.

O método também fixa o teor de ligante mínimo em função do tipo da mistura e, nesse caso, o LCPC (2007) define dois tipos de teores de ligante: teor de ligante interno e teor de ligante externo. Esse último representa a quantidade de ligante que irá ser adicionada além dos 100% da massa de granulares secos e é calculado de acordo com a eq. 2.11. O teor de ligante interno corresponde à incorporação de um dado teor de maneira a integrar parte dos 100% que compõem a mistura asfáltica e é calculado pela aplicação da eq. 2.12. No Brasil, o teor de ligante interno é aquele adotado como parâmetro nos procedimentos de dosagem.

$$TL_{ext} = \frac{100 \times MB}{MGS} \quad (2.11)$$

$$TL_{int} = \frac{100 \times MB}{MGS + MB} \quad (2.12)$$

Onde,

TL_{ext} é o teor de ligante externo em %;

TL_{int} é o teor de ligante interno em %;

MB é a massa de ligante e;

MGS é a massa de granulares secos.

A partir da mistura de partida, várias outras formulações devem ser testadas, com diversos teores de ligante e composições granulométricas, visando ao final dos níveis de teste, verificar qual ou quais misturas estarão aptas a desempenhar as funções requeridas pelo projetista no campo (BARRA, 2009).

Após a definição das misturas de teste (nível 0 do método), esse ainda é dividido em outros quatro níveis variando do mais simples (nível 1) ao mais completo (nível 4). As exigências dos níveis superiores englobam as exigências dos níveis inferiores (SAUTEREY *et al.*, 2001; LCPC, 2007; BARRA, 2009; PEREZ, 2009).

O LCPC (2007) define as abordagens para o método de projeto de misturas asfálticas a quente em empírica e fundamental. A primeira abordagem é constituída pelas etapas denominadas de receita (nível 0), volumétrica (nível 1), de ensaios empíricos (nível 1) e de ensaios relacionados a desempenho (nível 2).

Já a abordagem fundamental compreende uma fase receita (nível 0), seguida por uma etapa volumétrica (nível 1) e por uma de ensaios de desempenho (nível 2), sendo que ao final, têm-se os ensaios fundamentais propriamente ditos (níveis 3 e 4). A Figura 2.6 apresenta um desenho esquemático dos níveis de projeto de misturas asfálticas do LCPC (2007).

Figura 2.6 – Desenho esquemático da relação entre os níveis de projeto de misturas asfálticas do método francês e os respectivos ensaios (adaptado de LCPC, 2007)

No nível 1, as misturas devem atender a limites quanto ao volume de vazios a partir de corpos de prova moldados na PCG. Esse nível também demanda a avaliação quanto ao dano por umidade através de ensaios de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1).

Segundo o LCPC (2007), o nível 1 pode ser suficiente para misturas destinadas às vias de baixo volume de tráfego ($\leq T3+$, de acordo com a Tabela 2.6). Contudo, para misturas destinadas a volumes de tráfego médio e pesado torna-se necessária à realização dos níveis superiores. A Tabela 2.6 apresenta as classes de tráfego do método francês e a Tabela 2.7 mostra a especificação francesa quanto ao número de giros e aos respectivos limites de volume de vazios em função do tipo de mistura.

Tabela 2.6 – Classe de tráfego do método francês em função do volume diário médio de caminhões na faixa de projeto (LCPC, 2007)

Classe de tráfego		VDMA (Volume Diário Médio Anual)
T5		0 a 25
T4		25 a 50
T3	T3-	50 a 85
	T3+	85 a 150
T2	T2-	150 a 200
	T2+	200 a 300
T1	T1-	300 a 500
	T1+	500 a 750
T0	T0-	750 a 1200
	T0+	1200 a 2000
TS	TS-	2000 a 3000
	TS+	3000 a 5000
TEX		≥ 5000

Tabela 2.7 – Especificação do método francês quanto ao número de giros e ao volume de vazios de amostras moldadas na PCG em função do tipo de mistura (LCPC, 2007)

Tipo de mistura	Número de Giros (PCG)	Faixa de volume de vazios	Tipo de mistura	Número de Giros (PCG)	Faixa de volume de vazios
EB10-BBSG	60	5 a 10	EB14-EME1	100	< 10
EB14-BBSG	80	4 a 9	EB14-EME2		< 6
EB10-BBME	60	5 a 10	EB20-EME2	120	< 6
EB14-BBME	80	4 a 9	EB14-GB2	100	< 11
BBTM 6 A	25	12 a 20	EB14-GB3		< 10
BBTM6 B		21 a 25	EB14-GB4		< 9
BBTM10 A		10 a 18	EB20-GB2	120	< 11
BBTM10 B		19 a 25	EB20-GB3		< 10
EB-BBMA	40	6 a 11	EB20-GB4		< 9
EB-BBMB		7 a 12	EB10-BBA C	60	3 a 7 (camada de rolamento)
EB-BBMC		8 a 13			4 a 8 (camada de ligação)
BBDr Type 1	40	20 a 25	EB14-BBA C	80	3 a 7 (camada de rolamento)
	200	> 15			4 a 8 (camada de ligação)
BBDr Type 2	40	25 a 30	EB10-BBA D	40	5 a 9
	200	> 20	EB14-BBA D	60	5 a 9
EB10-EME1	80	< 10			
EB10-EME2		< 6			

Na PCG, a mistura asfáltica é moldada em cilindros de 150 mm de diâmetro com aplicação de tensão vertical de 0,6 MPa e, ao mesmo tempo, a amostra é inclinada 1° no seu exterior ou 0,82° no seu interior e submetida a um movimento circular com duração de rotação de 10 e 30 segundos para velocidades de rotação de 12 e 32 giros por minuto, respectivamente. O ensaio é sensível à distribuição granulométrica, à angularidade do agregado e ao teor de ligante (LCPC, 2007).

A evolução da compactação durante o ensaio na PCG, ou seja, a redução do volume de vazios em função do número de giros, foi estudada em paralelo com a compactação por pneumáticos em escala reduzida. O equipamento era composto por um eixo carregado com até 50 kN e um pneumático com pressão variando entre 0,3 e 0,9 MPa. O delineamento experimental abordou três diferentes espessuras de revestimentos asfálticos com três tipos de misturas. Os resultados do LCPC (2007) mostraram que as curvas de porcentagem de vazios em função do número de giros e aquelas baseadas no número de passagens do pneumático eram semelhantes.

Comparando as porcentagens de vazios medidas em amostras de placas moldadas com 16 passadas (tomada como padrão) e aquelas de corpos de prova da PCG, verificou-se que para os revestimentos com 4 cm de espessura a porcentagem de vazios obtida nas placas correspondeu a 40 giros. Do mesmo modo, para os

revestimentos de 8 cm de espessura a porcentagem de vazios foi equivalente a 80 giros. Entretanto, para 12 cm de espessura os resultados foram menos conclusivos.

A relação 40 giros para as misturas utilizadas em revestimentos de 4 cm e 80 giros para misturas utilizadas em revestimentos de 8 cm foi o ponto de partida das especificações francesas. A porcentagem de vazios em função do número de giros na PCG associada às espessuras das camadas de revestimento fundamentou as especificações de laboratório e se difundiram como ferramenta de previsão da porcentagem de vazios em campo naquele país.

Ainda quanto ao nível 1 do método, tem-se a avaliação do dano por umidade das misturas asfálticas, que é medido através dos ensaios de Duriez. A norma europeia recomenda tanto ensaios à compressão simples quanto diametral. Os dois testes devem produzir resultados semelhantes, contudo, a repetibilidade do ensaio à compressão simples é quase duas vezes melhor (LCPC, 2007).

O nível 2 inclui os ensaios do nível anterior e contempla o ensaio de afundamento em trilha de roda que é realizado à 60°C em placas retangulares moldadas por rolagem pneumática e com espessura de 5 ou 10 cm. As placas são submetidas ao tráfego de uma roda pneumática com frequência de aplicação de 1 Hz, carga de 5 kN e pressão de inflação do pneu de 0,6 MPa. A profundidade do afundamento produzido é registrada em pontos diferentes da placa em função do número de ciclos de carregamento (LCPC, 2007).

A especificação francesa estabelece limites de porcentagem de afundamento para um dado número de ciclos em função do tipo de mistura. Além disso, o percentual de afundamento em trilha de roda define a classe dessas misturas. A Tabela 2.8 apresenta os limites da porcentagem de afundamento em trilha de roda para alguns tipos de misturas asfálticas do método francês.

Nos casos em que as placas compactadas apresentarem valores abaixo de 5 e 10% de afundamento, admite-se que não há risco de deformação permanente sob condições severas e muito severas de tráfego, respectivamente. O valor de 7,5% é uma condição intermediária entre as demais (LCPC, 2007).

Tabela 2.8 – Especificação do método francês quanto à porcentagem de afundamento em trilha de roda (adaptado do LCPC, 2007)

Tipo de Mistura	Classe da Mistura	Número de Ciclos	Limites de % de afundamento
EB-BBSG (<i>Béton Bitumineux Semi-Grenu</i>) e EB-BBME (<i>Béton Bitumineux à Module Élevé</i>)	1	30000	$\leq 10\%$
	2		$\leq 7,5\%$
	3		$\leq 5\%$
EB-BBM (<i>Béton Bitumineux Mince</i>)	1	3000	$\leq 15\%$
	2	10000	$\leq 15\%$
	3	30000	$\leq 10\%$

O nível 3 engloba os ensaios dos níveis anteriores e o ensaio de módulo complexo (LCPC, 2007). No método francês, a rigidez das misturas asfálticas é determinada à flexão alternada a dois pontos em modo contínuo sob determinado tempo e com controle da amplitude de deslocamento do corpo de prova (BARRA, 2009).

As amostras necessárias à realização dos ensaios são provenientes da serragem de placas moldadas na mesa compactadora. A serragem das amostras é excetuada de modo a se obter CPs trapezoidais com dimensões de 70 mm de base maior, 25 mm de base menor, 25 mm de espessura e 250 mm de altura, conforme mostrado na Figura 2.7. A carga aplicada na realização dos ensaios é aquela que produz pequenas deformações, inferiores a 50×10^{-6} (BARRA, 2009). Geralmente, as temperaturas de ensaio são de -10°C , 0°C , 10°C , 15°C , 20°C , 30°C e frequências de 1Hz, 3Hz, 10Hz e 30Hz. Os valores de módulo são calculados para cada ensaio individual e são lançados em gráficos log-log para cada nível de temperatura em função da frequência (MOMM, 1998).

Figura 2.7 – Dimensões de um corpo de prova para ensaio de módulo complexo do método francês

No domínio da viscoelasticidade linear, assumindo o princípio da equivalência frequência-temperatura, pode-se traçar o gráfico de módulo complexo em função da frequência, fazendo a translação de cada uma das curvas isotérmicas de modo a se obter uma única curva denominada de curva mestra (KLOMPEN; GOVAERT, 1999; CLYNE *et al.*, 2003; PELLINEN, 2009). Esse tipo de representação permite o conhecimento do comportamento da mistura em um amplo espectro de frequência de carregamento (MOMM, 1998). Os valores de módulo a 15°C e 10Hz são diretamente utilizados nos modelos de dimensionamento de pavimentos do método francês por representarem as condições de solicitação de tráfego e de clima na França (LCPC, 1994). A Figura 2.8 apresenta um exemplo de curva mestra a partir dos resultados de módulo dinâmico do método francês.

Figura 2.8 – Curva mestra de equivalência frequência-temperatura (BARRA, 2009)

O último nível é constituído pela realização dos ensaios de fadiga. O ensaio é realizado sob o mesmo princípio de solicitação do ensaio de módulo complexo. Contudo, a temperatura e a frequência de aplicação de carga são fixadas em 10°C e 25Hz, respectivamente, e a vários níveis de deformação máxima correspondentes às amplitudes dos deslocamentos aplicados nas amostras.

O critério de ruptura e parada do ensaio corresponde à metade da força registrada no instante inicial do ensaio. Ao final do ensaio é anotado o número de ciclos correspondente ao momento da ruptura da amostra. Com os dados obtidos constrói-se um gráfico em escala log-log em que no eixo horizontal têm-se as deformações máximas e no eixo vertical têm-se os respectivos números de ciclos na ruptura.

3 EFEITO DO TIPO DE COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Além das diferenças entre os métodos de compactação de misturas asfálticas em laboratório em relação ao método de pista, também existem diferenças nos parâmetros adotados para um mesmo tipo de compactação, porém de sistemáticas de dosagens diferentes. Esse é o caso da compactação giratória do método americano quando comparada com a compactação giratória do método francês. Essas duas também são muito diferentes dos métodos de compactação por impacto, por rolagem em laboratório e da própria compactação utilizada em campo.

Independente da sistemática de dosagem, a mensuração do volume de vazios dos corpos de prova inteiros é um fator comum e fundamental a todas elas. Entretanto, as particularidades dos padrões de compactação adotados por cada uma constituem fonte para diferenças na volumetria dos corpos de prova e, conseqüentemente, no comportamento mecânico (PETERSON *et al.*, 2003).

Assim, os principais aspectos que podem exercer influência na volumetria e no comportamento mecânico dos diferentes métodos de compactação e que serão abordados nesse Capítulo são: o tamanho do corpo de prova na compactação giratória, o processo de serragem e/ ou broqueamento das amostras Superpave, o número de giros aplicado na compactação giratória e o tipo de compactação.

A compactação de laboratório é uma etapa crítica do processo de dosagem de misturas asfálticas em que é imperativo que o equipamento utilizado produza amostras que exibam similar características daquelas de pista. Segundo Monismith, Finn e Vallergera (1989), o método de compactação deveria ser capaz de produzir amostras com as seguintes características:

- a) Volume de vazios e VMA correspondentes àqueles desejados em vários níveis de tráfego, desde a compactação inicial (sem solicitações do tráfego) até a compactação última para o tráfego de projeto;
- b) Propriedades de engenharia correspondente àquelas medidas em ensaios de núcleos obtidos em pista em vários níveis de tráfego.

3.1 Efeito do Tamanho do Corpo de Prova na Compactação Giratória

Atualmente, os métodos de dosagem Superpave e do LCPC utilizam a compactação giratória para a moldagem de corpos de prova cilíndricos para a determinação dos parâmetros volumétricos e para a avaliação da habilidade de densificação das misturas (ASPHALT INSTITUTE, 2001; LCPC, 2007). O processo de compactação no compactador giratório Superpave é caracterizado pela aplicação de pressão de 0,6 MPa em amostras cilíndricas de misturas asfálticas com 150 mm de diâmetro. Concomitantemente, é feita aplicação de rotação à velocidade fixa de 30 rpm do cilindro inclinado a $1,25^\circ$ (ASPHALT INSTITUTE, 2001). A altura das amostras é fixada apenas pela ASTM D 6925-09 em 115 ± 5 mm.

A PCG é resultado de mudanças operacionais do compactador giratório do Texas da década de 1930 que foram propostas nos trabalhos de Moulthier (1977) e Bunnot (1986) (HARMAN *et al.*, 2002; PETERSON *et al.*, 2003). A AFNOR NF P 98-252 limita a altura dos corpos de prova ao final do ensaio em 150 ou 160 mm, para moldes com diâmetro interno de 150 ou 160 mm, respectivamente, em função do tipo de PCG disponível. A pressão vertical aplicada é de 0,6 MPa com inclinação externa do cilindro de 1° e interna de $0,82^\circ$. Desse modo, alguns parâmetros dos padrões de compactação em prensas giratórias têm sido objeto de estudo, principalmente com relação ao método americano cujos equipamentos permitem a compactação com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro.

A utilização do molde de menor diâmetro é uma opção interessante devido ao menor consumo de tempo e de materiais. Além disso, a produção de amostras com 100 mm de diâmetro elimina o surgimento de distúrbios decorrentes do broqueamento de amostras maiores destinadas à realização de ensaios mecânicos (TAPKIN, 2013).

Nesse sentido, McGennis *et al.* (1996) avaliaram o %Gmm resultante da moldagem de misturas asfálticas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro. As misturas apresentavam TMN de 12,5 e 19 mm que foram dosadas para o alvo de 4% de vazios e número de giros de projeto igual a 172. Também foram moldados corpos de prova adicionais com variação no teor de asfalto. Em 56% dos casos não houve correspondência entre o %Gmm de amostras com diâmetros diferentes de uma dada

mistura, para os diferentes números de giros. Porém, observou-se que o diâmetro do molde afeta, com maior frequência, a densificação das misturas mais grossas.

Outro aspecto interessante do trabalho de McGennis *et al.* (1996), foi que o efeito do tamanho do molde no %Gmm não se mostrou função do teor de asfalto. Além disso, o %Gmm foi significativamente maior para amostras com 150 mm de diâmetro, ou seja, a tendência geral é que a compactação em cilindros maiores resulte em maior densidade da mistura.

Por outro lado, Jackson e Czor (2003) notaram que a diferença no %Gmm decorrente da compactação em moldes com 100 e 150 mm de diâmetro é sim estatisticamente significativa, mas não em termos de engenharia, tendo em vista que as diferenças verificadas foram menores do que a precisão dos métodos de ensaio. Assim, o uso do molde menor foi sugerido ao Departamento de Estradas do Tennessee.

Além do efeito do diâmetro, a altura também exerce efeito na distribuição nos vazios das amostras compactadas no CGS. Hall, Dandu e Gowda (1996) estudaram o efeito da altura do corpo de prova para um mesmo diâmetro (150 mm). Utilizou-se asfaltos convencionais e modificados. As amostras foram compactadas até 288 giros e com alturas aproximadas de 50, 85, 120 e 150 mm.

Hall, Dandu e Gowda (1996) evidenciaram que a altura das amostras também exerce efeito nos parâmetros volumétricos e no teor de asfalto de projeto. Este último foi maior para amostras com 50 mm de altura do que para as demais, exibindo maiores valores de VMA e de VFA. Ademais, para a menor altura têm-se curvas de densificação com os menores valores de %Gmm (maior volume de vazios) em relação às curvas de amostras de maior altura. Estas, por sua vez, apresentaram curvas de densificação (%Gmm – número de giros) muito similares entre si.

Além disso, de acordo com os trabalhos de Hen, Huang e Shu (2013) e de Thyagarajan *et al.* (2010), o aumento das alturas das amostras representa aumento da heterogeneidade vertical da distribuição de vazios. Porém, segundo Hen, Huang e Shu (2013), esse efeito não é estatisticamente significativo.

Hen, Huang e Shu (2013) concluíram através da aplicação do método de elementos discretos que existe clara evidência do efeito do aumento do diâmetro das amostras compactadas no CGS sobre a distribuição do volume de vazios. A heterogeneidade na direção vertical e horizontal diminui com o aumento do diâmetro do molde. Com base nos resultados de Thyagarajan *et al.* (2010) e de Hen, Huang e Shu (2013), pode-se vislumbrar que o tamanho de amostras cilíndricas que proporcionaria melhor uniformidade quanto à distribuição dos vazios nas direções vertical e horizontal seria àquela com maior diâmetro e menor altura.

Uma melhor compreensão da heterogeneidade na densificação de corpos de prova cilíndricos é observada no estudo de Nascimento *et al.* (2006). Estes autores compararam a estrutura interna de misturas compactadas no CGS com 100 e 150 mm de diâmetro e 50 e 90 mm de altura, respectivamente. Independente do diâmetro, a distribuição vertical dos vazios foi simétrica em todas as regiões das amostras, com aumento sistemático da porcentagem de vazios no topo e na base dos CPs. As Figuras 3.1 e 3.2 mostram a variação do volume de vazios em função da altura das amostras inteiras compactadas no CGS com 100 e 150 mm, respectivamente.

Figura 3.1 – Distribuição dos vazios de ar em função da altura dos corpos de prova Superpave com 100 mm de diâmetro (NASCIMENTO *et al.*, 2006)

Figura 3.2 – Distribuição dos vazios de ar em função da altura dos corpos de prova Superpave com 150 mm de diâmetro (NASCIMENTO *et al.*, 2006)

A heterogeneidade na densificação de amostras moldadas em compactadores giratórios também foi preocupação dos franceses. Dubois, De La Roche e Burban (2010) moldaram corpos de prova na PCG com diâmetros de 80, 120 e 160 mm para diferentes alturas (60, 80, 120, 160, 180 e 240 mm) e consideraram o efeito do índice de esbelteza das amostras (altura/diâmetro). O nível de densificação foi expresso em termos de volume de vazios medido através de leituras de densidade usando absorção de raio gama. Nesse estudo, o volume de vazios foi avaliado em dois sentidos: transversal e longitudinal, conforme ilustrado na Figura 3.3..

Figura 3.3 – Direções para medição do volume de vazios em amostras circulares com utilização de raios gama (adaptado de DUBOIS; DE LA ROCHE; BURBAN, 2010)

Segundo Dubois, De La Roche e Burban (2010), a heterogeneidade na densidade longitudinal e transversal é dependente do diâmetro e do índice de esbeltez da amostra. Para índices de esbeltez menor que 1 a densidade longitudinal aumenta das extremidades em direção ao centro. Mesmo assim, para diâmetros maiores (120 e 160 mm) e esbeltez menor ou igual a 1 tem-se melhor homogeneidade devido a melhor distribuição da pressão ao longo da altura da amostra.

Amostras com esbeltez igual a 1 produzem melhor homogeneidade global independente do diâmetro. Assim, os autores recomendaram, a moldagem de amostras com 120 mm de diâmetro e 120 mm de altura, uma vez que assim se teria a menor dispersão do nível de compactação em CPs da PGC.

3.2 Efeito dos Processos de Redução de Tamanho de Amostras de Compactadores Giratórios

3.2.1 Volume de Vazios dos Núcleos Resultantes dos Processos de Serragem e Broqueamento das Amostras do CGS e da PCG

O *Asphalt Institute* (2001) fixa o diâmetro de compactação dos corpos de prova no CGS em 150 mm. Esse tamanho não se adapta a alguns ensaios de laboratório exigindo que as dimensões sejam reduzidas (TAPKIN, 2013). Porém, essas amostras tendem a apresentar distribuição de vazios não uniforme tanto ao longo da altura quanto do diâmetro (HARVEY *et al.*, 1994; MASAD *et al.*, 1999; DUBOIS; DE LA ROCHE; BURBAN, 2010; HEN; HUANG; SHU, 2013).

Masad *et al.* (1999) verificaram através de processamento digital de imagens que ocorre concentração de vazios no topo e na base das amostras cilíndricas do Superpave. Essa tendência também foi verificada por Nascimento *et al.* (2006). Esses verificaram também que desconsiderando as extremidades dos corpos de prova (topo e base), a densificação ao longo da altura é bastante uniforme. No sentido radial, ocorreu maior densificação dos bordos em direção ao centro, sendo os corpos de prova de menor diâmetro mais homogêneos.

Os núcleos extraídos dos corpos de prova Superpave apresentam distribuição bastante homogênea nas duas direções, porém com porcentagem de vazios muito próxima a zero como pode ser observado na Figura 3.4 (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

Figura 3.4 – Distribuição dos vazios de ar em função da altura dos núcleos extraídos dos corpos de prova Superpave com 150 mm de diâmetro (NASCIMENTO *et al.*, 2006)

Na análise da homogeneidade longitudinal de amostra moldadas na PCG, Dubois, De La Roche e Burban (2010), verificaram que há concentração de vazios nos 2 cm iniciais de cada extremidade dos corpos de prova. Desconsiderando essas regiões, a redução no volume de vazios para misturas GB 0/14 foi de 0,4 a 3,2% em comparação com o volume de vazios das amostras inteiras. Então, os autores sugerem que para a obtenção de corpos de prova de laboratório da PCG mais homogêneos, uma amostra de tamanho maior pode ser serrada após a compactação, eliminando os efeitos de borda. No entanto, alertam que esse processo conduz a obtenção de amostras com menor volume de vazios médio.

No trabalho de Chehab, O'Quinn e Kim (2000), verificou-se que amostras compactadas com 100 mm de diâmetro não são densificadas tão eficientemente quanto as de 150 mm. Os autores avaliaram, ainda, a quantidade de vazios nos bordos e no centro de amostras resultantes de diferentes tamanhos de corpos de prova moldados no CGS. A Figura 3.5 mostra o esquema utilizado para o broqueamento e serragem das amostras.

Figura 3.5 – Esquema para broqueamento e serragem dos corpos de prova do CGS para avaliação do volume de vazios (adaptado de CHEHAB, O'QUINN; KIM, 2000)

Através da análise do anel externo (bordos) resultante do broqueamento e da serragem do topo e da base dos corpos de prova, Cheab, O'Quinn e Kim (2000) perceberam que o maior volume de vazios ocorre nessa região. Além disso, a diferença no volume de vazios entre o núcleo e aquele das amostras inteiras foi cerca de 2,5% em termos absolutos.

A tendência geral para corpos de prova compactados no CGS é de concentração de vazios no topo e na base das amostras. Contudo, o maior efeito é decorrente dos efeitos de borda que leva à concentração de vazios nessa região, independentemente do tamanho do CP (CHEHAB, O'QUINN; KIM, 2000).

3.2.2 Rigidez e Resistência das Amostras Resultantes dos Processos de Serragem e Broqueamento

A influência do tamanho dos corpos de prova utilizados na compactação giratória pode se refletir no comportamento das misturas em termos de rigidez e resistência. Com essa preocupação têm-se os resultados de Peterson *et al.* (2003) que indicam que o aumento da altura conduz a valores de módulo dinâmico menores.

As alturas de moldagem das amostras no CGS do estudo de Peterson *et al.* (2003) foram de 135, 75 e 50 mm para o diâmetro fixo de 150 mm. Para a temperatura de 30°C, os valores obtidos de módulo dinâmico foram de aproximadamente 124, 134 e 184 KPa, respectivamente. A mesma tendência foi verificada para a temperatura de 40°C. Analisando esses resultados pode-se dizer que quanto menor o índice de esbeltez maior o valor de rigidez da amostra para uma dada temperatura. Os autores não explicam os fatores que levam a estes resultados, mas considerando que na compactação no CGS é aplicada a mesma pressão de compactação, tem-se maior energia de compactação por unidade de volume em amostras de menor altura que refletem em maiores valores de rigidez.

A tendência verificada por Peterson *et al.* (2003) se repetiu no estudo de Cheab, O'Quinn e Kim (2000). Estes moldaram corpos de prova no CGS com quatro tamanhos diferentes (75 × 115, 75 × 150, 100 × 150 e 100 × 200 mm) para os ensaios de módulo dinâmico. O maior valor de rigidez foi obtido para os menores índices de esbeltez, independentemente da frequência de carregamento utilizada. Os resultados de Chehab, O'Quinn e Kim (2000) indicaram ainda, que o ângulo de fase é independente do tamanho das amostras.

3.3 Efeito do Número de Giros no Comportamento de Amostras Superpave

3.3.1 Efeito do Número de Giros no Volume de Vazios das Amostras do CGS

O número de giros de projeto no compactador giratório Superpave (N_{des}) foi estabelecido experimentalmente a partir da relação com o nível de tráfego (COMINSKY; LEAHY; HARRIGAN, 1994). Assim, considerando o percentual de compactação como a razão entre a G_{mb} e a G_{mm} , definiu-se uma pressão de giro constante e um número de giros específico para estabelecer dois níveis de compactação com inclinação de giro de 1°: (1) compactação pelo tráfego: 96% da G_{mm} e; (2) compactação de construção: 92% da G_{mm} . O método especificava que o teor de asfalto de projeto deveria ser escolhido para o N_{des} e que resultasse em 96% da G_{mm} . Além disso, a mistura deveria apresentar G_{mm} menor que 98 e 89% da G_{mm} para o N_{max} e o N_{ini} . Posteriormente, o ângulo de giro no CGS foi alterado para 1,25°, mas os níveis de N_{des} foram mantidos (PROWELL; BROWN, 2007).

Inicialmente, as misturas eram compactadas até o N_{max} e, então, o N_{des} era retrocalculado. Contudo, Mallick *et al.* (1998) observaram inconsistências entre as densidades para o N_{des} retrocalculadas e àquelas de amostras compactadas somente até o N_{des} . Assim, recomendou-se que as misturas fossem compactadas apenas até o N_{des} para efeito de determinação do teor de ligante de projeto. Além, disso Prowell e Brown (2007), sugerem a eliminação da avaliação do N_{ini} uma vez que, na maior parte dos casos, misturas que não atenderam a esse critério apresentaram bom desempenho quanto à deformação permanente em campo.

Segundo Prowell e Brown (2007), em 1999, a FHWA (*Federal Highway Administration*) recomendou uma consolidação dos níveis originais do número de giros de projeto eliminando a consideração do clima e reduzindo os níveis de tráfego de projeto para a escolha do N_{des} . Essas alterações foram incorporadas *pelo Asphalt Institute* em 2001 e pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) em 2004.

Contudo, diversos pesquisadores têm criticado o número de giros de projeto do método Superpave devido ao fato deste produzir teores de ligante de projeto que tornam as misturas resistentes aos efeitos da deformação permanente, mas mais suscetíveis a problemas de fadiga e de desagregação (HABIB *et al.*, 1998; PROWELL; BROWN, 2007; WATSON *et al.*, 2008; KHOSLA; AYYALA, 2013).

A partir da avaliação em laboratório e em campo de mais de 40 projetos de revestimentos asfálticos em 16 Estados Americanos, Prowell e Brown (2007) verificaram que a compactação no número de giros de projeto é demasiadamente alta. Com os resultados obtidos os autores sugeriram novos níveis de número de giros de projeto para ligantes asfálticos de elevado PG e em função do tráfego. A definição do número de giros de projeto deverá ser preferencialmente, em função do tráfego acumulado previsto até o segundo ano de operação do pavimento para o ângulo de giro interno no CGS de $1,16^\circ$. A Tabela 3.1 mostra os níveis de número de giros de projeto propostos por Prowell e Brown (2007).

Tabela 3.1 – Número de giros de projeto proposto por Prowell e Brown (2007)

ESAL de projeto para 20 anos $\times 10^6$	ESAL de projeto para 2 anos $\times 10^6$	Número de Giros de Projeto	
		< PG 76-XX	$\geq$ PG 76-XX ou espessura > 100 mm
< 0,3	< 0,03	50	NA
0,3 a 3	0,03 a 0,23	65	50
3 a 10	0,233 a 0,925	80	65
10 a 30	0,925 a 2,5	80	65
> 30	> 2,5	100	80

Watson *et al.* (2008) abordaram, além do efeito do número de giros, o conceito de “*locking point*” para o projeto de misturas asfálticas densas. Esse parâmetro é definido como o ponto em que a estrutura de agregado começa a travar e, assim, números de giros adicionais resultam em maior potencial de quebra do agregado, aumentando a dificuldade de compactação em campo.

Quando o número de giros é aumentado além do “*locking point*”, a densidade das amostras continuará aumentando devido ao aumento da quantidade de partículas mais finas produzidas pela quebra das partículas maiores que irão preencher os espaços vazios da estrutura. Tal situação, em campo, gera superfícies de agregados não ligadas que tornam a mistura mais suscetível ao dano por umidade e acelera a deterioração do pavimento (WATSON *et al.*, 2008).

Um dos aspectos mais difíceis quanto ao conceito de “*locking point*” (LP) é definir em que momento ele ocorre. Prowell e Brown (2007) avaliaram o “*locking point*” de quatro formas diferentes: (1) primeira ocorrência de três giros consecutivos em que a altura da amostra permaneceu constante e precedida de duas ocorrências em que a altura se manteve inalterada para dois giros consecutivos; (2) primeira ocorrência em que a altura permaneceu constante para dois giros consecutivos; (3) segunda ocorrência de dois giros consecutivos em que amostra não mudou de altura e; (4) a primeira ocorrência de dois giros consecutivos em que a amostra apresentou a mesma altura, precedida de duas ocorrências para dois giros consecutivos em que não houve alteração na altura do CP. Os resultados indicaram que a primeira forma para considerar o “*locking point*” foi a que melhor reproduziu a densidade última de campo. Os autores sugeriram que o teor de ligante de projeto poderia ser selecionado de modo a produzir 96% da Gmm para a primeira forma de se determinar o “*locking point*” (LP 3-2-2). Porém, alertam para a variabilidade e para a falta de estudos nesse sentido.

Com base na eq. 3.1, Watson *et al.* (2008) verificaram que o “locking point” médio de 69 giros resultou em amostras com 94,6% da Gmm e que essa reflete o volume de vazios obtido em campo após cinco anos de operação. Então, concluiu-se que o número de giros de projeto era muito alto. A partir dos resultados de Watson *et al.* (2008), o Departamento de Estradas do Estado Americano da Georgia (GDOT) alterou a especificação quanto ao número de giros de projeto para 65, independentemente da condição de tráfego.

$$\%Gmm_{xx} = 100 \times \left(\frac{Gmb \times h_d}{Gmm \times h_{xx}} \right) \quad (3.1)$$

Onde,

$\%Gmm_{xx}$ é a porcentagem da Gmm para o número de giros XX;

Gmb é densidade aparente da mistura;

h_d é a altura da amostra para o número de giros de projeto, e;

h_{xx} é a altura da amostra para o número de giros XX.

Araya-Zamorano *et al.* (2014) identificaram três estágios nas curvas de densificação das amostras compactadas no CGS: (1) o primeiro estágio é definido pela aplicação de até 50 giros e é onde ocorre maior parte da redução do volume de vazios, caracterizando a densificação inicial; (2) o segundo estágio está compreendido entre 50 e 150 giros e é onde ocorre o intertravamento da estrutura de agregado; e (3) no terceiro estágio a taxa de aumento da densidade é reduzida e giros adicionais não produzem aumentos significativos na redução do volume de vazios.

A Figura 3.6 mostra a variação do volume de vazios em função da temperatura de compactação e do número de giros para uma mistura densa. A redução da porcentagem de vazios com o aumento do número de giros ocorre independentemente das temperaturas de compactação. Nos primeiros 50 giros,

ocorre uma diminuição considerável no percentual de vazios que continua até 150 giros. Depois desse limite, o efeito do aumento do número de giros é reduzido.

Figura 3.6 – Efeito da temperatura e do número de giros no volume de vazios de uma mistura asfáltica densa (adaptado de ARAYA-ZAMORANO *et al.*, 2014)

Nota-se através da Figura 3.6, que a densidade Marshall é correspondente ao intervalo de 150 e 200 giros a depender da temperatura de compactação. Esse comportamento é oposto ao verificado em outros estudos em que o número de giros equivalente à densificação do método Marshall ocorre para número de giros menor. Assim, Araya-Zamorano *et al.* (2014) afirmam que não é correto definir o número de giros no CGS para compactar amostras com densidade similar à obtida na compactação Marshall. Este número varia em função do tipo de ligante e de mistura.

Por outro lado, os autores verificaram que para atender à especificação espanhola de misturas asfálticas quanto ao volume de vazios (4 a 6%), o número de giros deveria ser de cerca de 80. Desse modo, Araya-Zamorano *et al.* (2014) sugerem que o número de giros seja definido a partir da curva de densificação do CGS em que a taxa de compactação é reduzida, por exemplo, menos que 1% para 50 aplicações de giros, ou seja, quando a densidade é aumentada apenas 0,02% por giro.

Assumindo que o número de giros para o projeto de misturas asfálticas especificado pelo Superpave seja cerca de 20% além do necessário, Habib *et al.* (1998) reduziram o número de giros de projeto de 68 para 54 para o projeto de misturas de rodovias de baixo volume de tráfego. As misturas com menos giros demandaram, em média, 5,45% a mais de ligante para se atingir o alvo de 4% de vazios.

Vitillo *et al.* (2006) avaliaram o número de giros necessário no CGS para produzir volume de vazios equivalente ao do método Marshall para o projeto de misturas asfálticas para baixo volume de tráfego. As amostras foram compactadas por impacto com 50 golpes do soquete Marshall e no giratório com número de giros entre 30 e 90. Os resultados indicaram que não existe apenas um nível de giros para encontrar a volumetria dos diferentes projetos Marshall, tendo cada mistura necessitado de um número de giros diferente para atingir o volume de vazios equivalente ao do Marshall.

3.3.2 Efeito do Número de Giros na Rigidez e Resistência ao Cisalhamento das Amostras do CGS

Muitos dos ensaios normalmente utilizados para avaliar o desempenho de misturas asfálticas não são baseados em propriedades fundamentais dos materiais, além de serem realizados a uma única temperatura. Desse modo, Khosla e Ayyala (2013) utilizaram o ensaio de módulo dinâmico com diferentes frequências de aplicação de carga e em diferentes temperaturas para avaliar o efeito do número de giros na rigidez das misturas. Os ensaios foram realizados de acordo com a AASHTO TP79-09 a partir da moldagem de amostras no CGS com 150 mm de diâmetro e 178 mm de altura com posterior broqueamento e serragem, obtendo-se núcleos de 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura com volume de vazios de 4% $\pm 0,5$.

Uma vez que o módulo dinâmico é um indicativo da rigidez, uma mistura compactada com maior número de giros deveria apresentar maior valor de módulo. Essa tendência foi verificada por Khosla e Ayyala (2013) de acordo com os resultados apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resultados de módulo dinâmico para diferentes números de giros no CGS para mistura com TMN de 12,5 mm (KHOSLA; AYYALA, 2013)

Temperatura °C	Frequência Hz	Módulo Dinâmico MPa			
		Número de Giros			
		50 (5,71%*)	75 (5,41%*)	100 (5,20%*)	125 (5,03%*)
4	10	18.200	19.600	20.600	21.800
	1	14.100	16.100	17.000	17.800
	0,1	10.100	12.300	13.300	13.700
20	10	8.400	10.000	11.100	11.600
	1	5.100	6.500	7.390	7.540
	0,1	2.680	3.770	4.450	4.420
40	10	2.260	3.000	3.460	3.510
	1	987	1.390	1.620	1.660
	0,1	475	668	767	807

* Teor de asfalto de projeto.

A tensão cisalhante também é influenciada pelo número de giros na compactação giratória (ARAYA-ZAMORANO *et al.*, 2014). A Figura 3.7 mostra a relação entre a tensão cisalhante desenvolvida para cada giro aplicado e a respectiva densidade da amostra para diferentes temperaturas de compactação.

Figura 3.7 – Relação entre a tensão de cisalhamento e a %Gmm em função do número de giros no CGS (ARAYA-ZAMORANO *et al.*, 2014)

Através da Figura 3.7 percebe-se que quase a totalidade das tensões de cisalhamento desenvolvidas ocorreu para os 50 primeiros giros. A curva de compactação com temperatura de 160°C indica um aumento progressivo da tensão

de cisalhamento para todos os giros aplicados, mas a 80°C a curva alcança um pico para os primeiros giros e, então, existe uma queda de tensão depois de encontrar o ponto de máximo. A curva de densificação mostra uma tendência assintótica das misturas compactadas a 80°C, enquanto que as misturas compactadas a 160°C mostram aumento progressivo da %Gmm em relação ao número de giros.

Segundo Araya-Zamorano *et al.* (2014), essas observações indicam que, para uma menor temperatura de compactação, a tensão de cisalhamento diminui para uma determinada pressão, permanecendo a densidade constante. Nesse sentido, Mallick (1999) relata que, se a tensão cisalhante diminui e a mistura densifica rapidamente depois de certo número de giros, essa mistura é relativamente instável.

3.4 Efeito do Tipo de Compactação em Laboratório e a Relação com a Compactação de Misturas Asfálticas em Campo

3.4.1 Efeito do Tipo de Compactação na Volumetria e na Homogeneidade de Misturas Asfálticas

Segundo o LCPC (2007), a porcentagem de vazios determinada na PCG é uma estimativa satisfatória da magnitude do percentual de vazios em pista com desvio máximo de 1,2% a 1,4%. O LCPC (2007) afirma que os valores especificados para o volume de vazios das normas francesas são realistas e bem respeitados em campo.

Esse ensaio não é utilizado para avaliação da deformação permanente, mas como indicativo da habilidade de compactação das misturas asfálticas. Mesmo assim, pesquisadores têm demonstrado interesse pelo estudo da homogeneidade obtida nesse tipo de compactação comparativamente a outros métodos.

Dubois, De La Roche e Burban (2010), estudaram o efeito do tipo de compactação na homogeneidade da densidade de amostras cilíndricas obtidas a partir da extração horizontal e vertical de placas moldadas por rolagem pneumática em laboratório e em campo, além de amostras inteiras compactadas na PCG e por compressão estática em moldes cilíndricos utilizados nos ensaios de Duriez. A Figura 3.8 ilustra o processo de broqueamento a partir de placas de laboratório e de pista e mostra as dimensões resultantes.

Figura 3.8 – Desenho esquemático da direção do broqueamento das placas para obtenção de corpos de prova cilíndricos no estudo de Dubois, De La Roche e Burban (2010)

Os resultados do estudo de Dubois, De La Roche e Burban (2010) indicaram que a compactação na mesa compactadora do LCPC produz amostras homogêneas, no sentido longitudinal, desde que elas sejam broqueadas na direção horizontal. Na direção vertical existe um gradiente no volume de vazios resultante do modo de compactação e da distribuição da pressão aplicada na espessura da placa. De modo geral, para amostras broqueadas na direção vertical e avaliadas longitudinalmente ocorre redução de 2 a 3% no nível de compactação nas extremidades das amostras. Contudo, a análise transversal revelou o oposto, ou seja, o broqueamento na direção vertical resulta numa melhor homogeneidade. Esse comportamento também foi verificado em amostras de pista.

Segundo Dubois, De La Roche e Burban (2010), o volume de vazios medido nas placas moldadas em laboratório é similar ao verificado em amostras da pista de teste do LCPC, apresentando uma margem de variação máxima de 1%. As amostras broqueadas na direção vertical de placas de laboratório mostraram menor dispersão em relação às amostras de campo para um nível semelhante de compactação.

Quanto às amostras compactadas com aplicação de pressão estática vertical, essas apresentaram volume de vazios médio de 10%, ou seja, além da faixa obtida nas amostras moldadas na PCG que ficou entre 4 e 6%. Embora o desvio padrão e os valores de máximo e de mínimo tenham sido similares ao dos corpos de prova da PCG, a heterogeneidade é bem diferente na direção vertical. Além disso, os autores concluíram que a compactação estática não permite um arranjo uniforme do material no plano perpendicular ao carregamento.

Para uma comparação mais direta entre os métodos de compactação de laboratório e a compactação de campo, listou-se os resultados de Dubois, De La Roche e Burban (2010) quanto ao volume de vazios médio na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Volume de vazios médio e desvio padrão de amostras provenientes da compactação giratória (PCG), mesa compactadora LCPC, compressão estática e de campo (adaptado de DUBOIS; DE LA ROCHE; BURBAN, 2010)

Método de Compactação	Sentido de Análise	Direção do Broqueamento	Diâmetro mm	Altura mm	Esbeltez	Va Médio %	Desvio Padrão %
PCG	Longitudinal	Não se aplica	80	80	1,00	6,0	9,0
				120	0,67	4,4	1,6
			120	60	2,00	4,2	1,7
				120	1,00	3,8	1,7
				160	0,75	5,3	4,8
			160	80	2,0	5,0	1,3
				160	1,00	4,9	2,3
				240	0,67	5,2	2,9
	Transversal	Não se aplica	80	80	1,00	5,9	3,1
				120	0,67	4,9	3,0
			120	60	2,00	7,2	3,3
				120	1,00	6,4	2,6
				160	0,75	6,1	2,6
			160	80	2,00	6,0	2,4
				160	1,00	7,2	2,6
				240	0,67	7,8	2,2
Mesa Compactadora (rolagem pneumática)	Longitudinal	Horizontal	80	200	0,40	5,0	0,4
		Vertical	143	120	1,19	5,5	1,0
	Transversal	Horizontal	80	200	0,40	7,9	4,0
		Vertical	143	120	1,19	7,4	1,9
Campo	Longitudinal	Horizontal	80	200	0,40	4,3	0,6
		Vertical	143	100	1,19	5,1	2,0
	Transversal	Horizontal	80	200	0,40	8,2	3,3
		Vertical	143	100	1,43	7,5	2,7
Compressão Estática	Longitudinal	Não se aplica	120	120	1,00	9,5	0,4
	Transversal	Não se aplica	120	120	1,00	10,9	2,6

Analisando os resultados de Dubois, De La Roche e Burban (2010), nota-se que, para as amostras de campo, broqueados na direção horizontal, o volume de vazios longitudinal é semelhante ao obtido em amostras da PCG. Contudo, a dispersão produzida por este último é maior do que a de outros métodos de compactação.

Ainda numa avaliação longitudinal, porém com amostras verticais, verifica-se que os corpos de prova da PCG continuaram apresentando volume de vazios similares aos de campo, principalmente para o diâmetro de 160 mm. As amostras das placas de

laboratório apresentaram volume de vazios pouco maior do que de amostras de pista e do que da PCG. Entretanto, com menor nível de dispersão.

Nesse cenário, uma constatação importante é de que o volume de vazios obtido na PCG é representativo daquele encontrado em campo ou nas placas moldadas na mesa compactadora do LCPC.

Quanto ao CGS e a compactação por impacto (Marshall), a relação das densidades de campo e de laboratório não parece tão evidente. Brown e Cross (1991) investigaram a relação entre as densidades das misturas obtidas na fase de projeto e após a construção sendo, esta última, antes e depois da solicitação do tráfego. As amostras foram extraídas de campo após 1 a 16 anos de operação.

Os resultados obtidos por Brown e Cross (1991) mostraram que a compactação do tipo Marshall com 75 golpes produziu amostras com densidade iguais às aquelas esperadas para $5,4 \times 10^6$ repetições de carga do eixo padrão. No caso do compactador giratório, as densidades obtidas foram equivalentes às aquelas esperadas para $9,1 \times 10^6$ repetições do eixo padrão. Assim, percebe-se que a compactação giratória produz maior densificação, o que demanda maior tempo ou maior solicitação de tráfego para se atingir o volume de vazios de projeto em campo.

A maior densificação obtida na aplicação do método Superpave também é evidenciada em outros trabalhos. Por exemplo, Watson, Brown e Moore (2005) avaliaram o volume de vazios de revestimentos asfálticos em campo de misturas dosadas pelo método Marshall e pelo método Superpave sob 4 anos de operação. Em 88% dos casos, as misturas Superpave ainda não haviam atingido a densidade de projeto contra 80% das misturas Marshall. Além disso, as misturas Superpave tenderam a apresentar 10% a mais de vazios em pista do que as misturas Marshall.

O volume de vazios de projeto (4% no N_{des}) representa o nível de densificação que o revestimento deveria apresentar depois da compactação construtiva e da compactação adicional proporcionada pela operação dos veículos. Portanto, níveis maiores de vazios nas trilhas de roda indicam que o nível de compactação no CGS para o projeto das misturas foi mais alto que o necessário. Também pode indicar que as misturas atingem um nível de densificação e intertravamento das partículas de

agregado além do qual seria muito difícil atingir densificação adicional sem fraturar as partículas de agregado (WATSON; BROWN; MOORE, 2005).

Nessa situação é provável que o “*locking point*” seja atingido antes de se encontrar o nível de vazios de projeto das misturas Superpave, uma vez que estas são normalmente projetadas próximas ao limite inferior especificado para o VMA e com teor de asfalto relativamente baixo (WATSON; BROWN; MOORE, 2005).

Desse modo, Watson, Brown e Moore (2005) avaliaram o nível de vazios nas trilhas de roda em relação ao nível de tráfego. A hipótese seria de que o volume de vazios em pista seria reduzido proporcionalmente em relação ao nível de tráfego. Os resultados indicaram que não existe relação entre o nível de tráfego e o volume de vazios em pista para as misturas Superpave. Uma explicação dos autores foi que o nível de giros elevado produz misturas com menor teor de ligante que resulta num mesmo volume de vazios, independente das condições de tráfego.

O menor teor de ligante produzido pelas dosagens Superpave em relação ao método Marshall também foi verificado para rodovias de baixo volume de tráfego nas rodovias do estado do Kansas (HABIB *et al.*, 1998). O VMA e o VFA também foram menores que aqueles das misturas Marshall, fato também observado por outros autores (GOWDA; HALL; ELLIOT, 1996; VITILLO *et al.*, 2006).

Segundo Habib *et al.* (1998), o menor teor de CAP de projeto para as misturas Superpave mostra-se vantajoso para o projeto de rodovias de baixo volume de tráfego quando comparada com o método Marshall. Contudo, a durabilidade das misturas Superpave despertou a preocupação dos autores. Essa preocupação foi avaliada através da espessura de filme asfáltico sobre as partículas de agregado. Usualmente, os limites estabelecidos para o VFA têm o propósito de garantir espessura mínima de filme asfáltico, mas na maioria dos casos as misturas Superpave falharam em atender ao limite mínimo do VFA.

A espessura de filme asfáltico especificada para o projeto de misturas Marshall pelo departamento de estradas do Kansas (KDOT) é de 6 a 8 μm . Todas as misturas do estudo de Habib *et al.* (1998) apresentaram espessuras consideravelmente maiores que esses limites. Valores elevados de espessura poderiam ser suficientes para garantir a durabilidade das misturas Superpave, embora não tenham satisfeito ao

limite inferior de VFA para baixo volume de tráfego. Este fato levou os autores a indicarem que os valores de VFA especificados para baixo volume de tráfego deveriam ser elevados e a não recomendarem o uso dos limites de VFA para as misturas Superpave de baixo volume de tráfego.

Sousa *et al.* (1991) criticam a compactação giratória pelo fato desse método concentrar-se no ligante e retratar de forma imprecisa o papel da interação ligante-agregado no desempenho dos pavimentos. Além disso, a forma e as dimensões produzidas pelo giratório são limitadas. Embora o compactador por amassamento do tipo *Kneading* seja mais adaptável para produzir amostras de tamanhos e formas variadas, este cria estrutura de agregado mais estável do que aquela comumente conseguida no campo. A compactação por rolagem, por sua vez, é uma condição intermediária entre os outros dois métodos e replica bem a compactação de pista.

Segundo Sousa *et al.* (1994), a compactação por rolagem produz amostras uniformes e com propriedades de engenharia similares a de amostras extraídas de pista. O broqueamento e a serragem das amostras compactadas por rolagem em laboratório é recomendada, uma vez que tem-se amostras mais homogêneas e pode-se mensurar o volume de vazios com maior precisão. Além disso, as comparações com as amostras extraídas de campo também são mais precisas e os resultados dos ensaios tornam-se menos variáveis. Outro ponto positivo desse tipo de compactação é a produção de amostras de maior tamanho. Assim, Sousa *et al.* (1994) são assertivos ao recomendarem a compactação por rolagem para o preparo de amostras destinadas à avaliação e projeto de misturas asfálticas.

3.4.2 Efeito do Tipo de Compactação na Rigidez e na Resistência das Misturas em Laboratório e em Campo

Dentro de qualquer método de compactação existem variáveis que exercem efeito sobre a rigidez, resistência, deformação permanente e outras propriedades das amostras para um dado volume de vazios. Por exemplo, na compactação giratória tem-se o ângulo de giro e a pressão de compactação. Para a compactação por rolagem existem a variação na velocidade de carregamento e a pressão de compactação. Além disso, existem aspectos importantes relacionados à preparação

dos corpos de prova como a temperatura de aquecimento dos materiais (HUNTER; MCGREAVY; AIREY, 2009).

Hunter, Mcgreavy e Airey (2009) avaliaram a rigidez de amostras compactadas por diferentes métodos de compactação: compactadores giratórios (PCG e CRT “*Cooper Research Technology*”), por vibração, por rolagem em laboratório e em campo. De maneira geral, amostras compactadas em compactadores giratórios e por vibração são mais rígidas que àquelas produzidas em campo e por rolagem em laboratório. As placas moldadas por rolagem são mais similares às amostras de pista, tanto em termos de rigidez quanto em volume de vazios.

Para misturas densas com TMN de 28 mm e CAP de penetração 50×10^{-2} mm a PCG produziu amostras significativamente mais rígidas do que outras produzidas por diferentes métodos. A razão para a diferença entre a rigidez de amostras de diversos giratórios ainda não é bem compreendida, principalmente quanto ao ângulo de giro. Peterson *et al.* (2003) apontam que o compactador giratório do Texas operando com ângulo de 6° produz amostras com menor rigidez do que amostras moldadas com de $1,25^\circ$ do CGS. Contudo, eles também mostraram um aumento no valor de módulo quando o ângulo no CGS foi aumentado de $1,5^\circ$ para 2° .

Analisando os resultados de Hunter, Mcgreavy e Airey (2009) é importante comentar que o projeto de misturas asfálticas com compactadores giratórios estabelece um número de giros específico em função do tráfego (Superpave), ou do tipo de mistura (LCPC), porém os autores não comentam para que número de giros o volume de vazios foi medido.

Assumindo que o procedimento de mistura, a temperatura de compactação e o volume de vazios sejam idênticos para os diferentes métodos de compactação, as razões para as diferenças verificadas em termos de rigidez podem ser creditadas à estrutura interna das amostras (HUNTER; MCGREAVY; AIREY, 2009), conforme discutido no item 3.2.1. Estruturas internas diferentes equivalem a arranjos distintos de partículas e de vazios que exercem influência direta sobre as propriedades micromecânicas e que se manifestam através de variações na rigidez.

3.4.3 Efeito do Tipo de Compactação no Desempenho das Misturas em Laboratório e em Campo

Monismith, Finn e Vallergera (1989) sugerem que alguns tipos de ensaios sejam realizados para possibilitar a seleção do teor inicial de asfalto. Os ensaios são dependentes do uso que será dado para a mistura, das características requeridas e dos equipamentos e procedimentos disponíveis.

Os testes podem servir de indicadores para se ter razoável garantia que ensaios adicionais serão necessários. Em geral, esse processo de seleção requer que o projetista reconheça que um balanço entre as propriedades é necessário quando da seleção do teor de asfalto como ilustrado na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Desenho esquemático da relação estabilidade-durabilidade de concretos asfálticos ilustrando a filosofia de seleção do teor de asfalto de projeto (Adaptado de MONISMITH; FINN; VALLERGA, 1989)

Atualmente, a especificação Superpave para caracterização de materiais utilizados em concretos asfálticos considera a avaliação quanto à resistência à deformação permanente e à fadiga de ligantes asfálticos através da determinação do seu módulo de cisalhamento dinâmico ($|G^*|$) e do ângulo de fase (δ). Contudo, o desempenho da mistura não é considerado explicitamente como parte do projeto de dosagem que se

resume na determinação da estrutura de agregado e no correspondente teor de projeto para 4% de vazios. Por isso, alguns departamentos de estradas americanos têm adotado critérios adicionais baseados em ensaios mecânicos como o *Hamburg Wheel Tracking Device* (HWTDD) e o *Asphalt Pavement Analyzer* (APA) para avaliar o potencial quanto ao afundamento em trilha de roda (KHOSLA; AYYALA, 2013).

A escolha do número de giros de projeto do método Superpave é função do volume de tráfego. Misturas asfálticas destinadas a maior nível de tráfego são compactadas com maior N_{des} resultando numa mistura mais densa que resiste de maneira mais eficaz à deformação permanente. No entanto, maior número de giros demanda menor teor de ligante que, conseqüentemente, piora o desempenho quanto à fadiga e remete ao paradigma da Figura 3.9 (KHOSLA; AYYALA, 2013; WATSON; BROWN; MOORE, 2005; WATSON *et al.*, 2008).

Segundo Khosla e Ayyala (2013), misturas dosadas pelo método Superpave exibem desempenho satisfatório com relação ao afundamento em trilha de roda devido ao forte intertravamento do esqueleto granular. Adicionalmente, misturas que satisfazem o critério do HWTDD mostram melhora no desempenho quanto a esse tipo de defeito em campo. Para garantir alta resistência à deformação permanente, o teor de asfalto de projeto é reduzido de modo a produzir uma mistura relativamente “seca” que proporciona reduzida fluência plástica.

Entretanto, a menor quantidade de asfalto resulta em aumento da propensão ao trincamento por fadiga que está se tornando um problema frequente, especialmente, em pavimentos com 5 a 7 anos de operação nos Estados Unidos. Assim, é necessário melhorar a resistência a este tipo de defeito das misturas dosadas pelo método Superpave sem comprometer a resistência à deformação permanente (KHOSLA; AYYALA, 2013).

Nesse sentido, Kabir *et al.* (2011) avaliaram os defeitos decorrentes de oito a dez anos de operação de rodovias do Estado da Louisiana com revestimentos asfálticos cujas misturas foram dosadas pelo método Superpave. De modo geral, os pavimentos apresentaram bom desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda e à irregularidade longitudinal. Contudo, esse sucesso não se repetiu na avaliação quanto ao trincamento por fadiga, sendo que a condição superficial para

este tipo defeito variou entre boa e pobre. Em 75% dos casos as trincas foram classificadas como de média severidade e 4% como de alta severidade.

Harmelink, Aschenbrener e Shuler (2007) também relatam problemas de pavimentos construídos com misturas elaboradas com a utilização da sistemática Superpave. Os teores de projeto foram sistematicamente menores que aqueles obtidos para misturas asfálticas similares e que apresentavam histórico de sucesso.

O menor consumo de asfalto na mistura demanda maior esforço de compactação em campo (HARMELINK; ASCHENBRENER; SHULER, 2007). Esse aspecto aumentou os custos de compactação de modo a se alcançar a densidade alvo de 94% da Gmm. Mesmo para esse nível de %Gmm, os pavimentos com a utilização do Superpave deterioraram-se prematuramente devido ao dano por umidade.

Harmelink, Aschenbrener e Shuler (2007) constataram que mesmo após 6 anos de operação, o volume de vazios era significativamente maior do que os 4% projetados. Então, foi proposto o ajuste do número de giros do Superpave de modo a obter um volume de vazios mais próximo de 4% em campo após 3 anos de operação.

Ainda nesse contexto, Watson *et al.* (2008) verificaram que misturas dosadas pelo método Superpave dificilmente atingiriam o volume de vazios de 4% em pista durante a vida útil do pavimento. Depois de 5 anos, o volume de vazios de campo das misturas Superpave foi de 5,7% e de 3,8% para as misturas Marshall. Contudo, para o número de giros menor (66) obteve-se a reprodução da densidade de pista.

Os problemas relatados acima podem ser explicados pela maior energia de densificação desenvolvida na moldagem de corpos de prova pelo CGS que resulta em um menor consumo de asfalto para a densificação das misturas. No estudo de Cho, Bahia e Kamel (2005), a pressão de compactação vertical aplicada pelo CGS exerceu efeito preponderante sobre o volume de vazios de amostras compactadas nas mesmas condições de granulometria e teor de asfalto. O efeito da temperatura e do tipo de ligante assumiram um papel secundário e, nesta ordem.

Khosla e Ayyala (2013) com o objetivo de investigar o efeito da mudança no N_{des} sobre a rigidez e o desempenho quanto à fadiga e à deformação permanente, estudaram dois tipos de mistura com TMN de 12,5 mm denominadas de S12,5C e

de S12,5D. A primeira foi projetada para tráfego de 3×10^6 a 3×10^7 , enquanto que a segunda foi projetada para tráfego maior que 3×10^7 . Para essas misturas e para esses níveis de tráfego, o Departamento de Estradas da Carolina do Norte (NCDOT) especifica 75 e 100 giros no CGS, respectivamente. Esses números são menores que os recomendados pelo *Asphalt Institute* (2001) que seriam de 100 e 125 giros.

Assumindo que a dosagem Superpave produz misturas resistentes ao afundamento, Khosla e Ayyala (2013) apontaram duas formas para melhorar a vida de fadiga dessas misturas: (1) aumentando o alvo do %Gmm pelo aumento do teor de ligante de projeto e; (2) reduzindo o número de giros mantendo-se o alvo de vazios em 4%.

A segunda abordagem foi efetivamente utilizada para otimizar o desempenho quanto ao fenômeno da fadiga e da deformação permanente devido ao fato de que aumentar o %Gmm representa aumento do potencial para ocorrência de problemas de desempenho em campo, principalmente para ligantes asfálticos mais moles. As misturas foram projetadas em diferentes números de giros e a caracterização do desempenho foi feita de modo a se determinar o número de giros “ótimo” de projeto. Os autores realizaram ensaios de módulo dinâmico e os resultados serviram como dados de entrada no DARWin-ME que é a última versão do software para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos da AASHTO e que tem sido utilizado para a previsão de desempenho dos revestimentos asfálticos.

Para determinar o número de giros “ótimo”, Khosla e Ayyala (2013) utilizaram o conceito de desempenho relativo usando como referência o nível de giros que representa o melhor desempenho à fadiga e o melhor desempenho quanto à deformação permanente. O desempenho relativo foi definido como o número de eixos equivalentes necessário para a falha em relação a um defeito em particular. Os limites para a falha foram definidos como 10% de trincamento da área total para a fadiga e de 6,35 mm de afundamento para a deformação permanente.

Os valores percentuais dos desempenhos relativos foram apresentados graficamente em função do teor de ligante correspondente a cada número de giros adotado como de projeto. O ponto de interseção das curvas de desempenho em função do teor de ligante foi definido como o teor “ideal” de asfalto para o projeto da mistura. A partir daí, o número de giros “ótimo” foi determinado como o número de

giros correspondente ao teor “ideal” de ligante. As Figuras 3.10 e 3.11 mostram o desempenho relativo em função do teor de asfalto e o número de giros em função do teor de ligante, respectivamente, para uma mistura S12,5D.

Figura 3.10 – Determinação do teor “ideal” de CAP em função do desempenho relativo quanto à fadiga e à deformação permanente (adaptado de KHOSLA; AYYALA, 2013)

Figura 3.11 – Determinação do número de giros “ótimo” em função do teor de ligante (adaptado de KHOSLA; AYYALA, 2013)

Baseado nas curvas de desempenho relativo, o número de giros “ótimo” para a mistura S12,5D (maior tráfego) foi determinado igual a 72 giros, que é menor do que o número de giros especificado pelo NCDOT (100 giros), resultando em melhora na resistência ao trincamento por fadiga. Para a mistura S12,5C o número de giros “ótimo” foi de 95 giros, que é maior que o especificado pelo NCDOT (75 giros). Esse aumento no número de giros de projeto torna a mistura mais resistente à deformação permanente, porém mais suscetível à fadiga.

A partir daí, uma análise adicional foi feita para outros números de giros adotados previamente e arbitrariamente pelo NCDOT. Para essas misturas o número de giros adotado à época foi de 85. Então, Khosla e Ayyala (2013) fizeram uma comparação final que incluiu o número de giros especificado pelo *Asphalt Institute* (2001) (100 giros), pelo NCDOT (75 giros), o calculado para as misturas 12,5 mm (95 e 72 giros) e aquele adotado arbitrariamente pelo NCDOT em alguns projetos (85 giros). Os resultados das análises adicionais levaram os autores a recomendarem 85 giros no CGS para a dosagem de misturas com tamanho nominal de 12,5 mm do NCDOT, independentemente do volume de tráfego.

O departamento de estradas do Alabama também apresentou preocupação quanto ao número de giros de projeto especificado no Superpave ser elevado, principalmente no que tange à dificuldade de compactação em campo e possíveis problemas de durabilidade, trincamento e desagregação do revestimento asfáltico (WATSON; BROWN; MOORE, 2005).

A partir de 25 projetos Marshall e Superpave do estado do Alabama, executados ao mesmo tempo e operando em condições semelhantes de volume de tráfego, Watson, Brown e Moore (2005) constataram que tanto as misturas projetadas pelo método Marshall quanto àquelas projetadas através do Superpave, apresentaram excelente desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda e ao trincamento por fadiga depois de 4 anos de operação. Contudo, o volume de vazios após esse período foi maior do que o projetado, principalmente para os projetos Superpave. Esse fato indica que a durabilidade das misturas projetado pelo Superpave pode ser melhorada sem comprometer a resistência à deformação permanente através do aumento do teor de asfalto de projeto.

Vitillo *et al.* (2006), no estudo de misturas para baixo volume de tráfego, avaliaram comparativamente o comportamento quanto à deformação permanente e à fadiga através de ensaios do tipo APA (*Asphalt Pavement Analyzer*) e em ensaios de carga repetida em vigotas, respectivamente. Os ensaios APA foram realizados à temperatura de 64°C com aplicação de 20.000 ciclos de carga de roda metálica. Os testes de fadiga foram feitos à deformação controlada a 20°C e com aplicação de carga de forma senoidal na frequência de 10Hz. Os resultados mostraram que as misturas Marshall e Superpave apresentam comportamento similar tanto à deformação permanente quanto à fadiga, sendo que os corpos de prova dos dois métodos foram moldados de modo a se atingir 7% de vazios. Segundo Vitillo *et al.* (2006), misturas Marshall e Superpave apresentam similar permeabilidade e moderada espessura de filme asfáltico o que indica que as misturas Superpave apresentarão similar durabilidade às misturas Marshall de baixo volume de tráfego em campo.

Watson *et al.* (2008) também verificaram que no estado da Georgia, as misturas Marshall (teor de projeto de 5,28%) e Superpave (Teor de projeto de 4,94%) apresentaram bom desempenho quanto ao trincamento e ao afundamento em trilha de roda após 4 a 6 anos de operação. Contudo, tendo em vista que misturas projetadas com maior número de giros apresentaram metade da vida de fadiga de misturas com menos giros e que o volume de vazios em pista dos projetos Superpave era muito maior do que o de projeto, os autores sugerem que a especificação Superpave poderia ser alterada de modo a aumentar o teor de asfalto e o VMA das misturas sem ocorrer em prejuízo quanto à resistência à deformação permanente.

Harvey, Guada e Long (1999), compararam a compactação giratória com a compactação por rolagem de campo e verificaram que amostras preparadas pela compactação no CGS exibem maior resistência à deformação permanente que amostras de pista, independentemente da temperatura de compactação. Esta diferença se deve, em grande parte, à diferença na estrutura do esqueleto de agregado criada pelo giratório quando comparada com a compactação por rolagem. Além disso, a variabilidade dos resultados é muito maior para amostras do giratório.

O bom desempenho das misturas Superpave quanto à deformação permanente também foi verificado por Khan *et al.* (1998). Estes avaliaram o desempenho de misturas asfálticas compactadas por diferentes métodos em laboratório através ensaios de *creep* estático a 60°C com nível de tensão de 1kgf/cm². As amostras compactadas no CGS apresentaram os maiores valores de deformação elástica e os menores de deformação permanente. Os valores de deformação elástica das amostras do CGS não foram significativamente diferentes daqueles apresentados pelos corpos de prova extraídos de campo (KHAN et al. 1998).

Em geral, compactadores giratórios e vibratórios produzem amostras de misturas asfálticas mais rígidas e resistentes à deformação permanente. Em contrapartida, corpos de prova broqueados de campo apresentam menor rigidez e maior susceptibilidade à deformação permanente (HUNTER; MCGREAVY; AIREY, 2009). Contudo, dentro de um método de compactação parece existir margem considerável de variação. Sousa *et al.* (1991) notaram que um mesmo método de compactação pode produzir amostras com propriedades bastante diferentes que podem afetar significativamente o desempenho das misturas.

4 EFEITO DA FORMA DO AGREGADO NO DESEMPENHO QUANTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

Os veículos que trafegam nas rodovias são de tipos e configurações de eixos diversos. Desta forma, as cargas provenientes destes veículos, além de dinâmicas, são muito variáveis quanto à magnitude, frequência de aplicação e tempo de duração, desencadeando, assim, o surgimento de diferentes níveis de tensões que se distribuem ao longo de toda a estrutura do pavimento e provocam, por conseguinte, as deformações. Dependendo da magnitude do carregamento e da capacidade elástica da estrutura, poderão surgir defeitos que irão afetar a trafegabilidade na rodovia.

As tensões provenientes dos veículos provocam, de uma forma simplificada, três tipos de solicitação nos revestimentos asfálticos: cisalhamento, tração e compressão. As duas últimas são provenientes da flexão da camada, que é responsável pelas deformações de tração que, quando atuantes de forma repetida, provocam o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico. As solicitações de cisalhamento e compressão são responsáveis pelas deformações plásticas ou permanentes que, acumuladas ao longo do tempo, provocam o afundamento das trilhas de roda.

De forma simplificada, a deformação permanente é o tipo de deformação que ocorre no material constituinte do pavimento devido à ação do carregamento e que não é recuperável quando esta carga é removida. A deformação elástica ou resiliente é a deformação recuperável após a remoção desta carga. A soma das parcelas de deformação permanente e deformação elástica resultam na deformação total sofrida pelo material. A Figura 4.1 mostra uma ilustração da aproximação e afastamento da carga de roda de um veículo sobre um determinado ponto no pavimento e a respectiva evolução em termos de tensões e deformações na estrutura.

Figura 4.1 – Desenho esquemático da evolução das tensões e deformações em função da passagem de uma carga de roda

A deformação permanente surge também durante o processo executivo do pavimento. Quando se constrói uma camada geotécnica da estrutura, o material constituinte dessa camada é espalhado sobre uma superfície previamente preparada iniciando-se, em seguida, o processo de compactação com rolos compressores. Essa compactação é executada na umidade ótima de compactação e peso específico seco máximo para o caso de materiais granulares e solos, determinados através dos ensaios de compactação em laboratório. Este processo de compactação faz com que a camada torne-se mais densa, menos permeável e menos compressível, devido à redução dos vazios. Assim, a camada adquire maior resistência para suportar as cargas dinâmicas provenientes dos veículos e dos efeitos das condições ambientais.

Durante a fase inicial do processo de compactação, surgem deformações não recuperáveis elevadas devido a densificação da camada, mas que diminuem gradativamente com a evolução do serviço de compactação. Esta redução desse tipo de deformação evolui até atingir o grau de compactação desejado quando, então, essas deformações tornam-se muito pequenas. Desta forma, para solicitações do tráfego menores que as cargas que os rolos compressores transmitiram ao pavimento e, ainda, se o grau de saturação das camadas geotécnicas se mantiver igual ou inferior ao grau de compactação associado à

umidade ótima de compactação, pode-se dizer, então, que as deformações permanentes que irão surgir devido aos efeitos da densificação e das tensões cisalhantes repetidas não deverão causar grandes problemas ao pavimento. Assim, é provável que os materiais constituintes do pavimento exibam um comportamento predominantemente elástico nas condições de umidade ótima para o qual foram projetados. Contudo, os materiais em obras de pavimentação não se comportam de maneira perfeitamente elástica, podendo surgir pequenas deformações plásticas que, por sua vez, tendem a se acumular ao longo do tempo, formando as trilhas de roda, causando problemas mais graves à estrutura e prejudicando a dirigibilidade dos veículos e a segurança dos usuários.

A deformação permanente no pavimento como um todo tem como possíveis causas: a deficiência de suporte do subleito e das camadas subjacentes do pavimento, devido à compactação inadequada durante a construção das camadas; a inadequação da escolha dos materiais e da dosagem da mistura betuminosa; e a ineficiência dos dispositivos de drenagem que podem causar o enfraquecimento no suporte do pavimento devido à entrada da água nas camadas, ou no subleito.

Especificamente quanto à deformação permanente em revestimentos asfálticos, os fatores de influência concentram-se nos aspectos que incluem o carregamento, a mistura asfáltica e o clima. No que tange ao clima, têm-se principalmente, os efeitos da temperatura. Quanto ao carregamento, a magnitude, a velocidade (frequência), a pressão dos pneus e a sua posição exercem efeitos significativos quanto ao desempenho das misturas em termos de deformação permanente. Além desses, existem os efeitos dos próprios constituintes da mistura: tipo de agregado, distribuição granulométrica e tipo e teor de ligante.

4.1 Mecanismos de Ocorrência da Deformação Permanente

A deformação permanente aparece devido a dois diferentes mecanismos, isto é, uma combinação da densificação (variação de volume) e da deformação cisalhante repetida (sem variação de volume) (YODER; WITCZAK, 1975). A deformação que ocorre com mudança de volume é definida como aquela em que as deformações principais são iguais e a representação da resistência à mudança de volume é

referenciada como módulo de deformação volumétrico (K). Por outro lado, a distorção (deformação cisalhante) representa uma condição em que não há variação de volume e a resistência a esse tipo de deformação é definida como módulo de cisalhamento (G) (HARVEY; WEISSMAN; MONISMITH, 2009). A Figura 4.2 (a) mostra um corpo esquemático representativo de uma condição com alteração de volume e (b) e (c) ilustram a deformação por distorção.

Figura 4.2 – (a) Deformação permanente com alteração de volume; (b) e (c) deformação permanente por distorção (HARVEY, WEISSMAN e MONISMITH, 2009)

O mecanismo de ocorrência da deformação permanente por densificação trata-se essencialmente da deformação vertical por consolidação, compactação pós-construção, ou adensamento. Nesse caso, ocorre uma diminuição de volume da camada sem movimento relativo entre as partículas, devido apenas a aproximação entre elas (Figura 4.3). A deformação permanente excessiva resultante da densificação pode ser evitada se forem cumpridas as especificações de projeto. Dentro desse mecanismo podem ser identificadas duas formas de ocorrência: deformações permanentes devido a tensões atuantes acima do limite elástico do material e deformações permanentes devido ao número de repetições de carga (CARVALHO, 1997).

Figura 4.3 – Deformação permanente da mistura asfáltica por densificação (adaptado de CARVALHO, 1997)

No caso de solos, quando a tensão passa de certo limite (limite elástico) a deformação plástica cresce demasiadamente com acréscimo pequeno de tensão. Aparecem, então, deformações permanentes elevadas com número relativamente pequeno de aplicações de carga. Esse fato pode ocorrer quando se tem um subleito fraco com pavimento de espessura insuficiente. É o caso, também, do que acontece quando ocorre excesso de água no subleito devido à elevação do lençol freático, ou infiltração da água da chuva. Essa umidade excessiva provoca o enfraquecimento do subleito e das demais camadas do pavimento.

Mesmo abaixo do limite elástico, os revestimentos asfálticos e as demais camadas podem acumular deformações permanentes pelo efeito do grande número de repetições de carga. Embora, em cada aplicação, a parcela de deformação permanente seja muito pequena, ao fim de um número grande de aplicações o montante acumulado pode ser significativo.

O mecanismo de ocorrência de deformação permanente por cisalhamento ocorre quando o material da camada não pode mais ser compactado e, não suportando as tensões do tráfego, desloca-se para fora da zona solicitada, ou seja, para os lados da trilha de roda, como mostrado esquematicamente para um revestimento asfáltico na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Deformação permanente da mistura asfáltica por cisalhamento (adaptado de CARVALHO, 1997)

A amplitude da deformação formada por cisalhamento é determinada em função da profundidade onde ocorre o deslocamento, embora não exista uma maneira prática ou normalizada para isso. De uma forma simplificada, pode-se dizer que, quanto

maior a magnitude da deformação acumulada, mais profunda estará a origem do problema. Assim, para pequenas deformações permanentes observadas na superfície do pavimento, a origem do problema poderá estar associada às camadas superiores, como base e revestimento. Já para magnitudes maiores desse tipo de deformação, a causa pode estar associada ao cisalhamento das camadas mais profundas, como no subleito (HARVEY; WEISSMAN; MONISMITH, 2009).

A deformação por cisalhamento contribui com maior parcela do afundamento total por deformação permanente em revestimentos asfálticos do que as deformações por densificação, desde que o volume de vazios das misturas seja menor que 8 ou 9% ao término da obra. Esse fato tem sido constatado através dos resultados de laboratório e simulações de seções representativas de estruturas de pavimentos asfálticos. Esses resultados são corroborados por observações em campo durante a vida de serviço dos pavimentos (HARVEY; WEISSMAN; MONISMITH, 2009).

Deformações cisalhantes que levam ao afundamento são limitadas à fração superior dos revestimentos asfálticos. Assim, testes de laboratório que mensurem, principalmente, deformações de cisalhamento serão mais efetivos para a avaliação da propensão à deformação permanente de uma mistura asfáltica. Para esse tipo de avaliação, amostras com espessuras entre 75 e 100 mm deveriam ser utilizadas e deveriam apresentar a mesma estrutura pétreia daquela de campo (HARVEY; WEISSMAN; MONISMITH, 2009).

No projeto de misturas é importante que as amostras sejam preparadas por compactação por rolagem para garantir que o esqueleto de agregado seja representativo do obtido em pista. Esta recomendação é importante na avaliação da deformação permanente (HARVEY; WEISSMAN; MONISMITH, 2009).

4.2 Considerações a Respeito das Amostras Produzidas em Laboratório para Avaliação da Deformação Permanente em Misturas Asfálticas

Existem diferentes abordagens para a avaliação e modelagem da deformação permanente de misturas asfálticas que demandam a realização de ensaios de laboratório. O tamanho da amostra é um fator importante a ser considerado no teste,

uma vez que os ensaios são, geralmente, desenvolvidos a partir da consideração de uma teoria e são projetados para identificar parâmetros específicos associados aos modelos.

Para misturas asfálticas, a questão da escala entre o tamanho máximo das partículas de agregado e a dimensão da amostra é importante de ser considerada. A dimensão da amostra deve estar associada ao elemento de volume representativo (RVE: *representative volume element*) que é definido como o menor volume suficiente para o qual as características do material permaneçam constantes (WEISSMAN *et al.*, 1999).

Quando amostras menores que o RVE são ensaiadas, grande variabilidade geralmente é verificada. Consequentemente, o valor médio dos resultados deverá ser obtido a partir de um número grande de amostras de teste para encontrar valor estatisticamente significativo. Por outro lado, é esperado que menor variabilidade seja obtida quando amostras maiores que o RVE são utilizadas.

No estudo de Weissman *et al.* (1999), simulações foram feitas com amostras virtuais de 150 mm de altura considerando a rigidez do agregado constante e do mástique variável em função da temperatura. Os resultados indicaram que a deformação permanente é relativamente uniforme para temperaturas mais baixas em que a relação de rigidez para os materiais constituintes das amostras eram iguais. Para a condição de temperaturas mais elevadas ocorreram maiores variações quanto à deformação permanente.

Ainda segundo Weissman *et al.* (1999), as dimensões do RVE são dependentes do tamanho, forma e orientação dos agregados. Portanto, o RVE pode ser distinto para misturas com o mesmo TMN de agregado, porém com agregados diferentes. Devido à forma do agregado e do procedimento de construção, as dimensões do RVE podem diferir no plano tridimensional, principalmente em altas temperaturas.

O RVE também depende da temperatura e da taxa de carregamento, uma vez que esses fatores afetam as propriedades do mástique asfáltico (sendo o agregado pouco sensível a esses fatores). Para temperaturas baixas, as propriedades dos dois componentes são similares, porém em elevadas temperaturas o agregado deve dominar a rigidez do conjunto (WEISSMAN *et al.*, 1999).

Desse modo, amostras maiores são requeridas em temperaturas mais altas, podendo-se fazer uso de amostras menores para ensaios dinâmicos, quando comparados aos ensaios estáticos, uma vez que as propriedades dos agregados e do mástique são mais parecidas em altas frequências de carregamento (HARVEY; WEISSMAN; MONISMITH, 2009).

O preparo das amostras para avaliação da deformação permanente em laboratório exige que a estrutura de agregado da amostra compactada seja aproximadamente a mesma que aquela compactada em pista.

Weissman *et al.* (1999) demonstraram o efeito da relação comprimento/altura das amostras nos ensaios de SST (*Simple Shear Test*). Através deste tipo de ensaio pode-se mensurar as propriedades cisalhantes das misturas asfálticas a partir de amostras cilíndricas com 150 mm de diâmetro e altura de 50 mm. Através de simulação em programa de elementos finitos, os autores avaliaram o tamanho de amostras com 50 mm de altura e 100 mm de largura e com comprimento variando entre 25 e 500 mm.

Os resultados indicaram que 10% de erro, ou menos, ocorre na previsão do módulo cisalhante para amostras com relação comprimento/altura menor que 3. Assim, o nível de erro pode ser reduzido através do aumento da relação comprimento/altura. Além disso, os autores discutem que a forma cilíndrica para esse tipo de ensaio não é a mais adequada, uma vez que apresentam variação da relação comprimento (diâmetro)/altura (essa relação é menor próximo das bordas dos corpos de prova, mas aceitável próximo ao seu centro, onde é igual a 3). Assim, para Weissman *et al.* (1999), amostras retangulares melhorariam a confiabilidade dos testes.

Os estudos de deformação permanente realizados em simuladores franceses em função do tipo de preparo das amostras (em laboratório; mista, com mistura em usina e compactação em laboratório; e a partir de placas extraídas de pista), mostram, sistematicamente, maior resistência à deformação permanente dos materiais de campo (LCPC, 2007). Essa tendência não é constante e é função da sensibilidade do material à deformação permanente. Contudo, o LCPC (2007) aponta:

(1) similaridade de resultados desde que o projeto da mistura apresente adequada resistência à deformação permanente (por exemplo: menos de 5% a 30.000 ciclos). Nesse caso, com desvio de 1 a 2% a menos em favor do campo;

(2) Maior desvio nas misturas sensíveis à deformação permanente (por exemplo: 10% a 3.000 ciclos). Essa diferença poderá ser de dez vezes em termos de número de ciclos para um dado nível de deformação permanente. Por exemplo, para uma deformação em laboratório de 10% a 3.000 ciclos em comparação com uma deformação de 10% a 30.000 ciclos em campo.

De modo geral, a especificação francesa parece ser muito severa quanto à reprodutibilidade dos afundamentos em trilha de roda por deformação permanente como sugerem os dados apresentados por Aschenbrener (1995)¹ *apud* Ould-Henia, Rodríguez e Dumont (2004). A capacidade de previsão do afundamento em trilha de roda do equipamento francês de simulação foi avaliada para estradas do estado americano do Colorado que já haviam sido sujeitas às solicitações do tráfego e do clima por alguns anos. Dos quinze locais estudados, onze não atenderam aos critérios franceses, apesar de apresentarem bom desempenho em campo. No entanto, todos os concretos asfálticos que atenderam as especificações francesas não apresentaram afundamentos em trilha de roda por deformação permanente em campo.

Outro aspecto relevante apontado por Aschenbrener (1995) *apud* Ould-Henia, Rodríguez e Dumont (2004) é que ao se alterar as temperaturas de ensaio para condições características do clima do Colorado, a relação entre a especificação francesa e o campo melhorou consideravelmente. A relação entre os resultados do ensaio de simulação em trilha de roda francês e as medidas de afundamento em trilha de roda é excelente se a temperatura e o tráfego são considerados. Vale lembrar que, além das condições de clima, a carga legal por eixo nos Estados Unidos é muito diferente da francesa: 80 kN para os primeiros e 130 kN para o último.

Apesar dos aspectos positivos do método francês, a sua utilização ainda é limitada em outras partes do mundo que adotam os mais diversos métodos de compactação

¹ ASCHENBRENER T., "L'ornièreur LCPC testé sur les chaussées du Colorado", Revue Générale des Routes et Aéroports, 729, pp. 66-72, 1995

e de testes para avaliação da deformação permanente. Assim, o método de compactação pode influenciar significativamente o comportamento mecânico da amostra como visto no Capítulo 3. Fatores como a orientação das partículas e o intertravamento do agregado, o volume de vazios e sua estrutura, e o número de vazios interconectados deveriam ser considerados na seleção do dispositivo de compactação.

4.3 Considerações do Efeito da Forma do Agregado nos Parâmetros Volumétricos e no Comportamento Quanto à Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Densas

Em concretos asfálticos densos a porção de agregados representa, em média, 95% em massa da mistura e, conseqüentemente, as características dos agregados influenciarão o desempenho dos pavimentos. O *Advanced Asphalt Technologies* (2011) divide os agregados em três tipos em função do tamanho: (1) graúdos (*coarse*) que são definidos como aqueles retidos na peneira de abertura de malha de 2,36 mm; (2) miúdos (*fine*) que são aqueles passantes na peneira 2,36 mm e retidos na 0,075mm e; (3) fíler mineral (*filler*) que é definido como a porção do agregado passante na peneira 0,075 mm. A ASTM C 125, por sua vez, define agregado graúdo como aquele retido na peneira 4,75 mm e agregados miúdos como os passantes nessa peneira e retidos na peneira de 0,075 mm.

No Brasil, o Manual de Pavimentação do DNIT (2006) classifica os agregados para misturas asfálticas de maneira diferente quanto ao tamanho. Agregados graúdos são aqueles com dimensões maiores que 2mm. Partículas menores que este tamanho e maiores que 0,075 mm são definidas como agregado miúdo. O fíler ou material de enchimento é o material que apresenta pelo menos 65% das partículas passante na peneira de 0,075 mm de abertura de malha.

O material passante na peneira 0,075 mm é comumente denominado de pó para distingui-lo da definição de fíler do DNIT. Essa distinção está relacionada à possível incorporação de parte dos finos no ligante (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Quanto à natureza, os agregados são classificados em natural, artificial e reciclado. Os naturais incluem todas as fontes de ocorrência natural e são obtidos por processos convencionais de desmonte, escavação e dragagem (BERNCUCCI *et al.*, 2010). Na nomenclatura americana, *Gravel* refere-se ao agregado graúdo composto, principalmente, de partículas arredondadas e são obtidos, na maioria das vezes, a partir da dragagem em rios. Assim, esses materiais seriam o que denomina-se, no Brasil, de seixo de rio. Devido à forma arredondada, esse tipo de material não é recomendado para uso em misturas asfálticas sem que sejam submetidos a um processo adequado de britagem. Seixos não britados, ou não satisfatoriamente britados, podem falhar no intertravamento da estrutura da mistura e resultar em baixa resistência e maior propensão ao afundamento em trilha de roda (ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011).

O estudo das características dos agregados e seus efeitos no desempenho de pavimentos asfálticos tem sido objeto frequente de estudos na engenharia de pavimentos. Deformação permanente, dano por umidade e resistência ao atrito têm sido relacionados às propriedades dos agregados e é essencial que o projetista entenda como essas propriedades se relacionam com o desempenho do concreto asfáltico em campo.

4.3.1 Considerações a Respeito dos Parâmetros de Forma dos Agregados para o Projeto de Misturas Asfálticas

A seleção de agregados para utilização em revestimentos asfálticos depende de sua disponibilidade, custo, qualidade e o tipo de aplicação. As características físicas são as que determinam a adequação para uso em misturas asfálticas, sendo as propriedades químicas um fator secundário (ROBERTS *et al.*, 1996).

As principais características desejáveis para agregados de concretos asfálticos são, geralmente, que sejam resistentes, duros, duráveis, limpos, ásperos, adequadamente graduados, constituídos de partículas cúbicas de baixa porosidade e com superfície hidrofóbica (ROBERTS *et al.*, 1996).

Nesse sentido, Moaveni *et al.* (2014) apontam as principais propriedades dos agregados relacionadas ao desempenho dos concretos asfálticos. Agregados angulares e de superfície rugosa são desejáveis, uma vez que fornecem maior resistência à deformação permanente e ao trincamento por fadiga. Isso se deve ao fato de que essas características melhoram o intertravamento entre as partículas. Além disso, agregados angulares com superfície rugosa melhoram as propriedades friccionais das superfícies dos pavimentos.

Por outro lado, a presença de partículas achatadas ou alongadas (*flat or elongated*) não é desejada devido serem propensas à quebra durante a produção e compactação da mistura. Essa tendência resulta em menor durabilidade da camada ocorrendo em desagregação e panelas (AHO; VAVRIK; CARPENTER, 2001).

A limpeza dos agregados também exerce influência no desempenho das misturas. A existência de películas de pó sobre a superfície do agregado pode prejudicar a adesão entre o ligante asfáltico e as partículas favorecendo o dano por umidade (ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011).

A dureza e a resistência à abrasão também apresentam relação com o desempenho dos concretos asfálticos. Partículas duras e resistentes à abrasão não quebrarão durante os processos de preparo das misturas e construção do pavimento. Os revestimentos asfálticos com agregados duros e resistentes à abrasão mostram-se resistentes à desagregação e ao desgaste.

Durante o desenvolvimento do Superpave, os requisitos adotados para a seleção dos agregados foram baseados na experiência de um grupo de especialistas. Estes identificaram as características que eram importantes para os concretos asfálticos e a partir de um consenso definiram que quatro propriedades eram mais importantes para o desempenho das misturas asfálticas e deveriam ser especificadas como parte do sistema Superpave: (1) angularidade do agregado graúdo; (2) angularidade do agregado miúdo; (3) partículas achatadas e alongadas e; (4) teor de argila (ASPHALT INSTITUTE, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2010).

Segundo o *Advanced Asphalt Technologies* (2011), não há mais razão para chamar essas propriedades de propriedades de consenso, uma vez que essas atualmente estão fortemente fundamentadas e documentadas em pesquisas ao longo dos anos.

Assim, sugere-se denominar essas propriedades como propriedades primárias dos agregados.

Outras propriedades dos agregados também foram identificadas como de relevância para o Superpave quanto ao desempenho em pista das misturas, mas não houve consenso quanto aos limites a serem especificados. Essas propriedades foram definidas como propriedades de origem e variam em função do tipo do agregado localmente disponível. Os valores limites para aceitação são definidos pelos órgãos ou agências regionais e constituem as propriedades de origem a resistência à abrasão, a sanidade e a presença de materiais deletérios (ASPHALT INSTITUTE, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2010). A seguir são apresentadas as propriedades primárias dos agregados para misturas asfálticas segundo a concepção americana.

a) Angularidade do agregado graúdo

Segundo o *Asphalt Institute* (2001), a angularidade do agregado graúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente. Este parâmetro é definido como a porcentagem em massa de agregado de dimensão maior que 4,75 mm com uma ou mais faces fraturadas. A ASTM D 5821 estabelece o procedimento para a determinação da porcentagem de partículas fraturadas que são visualmente identificadas com uma ou duas faces fraturadas. As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os limites estabelecidos pelo *Asphalt Institute* (2001) e pelo *Advanced Asphalt Technologies* (2011) quanto ao percentual de faces fraturadas dos agregados.

Tabela 4.1 – Percentual de faces fraturadas do agregado graúdo segundo o *Asphalt Institute* (2001)

N (x 10 ⁶) repetições do eixo padrão	Porcentagem de Partículas com no Mínimo Uma/ Duas Faces Fraturadas	
	Profundidade a Partir da Superfície do Revestimento (mm)	
	≤ 100	> 100
< 0,3	55/---	---/---
0,3 a < 3	75/---	50/---
3 a < 10	85/80 ^a	60/---
10 a < 30	95/90	80/75
≥ 30	100/100	100/100

^a85/80 significa que 85% do agregado graúdo apresenta uma face fraturada e 80% tem duas faces fraturadas.

Tabela 4.2 – Percentual de faces fraturadas do agregado graúdo segundo *Advanced Asphalt Technologies* (2011)

N (x 10 ⁶) repetições do eixo padrão	Porcentagem de Partículas com no Mínimo Uma/ Duas Faces Fraturadas	
	Profundidade a Partir da Superfície do Revestimento (mm)	
	≤ 100	> 100
< 0,3	55/---	---/---
0,3 a < 3	75/---	50/---
3 a < 10	85/80	60/---
10 a < 30	95/90	80/75
≥ 30	98/98 ^a	98/98 ^a

^aOs percentuais podem ser reduzidos para 95/95 se a experiência com materiais e condições locais indicarem que pode-se obter misturas resistentes à deformação permanente sobre tráfego pesado com esses percentuais.

As duas especificações diferem quanto aos valores limites para o maior nível de tráfego. O objetivo dessa alteração proposta pelo *Advanced Asphalt Technologies* (2011) foi permitir que seixos britados de alta qualidade pudessem ser utilizados em misturas asfálticas destinadas a rodovias de alto volume de tráfego.

b) Angularidade do agregado miúdo

Angularidade do agregado miúdo também desempenha papel importante na mistura e, combinado ao agregado graúdo, fornece resistência para minimizar o potencial de afundamento em trilha de roda por deformação permanente (ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011). Essa propriedade é definida como a porcentagem de vazios de ar presentes em agregados com tamanho de partículas menores que 2,36 mm na condição de estado solto (ASPHALT INSTITUTE, 2001). O ensaio é padronizado pela AASHTO T 304 e pela ASTM C1252. No teste, utiliza-se uma areia graduada que é colocada dentro de um funil que permite que as partículas caiam livremente dentro de um cilindro de volume conhecido. A partir do peso e da massa específica real do agregado miúdo determina-se a porcentagem de vazios no agregado miúdo não compactado. Valores mais altos indicam maior angularidade. A Tabela 4.3 apresenta os valores mínimos necessários de angularidade em função do nível de tráfego e da posição em que o agregado será utilizado na estrutura do pavimento.

Tabela 4.3 – Porcentagens mínimas requeridas de vazios de ar no agregado miúdo não compactado (ASPHALT INSTITUTE, 2001)

N ($\times 10^6$) repetições do eixo padrão	Profundidade a Partir da Superfície do Revestimento (mm)	
	≤ 100	> 100
$< 0,3$	---	---
$0,3 \text{ a } < 3$	40	---
$3 \text{ a } < 10$	45	40
$10 \text{ a } < 30$	45	40
≥ 30	45	45

c) *Partículas achatadas e alongadas*

Partículas achatadas e alongadas são definidas como a razão, em massa, de agregados graúdos que apresentam relação entre a maior e a menor dimensão maior do que 5. A porcentagem de partículas achatadas e alongadas especificada no Superpave é determinada utilizando o procedimento descrito na ASTM D 4791 através do *caliper* (Figura 4.5). O teste é realizado a partir de partículas individuais de agregado graúdo. A maior abertura do *caliper* é definida para a maior dimensão da partícula. Se a menor dimensão se encaixar na menor abertura do equipamento, a partícula é classificada como achatada e alongada. Tanto o *Asphalt Institute* (2001) como o *Advanced Asphalt Technologies* (2011), recomendam um valor máximo de 10% de partículas achatadas e alongadas na proporção de 5:1, independente do nível de tráfego.

Figura 4.5 – Desenho esquemático do *caliper* para classificação de partículas achatadas e alongadas

A presença desse tipo de partícula em grandes quantidades gera preocupação para o projeto das misturas devido a maior propensão de surgimento de problemas de

estabilidade, redução da vida de fadiga, aumento artificial do teor de ligante e aumento da quebra durante a compactação (VAVRIK; FRIES; CARPENTER, 1999).

d) Teor de argila (equivalente de areia)

O *Asphalt Institute* (2001) define o teor de argila como a porcentagem de material argiloso na fração de agregado menor que 4,75 mm. A ASTM D 2419 detalha o procedimento para a realização do ensaio. Este é realizado com a mistura do agregado miúdo com uma solução desfloculante em uma proveta graduada que é agitada de modo que os finos argilosos se soltem da superfície das partículas de agregado. A solução força pra cima o material argiloso em suspensão. Após um período de descanso, as alturas da suspensão de argila e de partículas do agregado são medidas. O valor do equivalente de areia é calculado pela relação da altura de areia e da suspensão de material argiloso. O valor mínimo é de 40% para tráfego menor que 3×10^5 , de 45% para tráfego maior ou igual a 3×10^5 e menor que 3×10^7 e de 50% para tráfego igual ou maior que 3×10^7 .

Atualmente, diferentes técnicas de imagem têm sido utilizadas para avaliar características morfológicas dos agregados, incluindo a forma, a angularidade e a textura superficial. Esse método se mostra vantajoso em função do menor trabalho manual necessário em laboratório, maior rapidez dos ensaios e melhor precisão e confiabilidade dos resultados (FLETCHER *et al.*, 2003; WANG *et al.*, 2013).

Dentre as diferentes técnicas de imagem para avaliação da forma dos agregados, Wang *et al.* (2013) recomendam o uso do AIMS para análises de angularidade e de textura, uma vez que essa técnica é capaz de diferenciar todos os tipos de agregados de todos os tipos de cores e de várias origens, além de fornecer resultados em amplas faixas numéricas de angularidade e textura.

O AIMS usa uma câmera digital com um microscópio e autofoco para a captura automática de imagens. Este sistema mede as três dimensões do agregado para calcular a esfericidade e índices de forma. Além disso, é possível determinar a angularidade do agregado em uma ampla faixa de tamanhos e quantificar a textura do agregado graúdo (FLETCHER *et al.*, 2003; WANG *et al.*, 2013).

Os resultados obtidos são fornecidos em bases estatísticas, e são suficientes para a realização da classificação da forma dos agregados. O método apresenta vantagem em relação aos métodos tradicionalmente utilizados, pois se baseia na distribuição das características de forma em uma amostra, ao invés de índices médios destas mesmas características (BESSA, 2012).

O sistema opera em dois módulos distintos, sendo o primeiro destinado para a análise de agregados miúdos (ou menores do que 4,75mm), através da captura de imagens em preto e branco. O segundo módulo opera para a análise de agregados graúdos pela captura de imagens em tons de cinza e também em preto e branco.

A AASHTO TP 81-12 estabelece os procedimentos para a determinação dos parâmetros de forma dos agregados através de análise digital de imagens e define cada um deles do seguinte modo:

a) Gradiente de angularidade (GA)

Esse parâmetro é utilizado para agregados graúdos e miúdos e é relativo à angularidade dos cantos de imagens em duas dimensões. O ensaio quantifica as mudanças ao longo do contorno da partícula. Valores maiores de gradiente indicam uma forma mais angular. O gradiente de angularidade apresenta uma escala que varia de 0 a 10.000 e um valor mais próximo de zero indica um círculo perfeito. A eq. (4.1) representa a expressão para a determinação do GA.

$$GA = \frac{1}{\frac{n}{3}-1} \sum_{i=1}^{n-3} |\theta_i - \theta_{i+3}| \quad (4.1)$$

Onde,

θ é o ângulo de orientação dos pontos de borda;

n é o número total de pontos;

i é o i -ésimo ponto na borda da partícula.

b) Microtextura (TX)

A microtextura é um parâmetro aplicado apenas a agregados graúdos e descreve a rugosidade da superfície de características menores que 0,5 mm que são muito pequenas para afetar a forma geral da partícula. A escala de análise da microtextura varia de 0 a 1.000 e o menor valor representa uma superfície polida. A determinação desse parâmetro é feita pelo uso da eq. (4.2).

$$TX = \frac{1}{3N} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^N \left(D_{i,j}(x, y) \right)^2 \quad (4.2)$$

Onde,

D é a função decomposição;

N é o número total de coeficientes em uma imagem;

i é igual a 1, 2 ou 3 para imagens detalhadas;

j é o índice de ondulação;

x, y representam a localização dos coeficientes no domínio transformado.

c) Esfericidade (SP)

A esfericidade é um parâmetro aplicado apenas a agregados graúdos. Descreve a forma tridimensional global da partícula e é determinada pelo uso da eq. (4.3). Valores próximos de 1 indicam que a partícula apresenta dimensões iguais (cúbica).

$$SP = \sqrt[3]{\frac{d_s \times d_l}{d_L^2}} \quad (4.3)$$

Onde,

d_s é a menor dimensão da partícula;

d_l é a dimensão intermediária e;

d_L é a maior dimensão.

d) Forma 2D

O parâmetro Forma 2D é aplicado a agregados miúdos e quantifica a forma relativa a partir de imagens em duas dimensões. Este é calculado pela eq. (4.4). A escala de valores varia de 0 a 20 em que um círculo perfeito tem valor igual a zero.

$$Forma\ 2D = \sum_{\theta=0}^{360-\Delta\theta} \left[\frac{R_{\theta-\Delta\theta} - R_{\theta}}{R_{\theta}} \right] \quad (4.4)$$

Onde,

R_{θ} é o raio da partícula no ângulo θ ;

$\Delta\theta$ É o incremento da diferença no ângulo;

e) Partículas achatadas e alongadas

As partículas que apresentam relação entre a maior e a menor dimensão acima de um determinado valor podem ser classificadas de acordo com os seguintes índices: (1) índice de achatamento (S/L); (2) índice de alongamento (l/L) e; (3) valor de achatamento e alongamento (F&E). As equações 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam a forma de determinação desses índices.

$$\frac{S}{L} = \frac{d_s}{d_l} \quad (4.5)$$

$$\frac{l}{L} = \frac{d_l}{d_L} \quad (4.6)$$

$$\frac{L}{S} = \frac{d_L}{d_S} \quad (4.7)$$

f) Partículas achatadas ou alongadas (F or E)

Partículas achatadas ou alongadas são aquelas que apresentam uma relação da dimensão intermediária pela menor ou, da maior dimensão pela intermediária, maior que um determinado valor e é determinado através da eq. (4.8).

$$F \text{ or } E = \frac{d_l}{d_S} \text{ ou } \frac{d_L}{d_l} \quad (4.8)$$

Al Rousan (2004) desenvolveu um método de classificação dos agregados quanto aos parâmetros de forma do AIMS. Os limites estabelecidos para cada um dos parâmetros são apresentados na Tabela 4.4

Tabela 4.4 – Limites de classificação dos parâmetros de forma dos agregados (AL ROUSAN, 2004)

Parâmetro	Classificação				
Forma 2D	Circular < 6,5	6,5 ≤ Semicircular < 8	8 ≤ Semialongado < 10,5	Alongado ≥ 10,5	
Esfericidade	Achatado/Alongado < 0,6	0,6 ≤ Baixa esfericidade < 0,7	0,7 ≤ Esfericidade moderada < 0,8	Alta Esfericidade ≥ 0,8	
Angularidade	Arredondado < 2100	2100 ≤ Subarredondado < 4000	4000 ≤ Subangular < 5400	Angular ≥ 5400	
Textura	Polido < 165	165 ≤ macio < 275	275 ≤ Baixa rugosidade < 350	350 ≤ Rugosidade moderada < 460	Alta Rugosidade ≥ 460

4.3.2 *Parâmetros de Forma dos Agregados e a Volumetria de Corpos de Prova de Concreto Asfáltico*

O aumento da quantidade de partículas achatadas e alongadas provoca o aumento no volume de vazios nas misturas asfálticas e é um fator determinante da estrutura de vazios durante o processo de compactação. Esta tendência foi verificada por Vavrik, Fries e Carpenter (1999) para diferentes tipos de agregados.

Buchanan (2000) verificou que a quantidade de partículas achatadas e alongadas, na relação de 3:1, afetam significativamente os parâmetros volumétricos das misturas se a porcentagem desse tipo de partículas exceder 30%.

Devido ao aumento do volume de vazios, ou diminuição da massa específica aparente (G_{mb}), e uma G_{mm} constante, o VMA e o VFA também aumentam com o aumento da quantidade de partículas achatadas e alongadas em relação às misturas com partículas cúbicas. Além disso, o percentual de partículas achatadas e alongadas inseridas numa mistura não afetam de maneira significativa o “*locking point*” que é, na verdade, função do intertravamento do agregado graúdo e não da forma da partícula (VAVRIK; FRIES; CARPENTER, 1999).

Segundo Vavrik, Fries e Carpenter (1999), outro fator decorrente do aumento da quantidade de partículas achatadas e alongadas é o “encastelamento” que é caracterizado pelo aumento significativo dos vazios que resultam no aumento do número de giros no CGS para se atingir o nível de 4% de vazios. No mesmo trabalho, os autores discorrem a respeito de problemas verificados na compactação em pista de misturas com alta proporção de partículas achatadas e alongadas.

Quanto à compactação do Superpave, amostras compactadas no giratório apresentaram aumento na quebra de grãos para quantidades crescentes desse tipo de partículas. A quebra ocorre, principalmente, na peneira de abertura de malha de 4,75 mm (VAVRIK; FRIES; CARPENTER, 1999).

O efeito em termos de aumento dos vazios e redução da estabilidade, na compactação Marshall, era creditado à estrutura criada pelas partículas achatadas e alongadas dentro do molde. Vavrik, Fries e Carpenter (1999) acreditavam que essa tendência fosse reduzida a partir do uso do modo de compactação giratório.

Contudo, o aumento no volume de vazios também nesse tipo de compactação levou os autores a sugerirem que algum outro processo deve estar envolvido no problema.

A partir dos dados obtidos após extração do ligante e peneiramento das frações depois da compactação, verificou-se que a quebra de partículas é uma explicação razoável para os efeitos discutidos acima. Para um agregado menos duro e mais suscetível à quebra, os dados da distribuição granulométrica nas peneiras 4,75 mm e 2,36 mm mostram quebra considerável quando partículas achatadas e alongadas foram introduzidas na mistura.

Esta quebra na fração graúda deslocou o volume dessa fração de 55 para 45%, ficando retido na peneira 1,18 mm sem constatação de quebra adicional para peneiras de menor tamanho. Desse modo, registrou-se uma descontinuidade na fração miúda. O aumento do percentual de partículas retidas apenas na peneira 1,18 mm, sem modificação para as frações menores, criou vazios na parte superior dos tamanhos do agregado miúdo (VAVRIK; FRIES; CARPENTER, 1999).

Para o agregado de maior dureza, as partículas de menor tamanho do agregado graúdo não eram tão propensas à quebra durante a compactação. Assim, a degradação foi produzida apenas para os maiores tamanhos de partículas achatadas e alongadas (VAVRIK; FRIES; CARPENTER, 1999).

Ainda com relação ao CGS, esse tipo de compactação proporciona maior nível de quebra de agregados do que àquela que realmente ocorre em campo. Aho, Vavrik e Carpenter (2001) sugerem que isso se deve ao fato de o CGS submeter as amostras a um maior nível de tensão que o convencionalmente aplicado em pista. Além disso, quando existe presença de alta quantidade de partículas achatadas e alongadas, a quebra no giratório é ainda maior e independe do volume de vazios da mistura.

Partículas achatadas e alongadas nas relações de 5:1 e de 3:1 têm efeitos distintos sobre a quebra do material. Aho, Vavrik e Carpenter (2001) identificaram um fator multiplicador de 2, ou seja, 10% de partículas 5:1 resultaria no mesmo efeito de quebra quando se tem 20% de partículas 3:1.

Outra conclusão interessante do trabalho de Aho, Vavrik e Carpenter (2001) é que, para espessuras de revestimento maiores que quatro vezes o TMN do agregado,

não ocorre quebra de partículas entre a pavimentadora e os rolos compactadores. A maior parte da quebra ocorre nos processos desenvolvidos entre a pedreira e a pavimentadora quando se tem agregados com alta quantidade de partículas achatadas e alongadas. Por fim, os autores afirmam que, em termos de quebra de agregados, a espessura de compactação no campo é mais importante que o percentual de partículas achatadas e alongadas.

4.3.3 Efeito dos Parâmetros de Forma no Desempenho Quanto à Deformação Permanente

A resistência ao afundamento por deformação permanente de misturas asfálticas sob solicitações do tráfego e do clima depende da estabilidade da estrutura de agregados. A graduação e a morfologia dos agregados são percebidas como os principais fatores que influenciam a estabilidade dos concretos asfálticos (PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006).

Certos tipos de misturas de agregado graúdo são mais propensas a estabelecer contato físico devido ao seu maior tamanho na formação do esqueleto pétreo. Este tipo de contato entre partículas é denominado de intertravamento e é responsável pelo aumento da resistência à deformação permanente de revestimentos asfálticos (PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006).

Os efeitos da morfologia do agregado graúdo na resistência à deformação permanente têm sido objeto de diversos estudos incluindo a angularidade, a textura e a forma global das partículas a partir de observações campo e de laboratório. Esses estudos evidenciam que misturas asfálticas com partículas angulares e/ ou rugosas favorecem a maior estabilidade da estrutura de agregado.

Por outro lado, Bessa *et al.* (2014) atentam para o fato de que, de maneira geral, a mineralogia dos agregados desempenha um papel secundário no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas e em relação a sua estrutura interna. Então, agregados com diferentes mineralogias, mas com parâmetros de forma similares podem resultar em comportamento mecânico semelhante.

A escolha da temperatura de ensaio para avaliação dos efeitos da distribuição granulométrica e da forma das partículas de agregado na deformação permanente é um fator importante. Nesse caso, temperaturas mais altas são desejáveis de modo a facilitar a percepção dos efeitos decorrentes da alteração na graduação ou na forma dos agregados (PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006).

Em temperaturas elevadas, a estrutura de agregados desempenha papel crítico na resistência à deformação permanente e uma estrutura mais resistente do esqueleto pétreo resulta em maior resistência à deformação cisalhante (ODUROH; MAHBOUB; ANDERSON, 2000; HUBER *et al.*, 1998). Por outro lado, em temperaturas baixas a rigidez do ligante desempenha um papel mais importante nesse tipo de avaliação.

A angularidade do agregado graúdo tem efeito significativo no desempenho quanto à deformação permanente quando um ligante mais mole é utilizado. Entretanto, para agregado de baixa angularidade o efeito negativo quanto à deformação permanente pode ser contrabalanceado pelo uso de um ligante mais duro (HUANG *et al.*, 2009).

Pan, Tutumluer e Carpenter (2006) ressaltam que os processos de redução de tamanho de corpos de prova para ensaios de deformação permanente causam efeitos indesejáveis às amostras e que o volume e vazios de 7% é um valor representativo daqueles que ocorrem em campo no momento da construção.

Pan, Tutumluer e Carpenter (2006) utilizaram o *Flow Number* (FN) obtido de ensaios de carregamento repetido em amostras compactadas no CGS com 150 mm de diâmetro e 150 mm de altura como parâmetro de avaliação da deformação permanente. O FN é definido como o número de repetições de carga em que a inclinação da curva de deformação permanente começa a aumentar além da fase secundária e entra na fase terciária.

Os testes de compressão axial repetida e não confinados resultam em curvas de deformação permanente acumulada em função do número de ciclos que apresentam geralmente três fases: (1) primária; (2) secundária e; (3) terciária. A primeira fase é denominada de densificação em que as partículas de agregado se aproximam e o volume de ar é reduzido numa taxa elevada. A diminuição rápida de volume da amostra ocorre devido ao estado relativamente solto dos materiais na mistura. Na segunda fase, o volume continua diminuindo, porém numa taxa menor. Na última

fase, as amostras experimentam uma rápida deformação axial devido ao cisalhamento que envolve pouca variação volumétrica. O número de ciclos referente ao início da fase terciária é correspondente ao FN que é considerando o parâmetro crítico na avaliação da estabilidade das misturas. A Figura 4.6 mostra um desenho esquemático de uma curva de deformação permanente em função do número de ciclos de um ensaio de FN (PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006).

A partir dos resultados de Pan, Tutumluer e Carpenter (2006), a morfologia do agregado graúdo não apresentou relação satisfatória com a taxa de deformação da fase primária. Uma possível explicação para essa falta de relação é que os materiais na mistura estão, inicialmente, num estado solto. O contato entre partículas graúdas e o contato das partículas miúdas e graúdas apresenta-se num nível ainda baixo.

Figura 4.6 – Desenho esquemático da curva de deformação permanente acumulada em função do número de ciclos (adaptado de PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006)

Partículas achatadas e alongadas na relação de 3:1 não afetam de maneira significativa o comportamento das misturas asfálticas quanto à deformação permanente (HUBER *et al.*, 1998; BUCHANAN, 2000). A estrutura de agregado resultante continua suficientemente forte para não produzir diferença significativa quanto ao comportamento à deformação permanente (ODUROH; MAHBOUB; ANDERSON, 2000; HUBER *et al.*, 1998). Esse tipo de partícula não mostra relação com os parâmetros do ensaio de FN. Pan, Tutumluer e Carpenter (2006) atribuem

esse fenômeno ao fato de que partículas achatadas e alongadas representam, geralmente, pequena proporção global dos constituintes dos concretos asfálticos.

O uso de partículas mais angulares de agregado graúdo melhora a estabilidade e a estrutura pétreia das misturas. Os resultados da análise morfológica por imagem das partículas de agregado mostraram que a angularidade se correlaciona bem com o logaritmo do FN e com a fase secundária. O aumento do índice de angularidade proporciona o aumento do FN (PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006).

A análise da angularidade do agregado graúdo por imagem através do AIMS apresenta relação com índices de afundamento medidos em campo, bem como forte relação com os resultados de afundamento do ensaio no APA (*Asphalt Pavement Analyzer*). Ainda com relação aos ensaios de deformação permanente, o teste de *creep* estático também apresenta relação com os resultados de angularidade (PAN; TUTUMLUER; CARPENTER, 2006).

Tanto os resultados do APA quanto do *creep* estático apresentam relação satisfatória com o índice de angularidade do agregado graúdo. O aumento na angularidade resulta na redução do afundamento no APA e da deformação permanente dos ensaios de *creep*. A substituição do ligante mais mole por um mais rígido torna as misturas menos sensíveis a variação no nível de angularidade do agregado. Para exemplificar esse comportamento, a Figura 4.7 apresenta a relação entre o índice de angularidade do agregado graúdo obtido no AIMS e a profundidade de afundamento em trilha de roda no APA do trabalho de Huang *et al.* (2009).

Misturas asfálticas elaboradas com agregados cúbicos mostram melhor resistência ao afundamento em trilha de roda que outros tipos de forma. A Figura 4.8 mostra a profundidade de afundamento em placas moldadas por rolagem em laboratório em função do número de ciclos de carregamento. Percebe-se que o atrito interno da mistura devido ao contato entre partículas cúbicas aumenta a resistência à deformação permanente (CHEN; LIN; CHANG, 2013).

Especificamente a respeito do efeito da angularidade do agregado miúdo essa não apresentou relação com os resultados do APA. No trabalho de Huber *et al.* (1998), por exemplo, as misturas com menor angularidade do agregado fino apresentaram os menores valores de afundamento.

Figura 4.7 – Relação entre o índice de angularidade do agregado graúdo e o afundamento no ensaio APA (adaptado de HUANG *et al.*, 2009)

Figura 4.8 – Afundamento em função dos ciclos de carregamento (adaptado de CHEN; LIN; CAHNG, 2005)

4.3.4 Método Bailey de Composição Granulométrica

Moura (2010) destaca a importância de uma seleção prévia criteriosa da distribuição granulométrica e do tipo de ligante asfáltico, além de uma dosagem rigorosa, para a formulação de misturas asfálticas destinadas às vias de tráfego pesado, de modo a se

limitar as ocorrências de afundamentos em trilha de roda por deformação permanente.

O método Bailey de composição granulométrica está relacionado com as características de compactação de cada uma das frações dos agregados, com o VMA e com o Va (CUNHA, 2004). O objetivo do método é selecionar a matriz pétrea de forma a se obter maior intertravamento dos agregados graúdos garantindo bom desempenho quanto à deformação permanente. A sistemática pode ser utilizada com qualquer método de dosagem (VAVRIK; PINE; CARPENTER, 2002).

No método, o intertravamento é um dado de entrada e é responsável pela resistência à deformação permanente da mistura. Para assegurar uma quantidade ideal de ligante, o VMA pode variar alterando-se a quantidade de agregado graúdo e miúdo na mistura. Assim, misturas selecionadas por esse método devem ter um esqueleto pétreo com alta estabilidade e um volume adequado de VMA de modo a garantir boa durabilidade.

Os materiais granulares, mesmo quando compactados, apresentam vazios entre suas partículas. Os vazios do agregado mineral dependem da forma, textura, angularidade, resistência e distribuição dos tamanhos das partículas, além do tipo e quantidade de energia de compactação aplicada.

O agregado graúdo, no método Bailey, é definido como a quantidade de partículas que, acondicionadas em certo volume, criam vazios que podem ser preenchidos por agregados de menor tamanho. Desse modo, todas as partículas que preenchem os vazios deixados pelo agregado graúdo são consideradas agregados miúdos.

Consequentemente, é necessário mais do que uma peneira de controle para a divisão entre agregado graúdo e agregado miúdo. Essas peneiras são função do TMN do agregado que é definido como a primeira peneira acima da peneira que retém mais que 10% de material. A peneira que define a divisão entre agregado graúdo e miúdo é a Peneira de Controle Primário (PCP) que pode ser considerada como sendo a peneira com a abertura de malha mais próxima do resultado da eq. (4.9).

$$PCP = TMN \times 0,22 \quad (4.9)$$

O fator 0,22 é resultante de análises, em duas dimensões, da compactação de agregados de diferentes formas, que mostraram que a razão do diâmetro das partículas entre 0,18 e 0,28 seria ideal para os diferentes tipos de agregados. As análises foram baseadas em quatro combinações de características geométricas dos agregados em que cada uma delas apresentou um valor para o fator de compactação das partículas. Esse fator é a razão entre o diâmetro das partículas graúdas, que criam os vazios, e as partículas miúdas que preenchem os vazios. As análises de combinação de faces arredondadas e planas resultaram nos seguintes fatores: 0,15 para partículas com todas as faces arredondadas; 0,20 para duas faces arredondadas e uma plana; 0,24 para uma face arredondada e duas faces planas e 0,29 para todas as faces planas.

As análises em três dimensões foram baseadas nos vazios criados por esferas e isso não representou as características dos agregados constituintes de uma mistura asfáltica, composta de partículas irregulares. Das análises com esferas, o valor do fator de compactação das partículas variou de 0,15 (proveniente da disposição tetraédrica das esferas) a 0,42 (proveniente da disposição cúbica das esferas) como apresentado no esquema da Figura 4.9. Embora o fator de compactação das partículas varie de acordo com suas características físicas, por simplificação, o fator de 0,22 foi adotado para as diversas formas de partículas de uma mistura asfáltica.

Figura 4.9 – Arranjos de partículas esféricas considerados por Vavrik, Pine e Carpenter (2002)

Para cada agregado graúdo deve ser determinada a sua massa específica solta e compactada e, para cada agregado miúdo, apenas a massa específica compactada. Essas informações representam como os agregados se arranjam estruturalmente, formando vazios. Elas são necessárias para avaliação das propriedades de intertravamento.

As massas específicas são consideradas propriedades de compactação por Vavrik, Pine e Carpenter (2002). A massa específica solta é definida como a quantidade de agregados necessária para preencher um dado recipiente sem qualquer tipo de esforço de compactação. Essa condição representa uma situação de mínimo contato entre partículas.

A massa específica compactada do agregado graúdo é a quantidade de agregados necessária para preencher um dado recipiente através da aplicação de um esforço de compactação que reduz a quantidade de vazios e aumenta o contato entre as partículas. A condição compactada representa o volume de vazios da mistura quando as partículas estão em maior contato que na condição solta. No método Bailey, é necessário calcular a massa específica solta do agregado graúdo e a massa específica compactada do agregado graúdo e do miúdo.

O método demanda escolher o grau de travamento desejado do agregado graúdo que é denominado de massa específica escolhida. Através dela são determinados o volume de agregado graúdo da mistura e seu grau de intertravamento.

O valor da massa específica escolhida tem relação com o tipo de mistura desejada: (1) graduação graúda ou; (2) miúda. A massa específica solta é o limite inferior do intertravamento do agregado graúdo. Teoricamente, é a divisão entre uma mistura de graduação miúda e outra de graduação graúda. Selecionando uma massa específica escolhida menor que a massa específica solta, as partículas de agregado graúdo ficarão espalhadas e não formarão uma condição uniforme de contato entre partículas. Desse modo, a mistura terá um esqueleto de agregado miúdo.

Por sua vez, a massa específica compactada é considerada, para misturas de graduação densa, como sendo o limite superior do intertravamento do agregado graúdo. Este valor é adotado, geralmente, como sendo de 110% da massa específica solta. Não é aconselhável usar valores de massa específica escolhida

próximos da massa específica compactada, pois pode dificultar a compactação da mistura asfáltica no campo.

A seleção da massa específica escolhida, para misturas de graduação densa, é feita a partir de uma porcentagem da massa específica solta do agregado graúdo. Se o intuito for obter certo grau de intertravamento do agregado graúdo, a porcentagem deve ficar entre 95 e 105% da massa específica solta. Para agregados mais suscetíveis à degradação, a massa específica escolhida deve ficar próxima a 105% da massa específica solta. Para misturas densas não é recomendado usar massa específica escolhida entre 90 e 95% da massa específica solta.

Para a consolidação de uma mistura de agregados, devido ao efeito lubrificante do ligante asfáltico, é necessário mais do que selecionar a massa específica escolhida. Cada um dos agregados graúdos contém certa quantidade de material fino e isso causa, no momento em que as massas específicas são determinadas, um ligeiro aumento, tanto na massa específica solta como na compactada, pois, após o processo de peneiramento, esse material fino pode ser perdido.

Portanto, a massa específica escolhida pode, frequentemente, ficar abaixo de 95% da massa específica solta e ainda apresentar um grau de intertravamento de agregado graúdo. Depois de selecionada a massa específica escolhida do agregado graúdo é determinada a quantidade de agregado miúdo para preencher os vazios remanescentes.

Cunha (2004) apresenta um roteiro para combinação de agregados por volume do método Bailey e uma planilha eletrônica que dinamiza os cálculos e permite a simulação de vários tipos de misturas. Basicamente, para a composição da misturas de agregados através do método Bailey deve-se:

- a) Determinar a massa específica escolhida dos agregados graúdos;
- b) Calcular o volume de vazios do agregado graúdo;
- c) Calcular a quantidade de agregado miúdo para preencher o volume de vazios, usando a massa específica compactada dos agregados miúdos;

- d) Determinar a massa total através da densidade de cada um dos agregados e, converter para porcentagens individuais de agregados;
- e) Corrigir a quantidade de agregado graúdo em função da quantidade de agregado miúdo que ele representa e também corrigir a quantidade de agregado miúdo em função da quantidade de agregado graúdo presente na fração miúda, para assim garantir uma mistura adequada, em volume, de agregados graúdos e miúdos;
- f) Determinar as porcentagens ajustadas da mistura para cada agregado;
- g) Se forem usados materiais de preenchimento (fíler), ajustar a porcentagem de agregado fino pela porcentagem desejada de miúdo;
- h) Determinar as porcentagens individuais revisadas dos agregados para uso na mistura calculada.

Depois de ser determinada a graduação, a mistura é dividida em três porções distintas, onde cada uma é avaliada individualmente. A porção graúda engloba desde a maior partícula até a PCP. O agregado miúdo, por sua vez, é dividido e analisado em duas porções. A divisão do agregado miúdo é feita através da multiplicação da PCP pelo fator 0,22 que fornece a Peneira de Controle Secundário (PCS). Essa peneira representa a divisão entre a fração graúda e fina do agregado miúdo. A fração fina do agregado miúdo é avaliada pela Peneira de Controle Terciário (PCT) que é determinada multiplicando-se a PCS pelo fator de 0,22. A Tabela 4.5 mostra a lista de peneiras de controle relacionadas às várias misturas de acordo com os respectivos TMN.

Tabela 4.5 – Peneiras de controle do método Bailey (VAVRIK; PINE; CARPENTER, 2002)

	TMN em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PM	19,0	12,5	9,5	*	4,75	2,36
PCP	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,3
PCT	0,60	0,30	0,3	0,15	0,15	0,075

* A peneira 4,75 mm é normalmente usada como PM para o TMN de 12,5mm. Entretanto, a interpolação da porcentagem passante na peneira de 6,25 mm, para uso na proporção AG (definida abaixo), resulta em um valor mais representativo.

Para a avaliação da compactação de cada uma das três proporções da graduação selecionada, o método define três parâmetros: (1) proporção de agregados graúdos (AG); (2) proporção de agregados graúdos do agregado miúdo (GAF) e; (3) proporção fina do agregado miúdo (FAF). A Tabela 4.6 apresenta as faixas de valores recomendados para os parâmetros AG, GAF e FAF do método Bailey.

Tabela 4.6 – Faixas de valores recomendados para os parâmetros do método Bailey (adaptado de VAVRIK; PINE; CARPENTER, 2002)

	TMN em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
AG	0,80 - 0,95	0,70 - 0,85	0,60 - 0,75	0,50 - 0,65	0,40 - 0,55	0,30 - 0,45
GAF	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50
FAF	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50

O fator de proporção de agregados graúdos (AG) avalia a compactação da porção graúda e os vazios resultantes da mistura. Para essa avaliação é necessária a determinação da Peneira Média (PM) que é definida como sendo a peneira de abertura de malha mais próxima da metade do TMN da mistura. As partículas que passam pela PM preenchem os vazios criados pelas partículas de agregado graúdo. A proporção de agregado graúdo (AG) é determinada pela eq. (4.10).

$$AG = \frac{(\% \text{ passante na PM} - \% \text{ passante na PCP})}{(100 - \% \text{ passante na PM})} \quad (4.10)$$

O grau de compactação da fração de agregado graúdo é o fator mais importante para a seleção da mistura. A diminuição de AG aumenta a compactação da fração de agregado miúdo, uma vez que existem menos partículas que passam pela PM necessárias para limitar a compactação das partículas maiores de agregado graúdo. Por isso, misturas com baixa proporção de AG necessitam de uma estrutura forte de agregado miúdo para alcançar as propriedades volumétricas requeridas. Além disso, misturas com valores de AG menores que os recomendados na Tabela 4.6 podem resultar em maior propensão à segregação.

Quando a proporção de AG aumenta, chegando próximo a 1, o VMA também aumenta. Contudo, a fração de agregado graúdo começa a ficar desbalanceada, uma vez que as partículas que passam pela PM, que não são considerados agregados graúdos, tentam controlar o esqueleto de agregado graúdo. Embora este tipo de mistura não seja propensa à segregação, a fração de agregado graúdo pode ser menos contínua na porção abaixo da PCP e, conseqüentemente, a mistura resultante poderá apresentar dificuldades de compactação em campo e tendência à corrugação com aplicação de cargas de tráfego por não estar bem intertravada.

A ocorrência de valores de AG maiores que 1 faz com que as partículas que passam pela PM comecem a dominar a formação do esqueleto de agregado graúdo. Assim, a fração graúda do agregado graúdo não mais controlará o esqueleto de agregado da mistura, mas fica dispersa numa matriz de partículas finas do agregado graúdo.

Todo agregado miúdo, ou seja, abaixo da PCP, pode ser considerado como uma mistura por si só que contém uma porção graúda e outra fina. A porção graúda do agregado miúdo cria vazios na mistura que são preenchidos pela porção fina do agregado miúdo. Parte dos vazios deve ser preenchida com um volume apropriado da porção fina do agregado miúdo. Os vazios não devem ser preenchidos totalmente, pois deve haver espaço para o ligante asfáltico, além de vazios necessários ao adequado desempenho da mistura. A eq. (4.11) é utilizada para o cálculo da proporção graúda de agregados miúdos (GAF).

$$GAF = \frac{\% \text{ passante na PCS}}{\% \text{ passante na PCP}} \quad (4.11)$$

O aumento do GAF propicia o aumento da compactação do agregado miúdo devido ao aumento, em volume, da porção fina do agregado miúdo. O ideal é que o GAF apresente valor sempre abaixo de 0,5, pois valores mais altos indicam excesso de porção fina do agregado miúdo.

Quando o valor de GAF ficar abaixo da faixa indicada na Tabela 4.6, a graduação não será uniforme, caracterizando misturas abertas e que apresentam um desvio no

gráfico de potência 0,45 que pode indicar instabilidade e problemas de compactação. O GAF tem impacto considerável no VMA da mistura devido à criação de vazios no agregado miúdo. O VMA da mistura aumenta com o aumento do GAF.

A fração fina dos agregados miúdos preenche os vazios criados pela porção graúda dos agregados miúdos. O FAF indica como a porção fina do agregado miúdo é compactada. A eq. (4.12) mostra a forma para a determinação dos valores de FAF. A proporção de FAF deve ficar abaixo de 0,50 para misturas de graduação densa. O VMA aumenta com a diminuição de FAF.

$$FAF = \frac{\% \text{ passante na } PCT}{\% \text{ passante na } PCS} \quad (4.12)$$

5 MÉTODOS E MATERIAIS

5.1 Método Experimental

As atividades necessárias para se atingir o objetivo proposto foram estruturadas em quatro grandes Etapas que são descritas nos itens a seguir. A Figura 5.1 mostra o fluxograma do método experimental com base nessas Etapas.

Figura 5.1– Fluxograma do método experimental

5.1.1 Etapa 1: Coleta, preparo e caracterização dos materiais

A primeira etapa é referente à seleção, coleta, preparo e caracterização dos materiais. A escolha dos materiais pétreos se deu em função da utilização desses na pista experimental localizada entre os quilômetros 673 e 675 da BR-376 e que foi objeto de estudo de Moura (2010). O agregado é de origem granítica e proveniente da pedreira Rudnick, localizada na cidade de Joinville, Santa Catarina.

Para a formulação das misturas asfálticas coletou-se brita $\frac{3}{4}$ ", pedrisco e pó de pedra do agregado granítico, além de cal calcítica do tipo CH-I. Os materiais pétreos foram secos ao ar, quarteados e estocados em sacos.

Os agregados foram fracionados peneira a peneira e, além disso, fez-se a análise granulométrica das frações resultantes por lavagem em água corrente de modo a se ter uma melhor precisão das frações que iriam compor cada corpo de prova.

A distribuição granulométrica selecionada para as misturas asfálticas foi uma com tamanho máximo nominal (TMN) de 12,5 mm do método Superpave (ASPHALT INSTITUTE, 2001). A Tabela 5.1 apresenta as frações obtidas após o fracionamento com as respectivas nomenclaturas e ainda a distribuição granulométrica final de projeto. A Figura 5.2 mostra a granulometria de projeto para o tamanho máximo nominal de 12,5 mm do método Superpave e também a Faixa C do DNIT.

Tabela 5.1 – Frações e composição da mistura de projeto (SPV 12,5 mm) – agregado granítico

Série de Peneiras	Porcentagens Passantes						Composição
	Brita $\frac{3}{4}$ "		Pedrisco	Pó de pedra		Cal	
	A	B	C	D	E	Cal	
	10,4%	3,4%	31,8%	27,4%	25,5%	1,5%	
mm	$\frac{3}{4}" < A \leq \frac{1}{2}"$	$\frac{1}{2}" < B \leq \frac{3}{8}"$	$\frac{3}{8}" < C \leq 4,75\text{mm}$	$4,75 < D \leq 2\text{mm}$	$E < 2\text{ mm}$	Cal	
19,1	100	100	100	100	100	100	100
16	73,5	100	100	100	100	100	97,0
12,7	0,1	100	100	100	100	100	93,0
9,5	0,1	0,1	100	100	100	100	86,2
6,3	0,1	0,1	47,3	100	100	100	66,0
4,75	0,1	0,1	0,1	100	100	100	54,4
2	0,1	0,1	0,1	6,2	100	100	28,7
1,18	0,1	0,1	0,1	0,5	79,9	99,0	22,0
0,42	0,1	0,1	0,1	0,5	47,9	99,0	13,9
0,18	0,1	0,1	0,1	0,5	32,7	97,0	10,0
0,075	0,1	0,1	0,1	0,3	18,2	80,0	6,0

Figura 5.2 – Distribuição granulométrica SPV 12,5 mm e faixa C do DNIT

Na Figura 5.3 a distribuição granulométrica, os pontos de controle e a zona de restrição da especificação Superpave são apresentados na forma de potência 0,45 da escala horizontal. Uma importante característica desse tipo de apresentação é a definição da linha de densificação máxima. Essa linha representa a graduação em que as partículas de agregado assumem um arranjo de maior densidade possível.

Figura 5.3 – Distribuição granulométrica SPV 12,5 mm, pontos de controle, zona de restrição e linha de densificação máxima com escala horizontal na forma de potência de 0,45

Avaliou-se ainda, o enquadramento da distribuição granulométrica SPV 12,5 mm nos parâmetros do método Bailey (VAVRIK, PINE; CARPENTER, 2002). A Tabela 5.2 apresenta os valores dos parâmetros obtidos para a distribuição granulométrica com TMN de 12,5 mm e os limites estabelecidos pelo método. Os resultados caracterizam uma estrutura granulométrica bem travada que deve levar ao bom desempenho da mistura quanto à deformação permanente.

Tabela 5.2 – Parâmetros do método Bailey e seus respectivos limites para TMN 12,5 mm

Verificação dos Parâmetros do Método Bailey					
Índice	Índice	Limite Inferior	Limite Superior	Atende?	
Proporção de Agregado Graúdo (AG)	0,56	0,5	0,65	SIM	
Proporção graúda dos Agregados Finos (GAF)	0,48	0,35	0,5	SIM	
Proporção Fina dos Agregados Finos (FAF)	0,43	0,35	0,5	SIM	

O *Asphalt Institute* (2001) define agregado graúdo e agregado miúdo em função da peneira de abertura de malha de 4,75 mm. O material passante por essa peneira é classificado como miúdo e o retido como graúdo. Contudo, para a determinação das densidades e da absorção das frações com tamanho de partícula de no mínimo 2,36 mm utilizou-se o procedimento da ASTM C 127. Para partículas com tamanhos menores que 2,36 mm e maiores que 0,075 mm utilizou-se a ASTM C 128.

A brita e o pedrisco foram caracterizados também quanto à forma, à abrasão e à massa unitária solta e compactada. O pó de pedra foi avaliado quanto ao equivalente de areia e massa unitária solta e compactada. A Tabela 5.3 apresenta os resultados da caracterização dos agregados graníticos. A Figura 5.4 mostra as frações utilizadas para a moldagem dos corpos de prova.

Nota-se pela Tabela 5.3 que os materiais pétreos apresentam valores baixos de absorção e de abrasão Los Angeles. Além disso, a quantidade de partículas alongadas e achatadas na razão de 5:1 é pequena em relação ao limite de 10% estabelecido pelo método Superpave. Contudo, chama atenção a quantidade de partículas alongadas e achatadas na razão de 3:1. Agregados com esta relação ou maior e com proporção superior a 30% na mistura, afetam significativamente os parâmetros volumétricos provocando o aumento do volume de vazios e da

suscetibilidade à degradação das partículas sob a ação do tráfego (VAVRIK, FRIES; CARPENTER, 1999; BUCHANAN, 2000).

Tabela 5.3 – Caracterização dos materiais pétreos graníticos e da cal

		Material					
Parâmetro	Unidade	Brita		Pedrisco	Pó de Pedra		Cal
		A	B	C	D	E	
% Partículas alongadas e achatadas (> 5:1)	%	4		6	-		-
% Partículas alongadas e achatadas (> 3:1)	%	34		40	-		-
Abrasão Los Angeles	%	15,6		18,9			
Densidade real		2,766		2,773	2,775		2,344
Densidade aparente		2,750		2,740	2,741		-
Absorção	%	0,2		0,4	0,4		-
Massa unitária solta	g/cm ³	1,441		1,392	1,580		-
Massa unitária compactada	g/cm ³	1,532		1,483	1,791		-
Equivalente de areia	%	-		-	55		

Fração				
A	B	C	D	E

12,5 mm < A ≤ 19 mm	9,5 mm < B ≤ 12,5, 5mm	4,75 mm < C ≤ 9,5 mm	2 mm < D ≤ 4,75 mm	E < 2 mm

Figura 5.4 – Frações dos agregados graníticos para a composição das misturas

Desse modo, com o propósito de analisar se o método Bailey é válido independentemente do tipo de agregado e de suas particularidades quanto à forma, coletou-se uma remessa de agregado natural de rio denominado seixo rolado, proveniente da cidade de Castilho (SP). Esse material foi fracionado peneira a peneira e foram preparados e caracterizados da mesma forma que foi feito para o agregado granítico. O método Bailey foi aplicado para verificar se seria possível obter a mesma distribuição granulométrica do agregado granítico (12,5 mm) em função das massas unitárias soltas e compactadas do agregado natural.

A Figura 5.5 mostra as frações utilizadas na confecção dos corpos de prova com seixo rolado. A fração passante na peneira de 6,3 mm e retida na peneira de 4,75 mm, além da passante na 2 mm, foram as mesmas proveniente da pedreira Rudnick (agregado granítico). A Tabela 5.4 apresenta os resultados da caracterização do agregado seixo rolado.

Figura 5.5 – Frações do seixo rolado para a composição das misturas

Tabela 5.4 – Caracterização do seixo rolado (agregado natural)

Parâmetro	Unidade	Resultado
% Partículas alongadas e achatadas (> 5:1)	%	0
% Partículas alongadas e achatadas (> 3:1)	%	2
Densidade real		2,650
Densidade aparente		2,622
Abrasão Los Angeles	%	22
Dui (Resistência Retida à Tração) – CAP50/70		0,92
Absorção	%	0,41

Para avaliar os efeitos do tipo de ligante utilizou-se um modificado por SBS de classificação 60/85 e um ligante convencional, CAP 50/70. As características de cada um deles são apresentadas na Tabela 5.5.

As temperaturas de trabalho aplicadas para o CAP modificado foram aquelas recomendadas pelo fabricante, sendo a temperatura de mistura de 189°C. Já para o CAP 50/70, a determinação das temperaturas de trabalho se deu em função da curva viscosidade-temperatura do ligante a partir dos resultados apresentados na Tabela 5.5 quanto à viscosidade Brookfield para 135, 150 e 177°C.

Tabela 5.5 – Características do CAP 50/70 e do ligante modificado por SBS

Ensaio	Unidade	CAP 50/70		Ligante Modificado SBS 60/85	
		Limites (ANP Resolução 19 de 2005)	Resultado	Limites (ANP Resolução 31 de 2007)	Resultado
Penetração	0,1 mm	50 a 70	59	40 a 70	50
Ponto de Amolecimento	⁰ C	46 mín.	48,6	60	60
Recuperação elástica	%	-	-	85	88
Viscosidade Brookfield 135 ⁰ C	cP	274 mín.	370	3000 máx.	2330
Viscosidade Brookfield 150 ⁰ C	Cp	112 mín.	180	2000 máx	975
Viscosidade Brookfield 177 ⁰ C	Cp	57 a 285	67,3	1000 máx.	285
RTFOT penetração retida	%	55 mín.	59	60 mín	48
RTFOT – Aumento do ponto de amolecimento	⁰ C	8 máx.	5,4	7 máx.	9
RTFOT – Ductilidade a 25 ⁰ C	cm	20 mín.	>100		
RTFOT – variação em % de massa	%	-0,5 a 0,5	-0,328	1máx	0,1
Ductilidade a 25 ⁰ C	cm	60 mín.	>100		
Solubilidade no Tricloroetileno	% em massa	99,5 mín.	99,9		
Ponto de Fulgor	⁰ C	235 mín.	286	235 mín.	
Índice de Suscetibilidade Térmica		-1,5 a 0,7	-1,2		
Massa Específica	g/cm ³		1,014		1,011

A temperatura de usinagem adotada para o CAP 50/70 foi aquela em que a viscosidade do ligante estivesse na faixa entre 150 e 190 cP. A temperatura do agregado foi definida como 13⁰C acima da temperatura de usinagem do ligante. A temperatura de compactação e, conseqüentemente de envelhecimento em estufa por duas horas, foi aquela em que a viscosidade do ligante estivesse na faixa entre 250 e 310 cP. A Figura 5.6 mostra os resultados obtidos para a definição das temperaturas de usinagem e de compactação do CAP 50/70 e a Figura 5.7 apresenta a curva viscosidade-temperatura do ligante modificado.

Figura 5.6 – Temperaturas de trabalho do CAP 50/70

Figura 5.7 – Temperaturas de trabalho do CAP Modificado

5.1.2 Etapa 2: Dosagens das misturas asfálticas e procedimentos para a avaliação dos efeitos do tipo de compactação e de alguns padrões adotados no CGS

A segunda Etapa contempla as dosagens, o estudo dos efeitos do método de compactação, do tamanho do molde Superpave e do número de giros no CGS.

Sobre a dosagem Superpave, avaliou-se o efeito: do diâmetro do corpo de prova (100 e 150 mm) no volume de vazios e, consequentemente, no teor de projeto; do número de giros aplicado no CGS e do processo de broqueamento e serragem dos CPs. Esses últimos tiveram o objetivo de reduzir o tamanho original das amostras Superpave em tamanho semelhante ao de corpos de prova Marshall.

Além da comparação entre os métodos de compactação Marshall e Superpave, também foram feitas comparações com amostras moldadas na PCG e na mesa compactadora do tipo LCPC, tendo em vista que acredita-se que a compactação por este último procedimento é o que mais se aproxima de uma compactação de campo.

As questões motivadoras da segunda Etapa estão ligadas aos efeitos na volumetria e no teor de projeto das amostras quanto:

- 1 – Ao tipo de ligante;
- 2 – Ao diâmetro do corpo de prova do Superpave (100 e 150 mm);
- 3 – Ao processo de redução do tamanho dos corpos de prova Superpave;
- 4 – Ao número de giros no CGS;
- 5 – Ao tipo de compactação.

Porém, a questão central é: qual sistemática de compactação produz corpos de prova com condição de volume de vazios mais parecida com a obtida na compactação em pista e após a solicitação inicial do tráfego? Para esse trabalho, a melhor maneira encontrada para representar a compactação de campo foi a compactação de placas na mesa compactadora por aplicação de rolagem pneumática.

Desse modo, a segunda Etapa foi dividida em quatro subetapas que estão representadas no fluxograma da Figura 5.8. A primeira subetapa é caracterizada pela realização das dosagens, dos ensaios para determinação da Gmm, dos processos de redução de dimensões dos corpos de prova Superpave e da

determinação dos parâmetros volumétricos das amostras. Os métodos de dosagens estudados foram o método Marshall (DNER ME 43/95) e o método Superpave (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

O tráfego foi considerado igual a 3×10^6 que demanda, segundo o estabelecido pelo *Asphalt Institute* (2001), 75 golpes por face e 100 giros para corpos de prova compactados por impacto (Marshall) e por cisalhamento giratório (Superpave), respectivamente. Para esses dois métodos os teores de ligante testados variaram de $\pm 0,5\%$ e $\pm 1\%$ em relação ao teor de 5%. A compactação no CGS seguiu o padrão especificado pelo *Asphalt Institute* (2001) com aplicação de pressão de compactação de 0,6 MPa, rotação na velocidade de 30 giros por minuto e ângulo de giro de $1,25^\circ$.

A determinação da densidade aparente dos corpos de prova compactados foi feita através dos métodos da ASTM D 2726 e D 1188 e a determinação da densidade máxima foi feita através do ensaio RICE (ASTM D 2041). Utilizou-se como critério de avaliação dos parâmetros volumétricos a especificação do *Asphalt Institute* (2001).

Nas dosagens Marshall e Superpave, procurou-se atender ao critério de 4% de volume de vazios, respeitando-se, concomitantemente, os limites estabelecidos pelo *Asphalt Institute* (2001) para o VMA e para o VFA. As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 mostram algumas etapas do ensaio RICE, da dosagem Marshall e da dosagem Superpave, respectivamente.

Figura 5.8 – Fluxograma da Etapa 2 do método experimental

Figura 5.9 – Algumas etapas do procedimento do ensaio RICE para determinação da Gmm

Figura 5.10 – Algumas etapas do procedimento de dosagem Marshall

Figura 5.11 – Compactador giratório Superpave

Os corpos de prova provenientes das dosagens Marshall e Superpave tiveram suas dimensões anotadas e foram submetidos à pesagem ao ar e nas condições imersa e de superfície seca saturada de modo a se determinar os parâmetros volumétricos de cada um deles. Em seguida, as amostras Superpave tiveram suas dimensões reduzidas de modo a se ter diâmetro e altura iguais ao de CPs Marshall. Os corpos de prova com 100 mm de diâmetro tiveram seu topo e sua base serrados, enquanto que as amostras com 150 mm precisaram ser broqueadas e serradas. A Figura 5.12 apresenta um esquema do processo de redução de tamanho dos CPs Superpave.

Figura 5.12 – Esquema de corte dos corpos de prova Superpave

Após o processo de redução de dimensões, as amostras resultantes tiveram suas dimensões medidas para, realização das pesagens e a determinação dos parâmetros volumétricos.

A segunda subetapa contemplou a compactação de corpos de prova na PCG de acordo com a norma AFNOR NF P 98-252 (1999) em três teores de ligante (4, 5 e 6%). Então, foi necessário verificar em que tipo de mistura do método francês a distribuição granulométrica de TMN 12,5 mm do método Superpave se enquadraria.

O método francês não estabelece faixas granulométricas, mas curvas granulométricas de partida especificadas para cada tipo de mistura asfáltica. Assim, a distribuição granulométrica desse estudo satisfaz os limites da curva de partida característica de misturas do tipo EB14-BBSG (*Enrobé Bitumineux – Béton Bitumineux Semi-Grenu*). A Figura 5.13 mostra a distribuição granulométrica com TMN 12,5 mm utilizada nesse trabalho e os pontos de controle da curva EB14-BBSG do método francês.

Figura 5.13 – Distribuição granulométrica com TMN 12,5 mm do método Superpave e os pontos de controle da curva de partida para misturas EB14-BBSG do método francês

A partir dessa definição foi possível estabelecer quais os critérios quanto ao volume de vazios e de percentual de afundamento em trilha de roda que a mistura deveria atender. A mistura do tipo EB14-BBSG deve apresentar vazios entre 4 e 9% após 80 giros no ensaio de compactação na PCG e não deve apresentar redução superior a 5%, 7,5% e 10% de sua espessura inicial no ensaio de afundamento em trilha de roda (a depender das condições de tráfego).

O diâmetro do molde de compactação da PCG é de 150 mm e a altura mínima que o corpo de prova deve atingir ao final do ensaio é fixada em 150 mm $\pm$ 0,1 mm. A massa total de mistura é calculada de acordo com a eq. 5.1 (AFNOR NF EM 12697-

5) e é função do volume final da amostra e da massa específica volumétrica real da mistura asfáltica (MVR - *Masse volumique réelle*) que é equivalente à Gmm do método americano.

$$M = \pi.r^2.h.MVR \quad (5.1)$$

Onde,

M é a massa do corpo de prova em Kg;

r é o raio do corpo de prova em cm;

h é a altura do corpo de prova em cm;

MVR é a massa específica volumétrica real da mistura (equivalente à Gmm obtida através do ensaio RICE) em kg/cm³.

O ângulo interno de rotação do molde de compactação em relação ao eixo do corpo de prova é de 0,82° e é aplicada uma pressão vertical de compactação de 0,6 MPa ao mesmo tempo em que é aplicado um movimento circular numa velocidade de 32 RPM ao cilindro de compactação. Essas diferentes ações impõem uma compactação por amassamento da amostra, possibilitando o cálculo do volume de vazios para cada número de giro aplicado. A Figura 5.14 mostra algumas etapas do processo de compactação de misturas asfálticas na PCG.

Figura 5.14 – Algumas etapas do processo de compactação de misturas asfálticas na PCG

A terceira subetapa da Etapa 2 refere-se à moldagem de três placas por teor de asfalto na mesa compactadora do tipo LCPC para os teores de 4%, 5% e 6% de CAP convencional e 4%, 4,5%, 5%, 5,5% e 6% de CAP modificado. Um par de placas por teor foi submetido ao ensaio de afundamento em trilha de roda e a última placa de cada conjunto foi serrada para a determinação do volume de vazios.

O procedimento adotado para a compactação de misturas asfálticas na forma de placas através da mesa compactadora consistiu basicamente em, após a usinagem da mistura, deixá-la em estufa à temperatura de compactação para, posteriormente, ser pesada em quantidade suficiente para a moldagem de uma placa. A mistura é levada à mesa onde é realizada a compactação através de rolagem pneumática. O número e a posição das passadas, bem como as pressões aplicadas são especificadas pela NF EM 12697-33. As condições de ensaios são definidas em função do tamanho da placa. A Figura 5.15 apresenta o desenho esquemático de uma placa e as posições de rolagem do pneu e a Figura 5.16 mostra a sequência executiva da densificação na mesa compactadora LCPC.

Figura 5.15 – Desenho esquemático de uma placa compactada na mesa LCPC

Figura 5.16 – Sequência dos procedimentos para a compactação das placas na mesa compactadora do tipo LCPC

As placas foram moldadas com 50 mm de altura, 150 mm de largura e 500 mm de comprimento. Após a compactação, estas foram submetidas ao ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR) no equipamento simulador francês com base na AFNOR NF P 98-253-1 (1993). Na Etapa 2, o propósito da realização desse tipo de ensaio foi verificar a redução no volume de vazios na parte central da placa após 30.000 ciclos do carregamento aplicado pela roda. Assim, foi possível comparar o volume de vazios de corpos de prova resultantes dos métodos de compactação Marshall e Superpave com o percentual de vazios das placas antes e após o ensaio de ATR. A Figura 5.17 mostra a aquisição de leituras de afundamento durante a realização do ensaio e um exemplo de placa ao final do ensaio.

Figura 5.17 – Ensaio de afundamento em trilha de roda: a) Aquisição das leituras de afundamento de trilha de roda e; b) Placa após ensaio

A última subetapa da Etapa 2 consistiu na análise da influência do número de giros sobre os parâmetros volumétricos, em função do teor de ligante, das misturas com CAP modificado por SBS e com CAP 50/70. Para os teores de 4%, 5% e 6% de ligante foram moldados corpos de prova com 100 e 150 mm de diâmetro no CGS aplicando-se 50, 75 e 100 giros. As amostras tiveram suas dimensões medidas e foram realizadas as pesagens para a determinação dos volume de vazios. Ao final, realizou-se o procedimento de redução do tamanho das amostras para as quais também determinou-se o volume de vazios dos núcleos resultantes.

5.1.3 Etapa 3: Avaliação do Comportamento mecânico em função do teor de ligante

Na dosagem de misturas asfálticas para pavimentação, métodos de compactação diferentes resultam em teores de vazios distintos, levando a teores de projeto de ligante também distintos. Contudo, independente do tipo de compactação utilizada no procedimento de dosagem em laboratório, a compactação de campo será sempre a mesma, ou seja, executada por uma combinação de passagens de rolos pneumáticos e lisos.

Assim, misturas dosadas por métodos diferentes e solicitadas pelas mesmas condições de tráfego e de clima poderão se comportar de maneira distinta no que diz respeito aos principais tipos de defeitos que ocorrem em pavimentos asfálticos: deformação permanente e fadiga. Desse modo, na Etapa 3 do método experimental, concentraram-se os ensaios de afundamento em trilha de roda, de fadiga e de rigidez.

A terceira etapa foi dividida em outras três subetapas em que cada fator foi avaliado em função da variação nas quantidades de ligante asfáltico na mistura. O propósito foi verificar como o afundamento em trilha de roda, a fadiga e a rigidez eram afetados pelos diferentes teores de asfalto de modo a viabilizar a identificação de qual teor de ligante de projeto (Marshall, Superpave de 100mm ou de 150mm) indicaria o melhor desempenho das misturas..

Os ensaios foram realizados extraíndo-se copros de prova de placas moldadas na mesa de compactação francesa, variando-se o teor e o tipo de ligante, porém, mantendo-se a energia de compactação e a mesma estrutura pétreia de agregado granítico atendendo ao método Bailey. Especificamente quanto aos ensaios de rigidez, utilizou-se além de amostras cilíndricas extraídas das placas, corpos de prova provenientes das dosagens realizadas na Etapa 2: Marshall, Superpave com moldes de 100mm e Superpave com moldes de 150mm. Ressalta-se que para a realização dos ensaios de M_r e R_t as amostras superpave tiveram suas dimensões reduzidas às dimensões aproximadas de CPs Marshall. Ainda com relação aos ensaios de rigidez, foram moldados corpos de prova no CGS para a realização de ensaios de módulo dinâmico. A Figura 5.18 mostra o fluxograma da Etapa 3 do método experimental e as respectivas subetapas.

Figura 5.18 – Fluxograma da Etapa 3 do método experimental

A Subetapa 1 da Etapa 3 consiste no aproveitamento dos resultados dos ensaios de simulação em trilha de roda da Etapa 2. O projeto da composição granulométrica atendendo aos critérios do método Bailey teve como propósito garantir o bom intertravamento da estrutura pétreo, favorecendo a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas e facilitando assim, a avaliação do efeito do tipo de ligante quanto a esse fenômeno. Nessa subetapa foram estudados dois tipos de ligante variando-se o teor de CAP em 4, 5 e 6%.

Na Subetapa 2, concentraram-se os ensaios de fadiga por compressão diametral e à flexão de vigotas em quatro pontos. Para os dois tipos de ensaio, as amostras foram extraídas de placas moldadas por rolagem pneumática na mesa compactadora LCPC. Os ensaios foram realizados para os teores de 4, 5 e 6% de CAP convencional e modificado. Quanto aos ensaios de fadiga à flexão, esses foram realizados apenas para as misturas com CAP convencional.

Os ensaios de fadiga em amostras cilíndricas extraídas das placas foram executados à tensão controlada por aplicação diametral de carga vertical cíclica com duração de 0,1 s e 0,9 s de repouso.

Para cada teor de ligante foram moldadas quatro placas, das quais uma delas teve seus bordos cortados de modo a se realizar os procedimentos de pesagem da parte central da placa para a determinação de seu volume de vazios. Das três placas restantes, por teor, foram extraídos quatro corpos de prova cilíndricos com dimensões aproximadas de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura.

Para cada nível de tensão aplicado, referente a cada teor e tipo de ligante testado, foram ensaiadas três réplicas. No total foram testados setenta e dois corpos de prova cilíndricos para os ensaios de fadiga por compressão diametral. Esses ensaios foram realizados à tensão controlada para 20, 30, 40 e 50% da carga de resistência à tração indireta, sendo o carregamento aplicado diametralmente a temperatura controlada de 25°C. O critério adotado para o fim do ensaio foi a ocorrência do completo rompimento da amostra em duas partes, ou a ocorrência de deslocamento acumulado de 5 mm (critério não especificado em normas).

Ao fim de cada ensaio, anotou-se o número de aplicações de carga necessário para o seu fim e calculou-se a diferença de tensões no centro da amostra pela eq. 5.2. Os

resultados dos ensaios são apresentados através de um modelo traçado em um gráfico log-log em que a escala vertical representa o número de repetição de carga para o término do ensaio e o eixo horizontal é referente ao respectivo valor de diferença de tensões no centro da amostra.

$$\Delta\sigma = \frac{8.P}{100.\pi.d.h} \quad (5.2)$$

Onde,

$\Delta\sigma$ é a diferença de tensões no centro dos corpos de prova em MPa;

P é a carga cíclica aplicada em N;

d é o diâmetro médio da amostra em cm;

h é a altura média da amostra em cm.

Os ensaios de fadiga por flexão de vigotas em quatro pontos foram feitos na mistura com agregado granítico e CAP 50/70. Os ensaios foram realizados em vigotas de 380 mm de comprimento, 50 mm de altura e 63 mm de largura, obtidas a partir da serragem de placas moldadas na mesa compactadora. De cada uma das placas foram extraídas duas vigotas que foram ensaiadas em três níveis de deformação de acordo com a ASTM D 7460. A Figura 5.19 mostra pares de placas para diferentes teores de ligantes antes e depois da serragem para a obtenção das vigotas.

Figura 5.19 – Amostras para ensaios de fadiga à flexão. (a) placas antes do processo de serragem e, (b) vigotas prontas para o ensaio

Nesse tipo de ensaio, um deslocamento cíclico senoidal (com amplitude apenas do lado tracionado) é aplicado no terço central da amostra com frequência entre 5 a 10 Hz. A Figura 5.20 mostra um exemplo de uma amostra instrumentada para o teste. O nível de deformação desejado é pré-determinado e é um dado de entrada para o controle dos deslocamentos.

Figura 5.20 – Desenho esquemático de uma amostra prismática instrumentada para o teste de fadiga à flexão em quatro pontos (ASTM D 7460)

A ASTM D 7460 recomenda a realização de ensaio em, no mínimo, seis amostras, em diferentes níveis de deformação, para estabelecer a curva de fadiga. Essa é traçada em um gráfico bilogarítmico com o nível de deformação no eixo horizontal e os respectivos resultados de número de ciclos para a ruptura no eixo vertical. Contudo, devido à limitação na quantidade de materiais disponíveis, foram testados três níveis de deformação e para cada um deles foram utilizados um par de vigotas. No total foram produzidas nove placas que resultaram em dezoito vigotas ensaiadas. Nos Estados unidos, o ensaio é comumente realizado a 20° C, mas a ASTM D 7460 também sugere a utilização das equações 5.3 e 5.4 para a determinação da temperatura de ensaio.

$$T_{eff.Fadiga} = 0,8(T_{20\,mm}) - 2,7 \quad (5.3)$$

$$T_{20\text{ mm}} = T_{ar} - 0,00618(lat^2) + 0,02289(lat) + 42,2(0,9545) - 17,78 \quad (5.4)$$

Onde,

$T_{\text{eff.fadiga}}$ é a temperatura de ensaio em °C;

$T_{20\text{mm}}$ é a temperatura a 20 mm de profundidade a partir da superfície em °C;

T_{ar} é temperatura média anual do ar em °C, e;

lat é a latitude da localização do projeto em graus.

O Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da USP (2010) apresenta a eq. 5.5 para a estimativa da temperatura média anual do ar na cidade de São Paulo. A partir da latitude dessa cidade, a temperatura de referência para o ensaio de fadiga seria de 27,5 °C e, por conveniência, adotou-se 25°C.

$$T_{ar} = 0,0262 \times \text{ano} - 33,516 \quad (5.5)$$

Segundo a ASTM D 7460, o nível típico de deformação a ser utilizado para concretos asfálticos convencionais, no ensaio de fadiga varia de 200 a 800 $\mu\epsilon$. Assim, os níveis de deformação que foram utilizados no estudo são de 300, 500 e 700 $\mu\epsilon$ para a frequência de 10Hz.

O critério de parada do ensaio foi aquele recomendado pela ASTM, ou seja, quando a rigidez à flexão for reduzida em cerca de 40% da rigidez inicial da amostra. O ponto de ruptura da amostra ou número de ciclos para que ocorra a falha (N_f) é definido como o número de ciclos para o qual se tem o valor normalizado máximo de módulo dinâmico (NM) determinado através das equações 5.6 a 5.9.

$$NM = \frac{S_i \times N_i}{S_0 \times N_0} \quad (5.6)$$

$$S = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \quad (5.7)$$

$$\sigma_t = \frac{3 \times a \times P}{b \times h^2} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_t = \frac{12 \times \delta \times h}{(3 \times L^2) - (4 \times a^2)} \quad (5.9)$$

Onde,

NM é o valor normalizado de módulo dinâmico;

S é a rigidez à flexão (Si) em Pa para o número de ciclos Ni e a rigidez inicial à flexão (S₀) estimada a, aproximadamente, 50 ciclos (N₀);

σ_t é a tensão de tração máxima em Pa;

ε_t é a máxima deformação de tração em mm/ mm;

L é o comprimento da vigota entre os dois apoios em m;

a é a distância entre os pontos de reação em m;

δ é a deflexão máxima no centro da amostra em m;

P é a carga aplicada pelo atuador em N;

b é a largura média da amostra em m, e;

h é a altura média da amostra em m.

Na Subetapa 3 da Etapa 3, as amostras produzidas nos processos de dasagem da Etapa 2 foram submetidas aos ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral. Nessa etapa, também foi moldado um novo conjunto de placas na mesa compactadora do tipo LCPC para os dois tipos de

ligantes estudados e nos teores de 4, 5 e 6% de CAP. De cada uma dessas placas foram extraídos quatro corpos de prova cilíndricos com tamanho aproximado ao de CPs Marshall (Figura 5.21) que foram utilizados nos ensaios de Mr e Rt.

Figura 5.21 – Corpos de prova de 100mm de diâmetro extraídos de uma placa moldada na mesa compactadora do tipo LCPC

A norma da ASTM D 7369 foi utilizada para a execução dos ensaios de módulo de resiliência. Os ensaios foram feitos através da aplicação de carga repetida de compressão ao longo do plano diametral vertical a 25°C. Durante a realização dos ensaios de Mr foram feitas as aquisições dos deslocamentos horizontais e verticais resultantes através de LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) que foram utilizados para os cálculos das deformações e dos coeficientes de *Poisson*.

O nível de carga aplicado foi determinado em função de ensaios prévios de resistência à tração por compressão diametral. A duração de cada ciclo de carregamento foi de 1 s, sendo 0,1 s de aplicação de carga e 0,9 s de repouso.

A ASTM D 7369 estabelece a forma para a determinação dos módulos de resiliência total e do módulo instantâneo e que requererem o cálculo das deformações total e instantânea através da curva descolamento-tempo mostrada na Figura 5.22.

Figura 5.22 – Desenho esquemático de uma curva deslocamento-tempo (1 ciclo) para determinação das deformações instantânea e total (adaptado da ASTM D 7369)

Com a determinação dos deslocamentos vertical e horizontal pode-se calcular o coeficiente de Poisson de acordo com a eq. 5.10 e o módulo de resiliência através da eq. 5.11. Os parâmetros I1, I2, I3 e I4 são obtidos através da Tabela 5.6. O cálculo do Mr dos corpos de prova é realizado somente para os últimos 5 ciclos de carregamento, após a fase de condicionamento da amostra. A Figura 5.23 mostra o detalhe da instrumentação para dos ensaios de Mr na prensa MTS 810 do LTP.

$$\mu = \frac{I4 - I1 \times \left(\frac{\delta_v}{\delta_h} \right)}{I3 - I2 \times \left(\frac{\delta_v}{\delta_h} \right)} \quad (5.10)$$

$$Mr = \frac{P}{\delta_h \times t} (I1 - I2 \times \mu) \quad (5.11)$$

Onde,

μ é o coeficiente de Poisson;

δ_v e δ_h são os deslocamentos recuperáveis vertical e horizontal em mm;

M_r é o módulo de resiliência em MPa;

P é a carga cíclica aplicada em N;

t é a espessura da amostra em mm;

I_1 , I_2 , I_3 e I_4 são obtidos a partir da Tabela 5.6 considerando as dimensões de corpos de prova Marshall e o posicionamento dos LVDTs (*linear voltage displacement transducers*).

Tabela 5.6 – Valores dos parâmetros I_1 , I_2 , I_3 e I_4 para corpos de prova com dimensões Marshall

I_1	I_2	I_3	I_4
0,269895	-1,000000	-0,062745	-3,587913

Figura 5.23 – Detalhe da instrumentação para a realização dos ensaios de M_r

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (R_t) foram conduzidos por aplicação de carga através do plano diametral vertical de amostras cilíndricas de concreto asfáltico com tamanho aproximado de 63,5 mm de altura e de 101 mm de diâmetro. Os ensaios foram executados a 25°C e a uma taxa de carregamento de 50 mm/min (ABNT NBR 15087/2004). Os picos de carga no momento da ruptura foram utilizados para o cálculo das R_t s aplicando-se a eq. 5.12. A Figura 5.24 apresenta um exemplo de realização do ensaio de R_t na prensa MTS 810 do LTP.

$$R_t = \frac{2P}{\pi.t.D} \quad (5.12)$$

Onde,

R_t é a resistência à tração por compressão diametral em MPa;

P é a carga máxima no momento da ruptura em N;

t é a altura da amostra antes do ensaio em mm;

D é o diâmetro da amostra antes do ensaio em mm.

Figura 5.24 – Exemplo de execução de ensaio de R_t em amostras cilíndricas de concreto asfáltico

Ainda na Subetapa 3, um lote de corpos de prova Superpave foi moldado com 150 mm de diâmetro e com 4%, 5% e 6% de ligante para a realização dos ensaios de módulo dinâmico ($|E^*|$) conforme a norma AASHTO T 342-11. De modo a atender as especificações dessa norma, esses corpos de prova foram broqueados e tiveram seus topos e bases serrados obtendo-se CPs com diâmetro de, aproximadamente, 101,6 mm e altura de 150 mm.

O ensaio de módulo dinâmico caracterizou-se pela aplicação senoidal de tensão de compressão axial numa dada temperatura e frequência de carregamento. A tensão

aplicada e a deformação axial resultante são utilizadas para o cálculo do módulo dinâmico e do ângulo de fase.

Segundo as recomendações da AASHTO T 342-11, uma série de testes é necessária para traçar a curva mestra. Esta demanda a realização dos ensaios nas temperaturas de -10°C , $4,4^{\circ}\text{C}$, $21,1^{\circ}\text{C}$, $37,8^{\circ}\text{C}$ e 54°C e nas frequências de 0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25Hz para cada uma das temperaturas. Contudo, devido a uma limitação da câmara de controle de temperatura os ensaios foram realizados apenas para as temperaturas maiores que 15°C .

Cada amostra, individualmente instrumentada com um mínimo de dois LVDTs, deve ser ensaiada para cada uma das combinações de temperatura e frequência, começando com a menor temperatura. Os ensaios para uma determinada temperatura foram iniciados a partir da maior frequência.

A amostra é colocada na câmara de controle de temperatura para proceder com o equilíbrio da temperatura de teste em $\pm 0,3^{\circ}\text{C}$ de acordo com os tempos mínimos recomendados pela AASHTO T 342-11 (Tabela 5.7). A temperatura da amostra é monitorada através de um termômetro colocado no seu interior.

Tabela 5.7 – Tempo mínimo recomendado para o equilíbrio da temperatura de amostras de concreto asfáltico para o ensaio de $|E^*|$ (AASHTO T342-11)

Temperatura de ensaio $^{\circ}\text{C}$	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura da sala de ensaio de 25°C h	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura de teste anterior. h
-10	Uma noite	Uma noite
4	Uma noite	4 horas ou uma noite
21	1	3
37	2	2
54	3	1

A amostra é montada colocando-se um par de LVDTs em geratrizes opostas do CP como ilustrado na Figura 5.25 e, a partir da média dos deslocamentos desses dois sensores, são calculadas as deformações axiais. O valor de módulo dinâmico para uma dada frequência é calculado utilizando a eq. 5.13.

$$|E^*(\omega)| = \frac{|\sigma^*|}{|\epsilon^*|} \quad (5.13)$$

Onde,

$|E^*(\omega)|$ é o valor de módulo dinâmico para a frequência ω em MPa;

$|\sigma^*|$ é a magnitude de tensão em MPa;

$|\epsilon^*|$ é amplitude de deformação axial média.

Figura 5.25 – Esquema geral do ensaio de módulo dinâmico

5.1.4 Etapa 4: Avaliação da eficiência do método Bailey de composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente

Na Etapa 4, foi avaliada a eficiência do método Bailey quanto à resistência à deformação permanente em função do tipo de agregado utilizado e, principalmente, da forma das partículas. Nessa fase, utilizou-se um ligante de menor consistência (CAP 50/70) e os resultados dos ensaios de ATR de misturas elaboradas com o

agregado granítico foram comparados com os resultados de misturas tendo como agregado o seixo rolado e o seixo rolado britado. O seixo rolado foi submetido a um processo de britagem com o objetivo de alterar seus parâmetros de forma e, a influência desses parâmetros no comportamento quanto à deformação permanente foi analisada através de ensaios de ATR.

Os ensaios de afundamento foram feitos mantendo-se o mesmo tipo e teor de ligante (6%), a mesma distribuição granulométrica e a mesma origem do agregado das frações menores que 2 mm (agregado granítico). Nessa etapa, foram ensaiados um par de placas fabricadas com agregado granítico, um segundo par de placas onde a parcela da distribuição granulométrica maior que 2 mm foi substituída por frações de seixo rolado e, por fim, mais um par de placas em que as frações maiores que 2 mm do agregado granítico foram substituídas por frações de seixo britado.

O procedimento de britagem foi definido após a execução de testes prévios nos britadores do Laboratório de Tratamento de Minérios da Escola Politécnica da USP. Depois de cada teste, foi feita a inspeção visual das partículas de seixo com o propósito de se avaliar alterações no número de faces fraturadas. Assim, para partículas menores que 4,75 mm utilizou-se o britador de rolos, fazendo-se duas passagens do material pelo equipamento. Para partículas maiores, optou-se pelo britador de mandíbulas, também com duas passagens do material por esse equipamento. A Figuras 5.26 e 5.27 mostram os equipamentos utilizados para a execução do processo de britagem do seixo rolado.

(a)

(b)

Figura 5.26 – Britador de rolos: a) Visão geral do equipamento e; b) Detalhe dos rolos

(a) (b)
Figura 5.27 – Britador de mandíbula: a) Visão geral do equipamento e; b) Detalhe dos rolos

A avaliação dos parâmetros de forma do seixo antes e após a britagem foi feita através de análise digital de imagens em equipamento (AIMS) da Universidade Federal do Ceará. A avaliação concentrou-se na nas frações maiores que 2 mm uma vez que a base fina das misturas não foi alterada. A Figura 5.28 mostra o fluxograma dos ensaios que compõem a Etapa 4 do trabalho.

Os testes estatísticos utilizados para as análises dos resultados dos ensaios utilizados nas quatro Etapas do método experimental estão apresentados no Apêndice A.

Figura 5.28 – Esquema resumido do fluxograma da Etapa 4

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Efeito do Método de Dosagem e das Condições de Compactação sobre o Volume de Vazios e o Teor de Projeto

A fase de dosagem das misturas asfálticas consistiu na moldagem de corpos de prova pelo método de compactação Marshall (DNER ME 043/94) e por compactação giratória do método Superpave (ASPHALT INSTITUTE, 2001). O princípio utilizado nas dosagens foi manter 4% de vazios atendendo concomitantemente os requisitos quanto VFA e VMA do Asphalt Institute (2001).

Num primeiro momento, avaliou-se o efeito do tipo de CAP, do diâmetro do molde Superpave (100 e 150 mm) e do tipo de compactação na volumetria e no teor de projeto de cada sistemática. No caso da sistemática Superpave, a altura das amostras compactadas foi mantida constante e igual a 115 mm para os dois tamanhos de molde.

O Apêndice B apresenta as planilhas com os dados e os gráficos das dosagens. A Tabela 6.1 mostra os valores dos parâmetros volumétricos e dos teores de projeto obtidos para cada tipo de ligante em função do tipo de compactação utilizado. Nas dosagens Marshall e Superpave (100 mm) com CAP 50/70, foi necessário adotar 4,2% de volume e vazios para atender aos critérios de VFA e VMA do Asphalt Institute (2001).

Tabela 6.1 – Teores de projeto e parâmetros volumétricos para os ligantes estudados em função do tipo de compactação utilizado

Tipo de Ligante	Método de Compactação	Parâmetro			
		Teor de Projeto (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
Modificado por SBS	Marshall	5,8	4,0	16,9	75
	Superpave 100 mm	5,8	4,0	16,6	75
	Superpave 150 mm	5,2	4,0	15,6	74
CAP 50/70	Marshall	5,5	4,2	17,0	74
	Superpave 100 mm	5,5	4,2	16,9	75
	Superpave 150 mm	5,1	4,0	15,8	74

Verifica-se pela análise da Tabela 6.1 que, para um mesmo tipo de ligante, os métodos Marshall e Superpave de 100 mm conduziram aos mesmos teores de projeto e aos mesmos valores de volume de vazios, indicando similaridade entre as

amostras produzidas pelos dois métodos quanto à volumetria. Contudo, existe efeito significativo do tamanho do molde. O maior tamanho de cilindro (150 mm) levou a teores de projeto menores para o mesmo valor de volume de vazios, ou similares.

Observa-se também que, independentemente do tipo de compactação, misturas com CAP de menor viscosidade (não modificado) resultaram em teores de projeto menores em relação àqueles obtidos para as misturas com CAP modificado. Essa constatação é corroborada pelos resultados do estudo de Soares *et al.* (1999) em que CAPs de menor consistência demandaram menor quantidade de ligante para atender aos requisitos volumétricos da dosagem Marshall.

Essa tendência poderia ser creditada ao fato de que a mistura se tornou mais trabalhável com uso do CAP 50/70 exigindo, assim, um menor consumo de ligante. Essa asserção foi motivadora da análise quanto à habilidade de compactação das misturas e a influência no seu comportamento mecânico que serão discutidos ao longo desse Capítulo.

Percebe-se ainda pela Tabela 6.1 que o efeito do tipo de ligante foi mais evidente para os métodos de compactação Marshall e Superpave com 100 mm, ou seja, esses métodos se mostraram mais sensíveis ao tipo de ligante corroborando os resultados de Nascimento (2008).

Apesar da evidente influência do método de compactação no teor de projeto, essa analogia direta entre os teores de sistemáticas diferentes não é a forma mais adequada de comparação, pois o que define o teor de projeto em cada uma dessas sistemáticas é a energia de compactação aplicada. Para um determinado teor obtido através do método de dosagem Marshall haverá uma energia equivalente no método Superpave onde o mesmo teor será encontrado.

Desse modo, determinou-se o número de giros equivalente que resultaria no volume de vazios de projeto do método Marshall, segundo o procedimento descrito em Nascimento (2008) e detalhado no Apêndice C. Os resultados referentes à determinação do número de giros equivalente são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Número de giros equivalente (NGeq) do CGS para se obter o mesmo teor de projeto Marshall

Ligante	Diâmetro do Molde (mm)	Va (%) - Marshall	NG _{eq}
SBS	100	4,0	83
	150	4,0	50
CAP 50/70	100	4,2	83
	150	4,2	66

Nota-se pela análise da Tabela 6.2 que, na condição de projeto padrão de misturas asfálticas do Superpave (moldes de 150 mm de diâmetro), o número de giros equivalente ao teor de projeto Marshall variou de 50 a 66 giros, faixa similar à obtida por Prowell e Brown (2007), por Nascimento (2008) para misturas com TMN de 12,5 mm e aos resultados de Watson *et al.* (2008).

Apesar dos parâmetros volumétricos do método Superpave de 100 mm terem se equiparados ao de corpos de prova Marshall, verifica-se que a aplicação de 100 giros ainda é relativamente alta, sendo que, independentemente do tipo de ligante, o número de giros equivalente foi igual a 83. Nesse contexto, através do exemplo mostrado na Tabela 6.3, é importante mencionar que o volume de vazios entre 80 e 100 giros dos corpos de prova com 100 mm de diâmetro do método Superpave foram semelhantes, indicando um possível limite de densificação, para tal condição.

Assim, torna-se importante o conceito de “*locking point*” (LP). Considerou-se o método LP3-2-2 para a definição desse parâmetro. O LP é definido como a primeira ocorrência de três giros consecutivos em que a altura da amostra permaneceu constante e precedida de duas ocorrências em que a altura se manteve inalterada para dois giros consecutivos. As Tabelas 6.4 e 6.5 apresentam os números de giros correspondentes ao “*locking point*” das misturas com CAP modificado e com CAP 50/70, respectivamente.

Analisando-se concomitantemente as Tabelas 6.2 a 6.5 verifica-se que o “*locking point*” dos corpos de prova com tamanho de 150 mm de diâmetro são maiores que os respectivos números de giros equivalente (NGeq da Tabela 6.2), independente do tipo de ligante. Situação semelhante é notada quando se analisam os resultados para os corpos de prova de 100 mm, contudo, nesse caso, a diferença é menor.

Assim, pode-se vislumbrar que haveria espaço para melhora do intertravamento da estrutura pétreia entre o número de giros equivalente e o “*locking point*” das misturas que fossem moldadas com cilindros de 150 mm. Contudo, os “*locking points*” para os corpos de prova com 150 mm de diâmetro foram menores do que aqueles das misturas moldadas com 100 mm, trazendo uma maior possibilidade de degradação das partículas de agregado para a compactação no CGS com moldes de maior tamanho, quando da aplicação de 100 giros.

Tabela 6.3 – Densificação média da mistura asfáltica com 4% de CAP modificado e moldada em cilindros de 100 mm de diâmetro no CGS

Nº Giros	H (mm)	% Gmm	Nº Giros	H (mm)	% Gmm	Nº Giros	H (mm)	% Gmm
0	153,2	-	33	125,6	87,4%	66	122,0	90,0%
1	148,3	74,1%	34	125,5	87,5%	67	122,0	90,0%
2	144,9	75,8%	35	125,3	87,7%	68	121,9	90,1%
3	142,3	77,2%	36	125,1	87,8%	69	121,8	90,2%
4	140,2	78,3%	37	125,0	87,9%	70	121,8	90,2%
5	138,6	79,2%	38	124,8	88,0%	71	121,7	90,2%
6	137,3	80,0%	39	124,7	88,1%	72	121,7	90,3%
7	136,1	80,7%	40	124,6	88,2%	73	121,6	90,3%
8	135,1	81,3%	41	124,4	88,3%	74	121,5	90,4%
9	134,2	81,9%	42	124,3	88,3%	75	121,5	90,4%
10	133,5	82,3%	43	124,2	88,5%	76	121,4	90,5%
11	132,8	82,7%	44	124,1	88,5%	77	121,4	90,5%
12	132,2	83,1%	45	123,9	88,6%	78	121,3	90,5%
13	131,6	83,5%	46	123,8	88,7%	79	121,3	90,6%
14	131,1	83,8%	47	123,7	88,8%	80	121,2	90,6%
15	130,6	84,1%	48	123,6	88,8%	81	121,1	90,7%
16	130,2	84,4%	49	123,5	88,9%	82	121,1	90,7%
17	129,8	84,6%	50	123,4	89,0%	83	121,0	90,8%
18	129,4	84,9%	51	123,3	89,1%	84	121,0	90,8%
19	129,0	85,2%	52	123,2	89,1%	85	120,9	90,8%
20	128,7	85,4%	53	123,1	89,2%	86	120,9	90,9%
21	128,4	85,6%	54	123,0	89,3%	87	120,9	90,9%
22	128,1	85,8%	55	122,9	89,4%	88	120,8	90,9%
23	127,8	86,0%	56	122,8	89,4%	89	120,8	90,9%
24	127,5	86,2%	57	122,7	89,5%	90	120,7	91,0%
25	127,3	86,3%	58	122,7	89,5%	91	120,7	91,0%
26	127,0	86,5%	59	122,6	89,6%	92	120,6	91,1%
27	126,8	86,6%	60	122,5	89,6%	93	120,6	91,1%
28	126,6	86,8%	61	122,4	89,7%	94	120,5	91,1%
29	126,4	86,9%	62	122,3	89,8%	95	120,5	91,2%
30	126,2	87,1%	63	122,3	89,8%	96	120,5	91,2%
31	126,0	87,2%	64	122,2	89,9%	97	120,4	91,2%
32	125,8	87,3%	65	122,1	89,9%	98	120,4	91,2%
						99	120,3	91,3%
						100	120,3	91,3%

Tabela 6.4 – Números de giros referentes ao “locking point” (LP) das misturas com CAP modificado por SBS moldadas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro

por SBS incluídas no SBS com incluídas de 100 a 100 mm de diâmetro									
Diâmetro do Corpo de Prova	Número de Giros	Teor de CAP (%) – SBS						LP estimado para o teor de projeto	% Gmm estimado para o teor de projeto
		4		5		6			
		LP	% Gmm	LP	% Gmm	LP	% Gmm		
150	100	85	91,6	86	95,0	73	97,8	83	95,6
100	100	85	90,8	86	92,7	88	96,1	88	95,4

Tabela 6.5 – Números de giros referentes ao “locking point” (LP) das misturas com CAP 50/70 moldadas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro

Incluídas no GCM com inclinação de 100 e 100 mm de diâmetro									
Diâmetro do Corpo de Prova	Número de Giros	Teor de CAP (%) – CAP 50/70						LP estimado para o teor de projeto	% Gmm estimado para o teor de projeto
		4		5		6			
		LP	% Gmm	LP	% Gmm	LP	% Gmm		
150	100	89	92,3	91	95,6	88	97,7	91	95,8
100	100	95*	92.1*	95	93.9	94	96.8	95	95.4

* Valor para 4,5% de CAP 50/70

Ainda através da análise das Tabelas 6.4 e 6.5, observa-se que os “locking points” das misturas com CAP 50/70 foram maiores do que aqueles apresentados para as misturas com CAP modificado, porém atingindo-se valores semelhantes de densificação (%Gmm), ou seja, necessitaria-se de uma menor quantidade de giros para as misturas com CAP modificado para se atingir o mesmo grau de densificação das misturas com CAP 50/70.

6.1.1 Efeito do Tamanho do Corpo de Prova e do Tipo de Compactação no Volume de Vazios

A premissa dos procedimentos de compactação utilizados nos métodos de dosagem de misturas asfálticas é que os corpos de prova resultantes sejam representativos da compactação última encontrada em campo. Essa compactação última em pista é definida por Peterson *et al.* (2003) como aquela verificada após a compactação construtiva da camada asfáltica e submetida à densificação pelo tráfego e que normalmente é percebida após dois anos de operação.

Nesse sentido, é fato que procedimentos diferentes de compactação podem produzir amostras com características volumétricas também diferentes para um mesmo teor de asfalto, mantidas as demais condições. Segundo Hunter, McGreavy e Airey (2009), a compactação por rolagem é a que melhor simula uma compactação de

campo e que produz corpos de prova de comportamento mecânico semelhante aos extraídos de pista.

A Figura 6.1 apresenta os valores de volume de vazios obtidos a partir dos corpos de prova oriundos dos processos de dosagem Marshall e Superpave em função do teor de asfalto para as misturas com ligante modificado. Para efeito de comparação frente a uma condição de compactação mais parecida com a de campo, a Figura 6.1 também mostra os valores de volume de vazios das placas moldadas por rolagem pneumática antes e após os 30.000 ciclos do ensaio de afundamento em trilha de roda pelo equipamento simulador do tipo LCPC.

Figura 6.1 – Volume de vazios de corpos de prova provenientes dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave e das placas moldadas por rolagem pneumática antes e depois do ensaio de afundamento em trilha de roda – ligante modificado por SBS

Através da Figura 6.1 verifica-se que aumentos no teor de ligante proporcionam reduções significativas no volume de vazios dos corpos de prova, sendo as taxas de redução semelhantes. Percebe-se que o tamanho da amostra exerce efeito considerável sobre o volume de vazios do método Superpave. Os valores médios desse parâmetro para os corpos de prova de 150 mm de diâmetro foram consideravelmente menores em relação aos valores apresentados pelos corpos de prova Marshall e Superpave de 100 mm. Em contrapartida, os valores médios de volume de vazios dos corpos de prova Marshall e dos corpos de prova do Superpave

de 100 mm são semelhantes, mantidas as mesmas condições de temperatura de compactação e de distribuição granulométrica.

O aumento no tamanho dos corpos de prova Superpave, de 100 para 150mm, levou a uma redução importante no teor de projeto, conforme visto na Tabela 6.1. Nota-se pela Figura 6.1, que numa situação de compactação similar a de campo (mesa compactadora LCPC), o volume de vazios resultante é maior do que aquele obtido em diferentes métodos de dosagem. Para um teor de 5,8% definido pelo Marshall (4% de vazios no projeto), na placa resultaria em cerca de 6% de vazios, o que corresponde à, aproximadamente, 98% de grau de compactação (GC), caso esta situação tivesse sido obtida em campo. Para a mistura projetada com uso de moldes de 150 mm no CGS, o teor de projeto correspondente resultaria em 8% de vazios na compactação por rolagem, ou seja, 96% de GC.

Percebe-se ainda que após a realização do ensaio de afundamento em trilha de roda, ocorre redução adicional no volume de vazios das placas. Para os diferentes teores de projeto determinados pelos métodos Marshall (5,8%), Superpave de 100 mm (5,8%) e Superpave de 150 mm (5,2%), tem-se percentual de vazios, após ensaio de deformação permanente, de 5,4% para os dois primeiros e de 7,1% para o último. Dessa forma, após 30.000 ciclos de solicitações de carga de roda, a mistura dosada pelo método Superpave com molde de 150 mm ficou quase 1,8 vez acima do alvo de projeto de 4% de vazios, indicando a maior dificuldade de se atingir o Va de projeto ao longo da vida do pavimento.

Na avaliação quanto ao efeito do tamanho do molde e do tipo de compactação para misturas com ligante convencional, o comportamento verificado foi similar ao de misturas com ligante modificado, como pode ser observado pela análise da Figura 6.2, que mostra a variação nos valores de volume de vazios em função do tipo e da quantidade de CAP.

Figura 6.2 – Volume de vazios de corpos de prova provenientes dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave e das placas moldadas por rolagem pneumática antes do ensaio de afundamento em trilha de roda – CAP 50/70 em comparação com CAP modificado

Através da Figura 6.2 nota-se que, para um mesmo teor de ligante, obtém-se, geralmente, maior quantidade de vazios para misturas compactadas com ligante modificado. Esse efeito pode ser justificado pelo fato de as misturas com CAP modificado imporem maior resistência à densificação. A Tabela 6.6 apresenta os resultados dos parâmetros estatísticos para avaliação dos modelos lineares apresentados na Figura 6.2.

Tabela 6.6 – Resultados dos parâmetros estatísticos para avaliação dos modelos lineares do volume de vazios em função dos teores de ligante

Parâmetro Estatístico	Método de Dosagem					
	Marshall		Superpave 100mm		Superpave 150mm	
	SBS	50/70	SBS	50/70	SBS	50/70
$R^2 =$	0,94	0,96	0,94	0,94	0,98	0,96
Intercepto (B0) =	21,88	19,31	19,79	21,39	21,27	17,67
Menor Valor para (B0) =	19,61	18,10	17,11	19,83	20,15	16,54
Maior Valor para (B0) =	24,14	20,51	22,46	22,95	22,38	18,81
Coef. Angular (B1) =	-3,1	-2,7	-2,7	-3,1	-3,3	-2,6
Menor Valor para (B1) =	-3,5	-3,0	-3,2	-3,4	-3,5	-2,9
Maior Valor para (B1) =	-2,6	-2,5	-2,2	-2,8	-3,1	-2,4
$P\text{-Value} =$	0,07	0,48	0,29	0,43	0,10	0,03
$F_0 =$	3,29	0,85	1,68	0,96	2,37	3,78
$F_{\text{crítico}} =$	3,71	3,10	5,41	3,10	3,10	3,10
Modelo Linear é Adequado?	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	NÃO

Nota-se na Tabela 6.6 que os modelos lineares são adequados em todos os casos, com exceção da mistura com CAP 50/70 compactada no molde Superpave de 150 mm. Para essa condição o *p-value* e F_0 ficaram ligeiramente fora dos limites estatísticos, indicando que o modelo linear não é o mais adequado.

De maneira geral, percebe-se através da análise dos coeficientes angulares e dos seus respectivos intervalos de confiança, que os modelos lineares não são significativamente afetados pela alteração do tipo de ligante para um mesmo método de compactação. Essa análise ficou prejudicada para o método de dosagem com moldes de 150 mm devido a falta de ajuste identificada para o CAP 50/70. Além disso, a análise dos coeficientes angulares e dos respectivos intervalos de confiança indicam sobreposição entre os modelos para métodos de compactação diferentes e um mesmo ligante. Assim, confirmam-se as tendências verificadas na Figura 6.2.

Com relação ao método francês, a concepção do procedimento de dosagem a nível volumétrico é bem distinta dos métodos Marshall e Superpave. O método francês não define um volume de vazios específico para a seleção do teor ótimo de ligante, apenas sugere uma faixa de valores que a mistura deve atender em um determinado número de giros. Para a distribuição granulométrica com TMN de 12,5 mm, os limites são entre 4% e 9% após 80 giros, uma vez que essa distribuição atende aos requisitos granulométricos de um BBSG 0/14 (*Béton Bitumineux Semi-Grenu*). A Figura 6.3 mostra os valores dos volumes de vazios em função do número de giros obtidos a partir da compactação na PCG para as misturas com CAP modificado e convencional, além do volume de vazios das placas moldadas por rolagem.

Observa-se na Figura 6.3 que apenas as misturas com 6% de CAP atenderam aos limites especificados para o volume de vazios do método francês. Esse recomenda um teor mínimo de ligante em função do tipo de mistura e para o caso em estudo o limite inferior é de 5% o que já eliminaria a possibilidade de utilização do teor de 4%.

Contudo, as formas das curvas apresentadas na Figura 6.3 mostram que elas são similares entre si e que, para um mesmo número de giros, a variação relativa no volume de vazios é semelhante entre os teores de CAP estudados. Por exemplo, para 80 giros a relação entre o volume de vazios dos teores de CAP modificado de 4% e 5% é igual a 1,29 e para os teores de 5 e 6% de CAP essa relação é de 1,31. Considerando-se essa proporcionalidade, ter-se-ia um volume de vazios de 9% para

o teor de 5,5% de CAP modificado. Assim, é provável que, para a distribuição granulométrica utilizada, a faixa de teores de ligante que apresentam potencial para utilização como revestimentos asfálticos do tipo BBSG do método francês varia entre 5,5 e 7,5%. Apenas os teores de projeto de CAP modificado dos métodos Marshall e Superpave de 100 mm satisfazem essa limitação.

Figura 6.3 – Valores de volume de vazios em função do número de giros na PCG para misturas com CAP 50/70 e modificado por SBS

Fazendo-se a mesma análise para o CAP convencional, ter-se-ia que o teor de 5,3% de CAP 50/70 seria o menor a atender ao limite superior do volume de vazios do método. Nesse cenário, os teores de projeto das misturas com CAP convencional determinados pelo método Marshall e pelo método Superpave com molde de 100 mm de diâmetro apresentariam potencial para estudo como camadas de revestimentos pelo método francês. Ainda na Figura 6.3, observa-se que o volume de vazios obtidos ao final de 200 giros é similar àqueles obtidos nas placas moldadas por rolagem pneumática para um mesmo teor de CAP.

Segundo o LCPC (2007), em pesquisas anteriores, o volume de vazios de amostras da PCG a 100 giros, mostraram-se semelhantes ao volume de vazios de campo para

uma mistura BBSG 0/14 utilizada como camada de revestimento de 10 cm de espessura. O texto do manual não faz referência à varredura de teores como foi abordado nesta tese, porém acredita-se que tais conclusões sejam para o teor de projeto por se tratar de pavimento executado. Tendo em vista essa afirmativa, a Tabela 6.7 mostra uma comparação entre os valores de volume de vazios de CPs obtidos pelas diferentes sistemáticas de compactação. Nessa Tabela, são apresentados os valores da razão entre o volume de vazios de placas compactadas por rolagem (tomadas como referência) e aqueles de amostras provenientes dos outros métodos de compactação.

Tabela 6.7 – Volume de vazios em função do teor de ligante e do número de giros, ou do número de golpes, de cada método de compactação – Variação razão do volume de vazios tendo como referência as placas antes do ensaio de afundamento em trilha de roda

Tipo de Ligante	Teor de CAP (%)	Volume de Vazios (%)							
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
CAP (SBS)	4	12,1	9,1	9,4	8,7	8,6	8,0	13,0	12,5
	5	8,2	6,3	7,5	6,8	5,2	4,6	10,1	9,6
	6	5,7	3,4	4,2	3,5	2,0	1,6	7,7	7,2
	Variação da razão do Volume de Vazios								
	Teor de CAP (%)	Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
	4	1,00	1,33	1,29	1,39	1,41	1,51	0,93	0,97
	5	1,00	1,30	1,09	1,21	1,58	1,78	0,81	0,85
	6	1,00	1,68	1,36	1,63	2,85	3,56	0,74	0,79
	Média		1,44	1,25	1,41	1,94	2,29	0,83	0,87
Tipo de Ligante	Teor de CAP (%)	Volume de Vazios (%)							
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
CAP 50/70	4	10,0	8,6	8,4*	7,7*	8,1	7,4	11,5	11,0
	5	7,8	5,6	6,7	6,0	4,9	4,1	9,9	9,4
	6	5,8	3,2	3,8	3,0	2,6	1,9	9,0	8,5
	Variação Razão do Volume de Vazios								
	Teor de CAP (%)	Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
	4	1,00	1,16	1,19	1,30	1,23	1,35	0,87	0,91
	5	1,00	1,39	1,16	1,31	1,58	1,90	0,79	0,83
	6	1,00	1,81	1,52	1,93	2,23	2,99	0,64	0,68
	Média		1,46	1,29	1,51	1,68	2,08	0,77	0,81

* Valores de volume de vazios para 4,5% de CAP 50/70.

Analisando a Tabela 6.7 verifica-se que nenhum dos métodos de compactação em amostras cilíndricas (para o número de golpes ou giros de projeto) produziu amostras com volume de vazios iguais àqueles verificados nas placas.

Observa-se ainda que, independentemente do tipo de ligante, a compactação no giratório Superpave com molde de 100 mm produziu corpos de prova com percentual de volume de vazios mais semelhante ao do método Marshall, porém muito diferente daqueles apresentados quando se utilizou o molde de 150 mm.

Na maior parte das vezes, os corpos de prova da PCG apresentaram volume de vazios mais próximos aos obtidos através da compactação na mesa compactadora. A aplicação de 80 giros no CGS, com moldes de 100 mm, produziu CPs com valores de volume de vazios mais parecidos com os obtidos com a compactação por rolagem que aqueles dos métodos Marshall e Superpave com molde de 150 mm.

A Tabela 6.8 mostra a mesma comparação feita na Tabela 6.7, porém são apresentados os valores da relação entre o volume de vazios de placas compactadas por rolagem pneumática (tomadas como referência) após o ensaio de afundamento em trilha de roda no simulador francês e aqueles de amostras provenientes dos outros métodos de compactação.

Através da análise conjunta das Tabelas 6.7 e 6.8, observa-se que após o ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR) ocorreram reduções consideráveis dos volumes de vazios para todos os teores. Nessa condição, os corpos de prova Superpave de 100 mm foram os que apresentaram melhor reprodutibilidade do volume de vazios em relação às placas submetidas ao ensaio de afundamento em trilha de roda, seguido dos corpos de prova provenientes da compactação Marshall.

Nesse cenário, os corpos de prova da PCG não apresentaram os mesmos valores de volume de vazios que aqueles das placas compactadas na mesa compactadora e submetidas ao ensaio de ATR. Isso se explica pelo fato de que a filosofia do método francês é diferente da americana na avaliação dos vazios. No método francês, a reprodutibilidade dos vazios da PCG em relação ao campo é baseada nos volumes de vazios do pavimento acabado, sendo a avaliação dessa volumetria apenas uma etapa eliminatória do método de dosagem. Já na sistemática americana, procura-se reproduzir a volumetria das amostras de campo após dois anos de solicitações do

tráfego. Para essa filosofia, fica evidente que o uso do CGS com tamanho de molde de 100 mm e menor número de giros seria o que proporcionaria um comportamento volumétrico mais próximo ao obtido nas placas moldadas por rolagem pneumática.

Contudo, geralmente, os ensaios mecânicos convencionalmente utilizados no Brasil são realizados em amostras com tamanho característico de corpos de prova Marshall. Por esse motivo, as amostras provenientes da sistemática Superpave devem ter suas dimensões (diâmetro e altura) reduzidas e esse processo pode resultar em alteração do volume de vazios. O efeito desse processo sobre o volume de vazios dos núcleos resultantes será apresentado e discutido no item 6.1.3.

Tabela 6.8 – Volume de vazios em função do teor de ligante e do número de giros ou do número de golpes de cada método de compactação – Variação da razão do volume de vazios tendo como referência as placas após ensaio de afundamento em trilha de roda

Tipo de Ligante	Teor de CAP (%)	Volume de Vazios (%)							
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
CAP (SBS)	4	8,8	9,1	9,4	8,7	8,6	8,0	13,0	12,5
	5	6,9	6,3	7,5	6,8	5,2	4,6	10,1	9,6
	6	4,1	3,4	4,2	3,5	2,0	1,6	7,7	7,2
	Variação da razão do Volume de Vazios								
	Teor de CAP (%)	Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
	4	1,0	0,97	0,94	1,01	1,02	1,10	0,68	0,70
	5	1,0	1,10	0,92	1,01	1,33	1,50	0,68	0,72
	6	1,0	1,21	0,98	1,17	2,05	2,56	0,53	0,57
	Média		1,09	0,94	1,07	1,47	1,72	0,63	0,66
Tipo de Ligante	Teor de CAP (%)	Volume de Vazios (%)							
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
CAP 50/70	4	8,8	8,6	8,4*	7,7*	8,1	7,4	11,5	11,0
	5	6,9	5,6	6,7	6,0	4,9	4,1	9,9	9,4
	6	4,0	3,2	3,8	3,0	2,6	1,9	9,0	8,5
	Variação razão do Volume de Vazios								
	Teor de CAP (%)	Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG	
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros
	4	1,00	1,02	1,05	1,14	1,09	1,19	0,77	0,80
	5	1,00	1,23	1,03	1,16	1,40	1,68	0,70	0,73
	6	1,00	1,25	1,05	1,33	1,54	2,06	0,44	0,47
	Média		1,17	1,04	1,21	1,34	1,64	0,64	0,67

* Valores de volume de vazios para 4,5% de CAP 50/70.

6.1.2 Comparativo das Curvas de Densificação da Compactação Giratória

As diferenças entre os teores de projetos determinados por diferentes métodos de compactação são decorrentes das diferenças entre os vazios resultantes ao final da moldagem das amostras. Assim, de modo a avaliar os efeitos do tipo de compactação giratória (CGS e PCG) com relação à compactação por rolagem, e também do tamanho do molde no caso do Superpave, as Figuras 6.4 e 6.5 mostram as curvas de densificação para as misturas com CAP modificado por SBS e com CAP 50/70, respectivamente. Ainda são apresentados os valores de volumes de vazios obtidos nas placas compactadas por rolagem. Para melhor visualização o Apêndice D mostra as curvas de densificação separadas em Figuras em função do teor de ligante.

Figura 6.4 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com CAP modificado

Figura 6.5 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com CAP convencional

Pela análise das Figuras 6.4 e 6.5 nota-se que para um mesmo teor de ligante, independente do tipo, a compactação no CGS proporciona uma densificação mais rápida que na PCG. Esse fenômeno resulta em volume de vazios menor para amostras compactadas no CGS. Tal comportamento pode ser explicado pela maior energia de compactação decorrente dos compactadores Superpave devido, principalmente, a variação no ângulo de giro e na altura da amostra. No método francês, além da especificação quanto ao diâmetro, também faz-se limitação quanto à altura mínima da amostra compactada (150 mm). A ASTM D 6925-09 fixa a altura das amostras obtidas ao fim da compactação giratória Superpave em 115 mm. Então, a altura final das amostras compactadas no CGS é cerca de 35 mm menor que aquela da PCG. Tem-se, assim, para uma mesma pressão aplicada, menor energia por unidade de volume no caso da PCG.

Quanto ao efeito do tamanho do molde do CGS percebe-se que, independentemente do tipo de ligante, a densificação das misturas moldadas no molde maior apresentam maior facilidade de compactação em relação ao molde menor. Tal comportamento pode ser resultado do menor efeito de borda existente na interface da parede do molde de 150 mm com a mistura. Esse fato explica o motivo

pelo qual se obtém menor teor de projeto para a dosagem no CGS com moldes maiores e a ocorrência do “locking point” de maneira mais precoce.

6.1.3 Efeito do Processo de Serragem e/ou Broqueamento das Amostras do CGS sobre o Volume de Vazios em Relação às Placas Moldadas por Rolagem

Normalmente, os ensaios para a obtenção das propriedades mecânicas das misturas asfálticas brasileiras, com vistas à utilização em revestimentos, exigem amostras de dimensões semelhantes às obtidas na compactação Marshall. Os CPs provenientes do CGS de 150 mm de diâmetro devem ser broqueados de modo a se reduzir o diâmetro para 100 mm. Após o broqueamento, o núcleo resultante deve, ainda, ter seu topo e sua base serrados. Com relação aos corpos de prova moldados com 100 mm de diâmetro no CGS, há necessidade apenas de serragem do topo e da base. O efeito da redução de dimensões, e possível diferencial de compactação, sobre o volume de vazios das amostras pode ser avaliado através das Figuras 6.6 e 6.7. As Figuras apresentam os valores médios de volume de vazios dos corpos de prova antes e após a redução de tamanho em função dos teores de ligante para o CAP modificado e para o CAP convencional, respectivamente.

Figura 6.6 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para as amostras provenientes dos métodos de dosagem Marshall e Superpave antes e depois dos processos de serragem e/ ou broqueamento (CAP modificado)

Figura 6.7 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para as amostras provenientes dos métodos de dosagem Marshall e Superpave antes de depois dos processos de serragem e/ ou broqueamento (CAP 50/70)

Analisando-se as Figuras 6.6. e 6.7 percebe-se que a tendência dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para as amostras submetidas aos processos de broqueamento e serragem (Superpave de 150 mm), ou apenas de serragem (Superpave de 100 mm), foi semelhante àquele apresentado pelas amostras inteiras. Contudo, evidencia-se o efeito significativo do processo de broqueamento e serragem dos CPs de 150 mm do CGS sobre a variação do volume de vazios, resultando em reduções importantes nos valores desse parâmetro.

Para os corpos de prova de 100 mm do CGS, o processo de serragem não exerceu influência significativa. Assim, pode-se creditar a redução dos volumes de vazios dos corpos de prova Superpave de 150 mm ao processo de broqueamento, indicando provável concentração de vazios nas laterais (bordos) dos corpos de prova. O efeito de borda pode ser um dos fatores para ocorrência desse fenômeno. Esses resultados corroboram a avaliação realizada por Nascimento *et al.* (2006) através de tomografia computadorizada.

Nesse contexto, evidencia-se que a condição final dos CPs do CGS de 100 mm serrados, ainda representa uma aproximação da condição de compactação mais próxima da de placas compactadas por rolagem, quando o comparativo é feito com as placas após solicitações do tráfego. Contudo, os núcleos broqueados e serrados

a partir de amostras de 150 mm resultam em reduzido volume de vazios, que não são representativas da condição normalmente encontrada em pista.

A partir da constatação de diferenças no grau de densificação entre o núcleo e a borda das amostras maiores do CGS optou-se por realizar-se a extração de ligante e a análise granulométrica de diferentes regiões de amostras de 100 e 150 mm de diâmetro. Para isso, foram moldados novos corpos de prova com número de giros diferentes para um mesmo teor de ligante. Um conjunto de amostras de 150 mm teve a borda (2,5 cm a partir da extremidade) desmontada manualmente e para outro conjunto o desmonte manual ocorreu na base e no topo do CP. Para as amostras de 100 mm o desmonte foi feito apenas na base e no topo. A Figura 6.8 apresenta o esquema de desmonte das amostras e um exemplo desse procedimento para um corpo de prova de 150 mm. A Tabela 6.9 mostra o resultado de cada uma das amostras quanto ao teor de ligante em diferentes regiões dos CPs.

Figura 6.8 – Desmonte manual dos CPs do CGS: (a) Esquema de desmonte dos bordos dos CPs de 150 mm (núcleo e borda); (b) Esquema de desmonte da base e do topo das amostras de 150 mm (topo, centro e base); (c) Marcação da área de desmonte e; (d) Detalhe do processo de desmonte

Tabela 6.9 – Teor de ligante em diferentes regiões de amostras Superpave

Tamanho do CPs	Região do CP	Número de Giros		
		75	100	150
100	Topo	5,3	5,4	5,3
	Centro	5,3	5,3	5,4
	Base	5,5	5,6	5,5
150	Núcleo	5,5	5,7	5,7
	Borda	5,4	5,2	5,1
	Topo	5,2	5,2	5,2
	Centro	5,6	5,7	5,5
	Base	5,5	5,6	5,4

Nota-se pela Tabela 6.9, que as diferentes regiões das amostras de 100 mm de diâmetro apresentaram valores absolutos similares. Comportamento similar foi verificado quando na análise das amostras de maior diâmetro. De modo geral, as regiões superiores (topos) apresentaram os menores teores de ligante. Analisando-se os resultados referentes aos teores de ligante nos bordos e nos núcleos das amostras de 150 mm, observa-se que as diferenças entre os teores dessas regiões é considerável, principalmente para número de giros maiores. Assim, pode-se dizer que a quantidade de ligante nas amostras menores é mais homogênea em relação às amostras de 150 mm. Para essas últimas ocorre concentração de ligante em seu núcleo. Quanto à análise da distribuição granulométrica das diferentes regiões das amostras de 100 e 150 mm de diâmetro, os resultados não mostraram qualquer tipo de alteração como pode ser verificado pelo exemplo da Figura 6.9.

Figura 6.9 – Resultado da análise granulométrica de diferentes regiões de uma amostra de 100 mm de diâmetro e 75 giros do Superpave

6.1.4 Efeito do Número de Giros e do Tamanho do Corpo de Prova sobre o Volume de Vazios em Relação às Placas Moldadas por Rolagem

Misturas asfálticas projetadas com número de giros elevado apresentam resistência à deformação permanente, mas tornam a compactação mais difícil e onerosa, além de poder prejudicar a durabilidade devido a menor demanda de ligante. Tendo em vista que o projeto de misturas asfálticas pelo método Superpave se baseia na avaliação volumétrica dos corpos de prova submetidos a um determinado número de giros de projeto, o efeito da variação desse número sobre o volume de vazios das amostras de laboratório se torna importante. As Figuras 6.10 e 6.11 mostram as variações dos valores médios de volume de vazios das amostras inteiras e serradas e/ ou broqueadas em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros com utilização de moldes de 100 e 150 mm de diâmetro, respectivamente. Ainda nessas Figuras são mostrados os valores de volume de vazios das placas antes e depois de submetidas ao ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR).

Figura 6.10 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros (CGS de 100 mm com CAP modificado)

Figura 6.11 – Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros (CGS de 150 mm com CAP modificado)

Através da Figura 6.10 percebe-se que o processo de serragem das amostras de 100 mm exerceu pouca influência sobre os volume de vazios resultantes, independente do número de giros. Porém, o broqueamento dos CPs de 150 mm (Figura 6.11) resultou em volume de vazios consideravelmente menor, indicando a maior concentração de vazios nos bordos para todos os números de giro estudados.

Observa-se das Figuras 6.10 e 6.11 que o aumento no número de giros resulta em redução do volume de vazios para um mesmo teor de ligante para os dois diâmetros de amostras. De maneira geral, o aumento no número de giros de 50 para 75 resultou em redução média aproximada de 1,5 vez, enquanto que de 75 para 100 giros a redução foi de 1,06 a 1,23. Esse comportamento indica a aproximação do limite de densificação das misturas, ou seja, a variação do volume de vazios para números de giros cada vez maiores torna-se menos sensível como discutido anteriormente a respeito do “locking point”.

Também é notável a diferença entre o volume de vazios das placas e aqueles obtidos para a condição de giros de projeto do Superpave com as amostras de 150 mm de diâmetro. Nessa situação, fica evidente que o volume de vazios mais representativo ao encontrado nas placas é para a condição de compactação com 50 giros. Esse fato é ainda mais notório para as amostras com 100 mm de diâmetro.

6.2 Avaliação Quanto à Deformação Permanente em Função do Tipo de Ligante

Tendo em vista que o propósito do projeto de misturas asfálticas é produzir revestimentos mais duráveis, torna-se evidente a necessidade da avaliação das misturas quanto à deformação permanente. As Figuras 6.12 e 6.13 apresentam os valores de volume de vazios obtidos nas placas em comparação: (i) com as curvas de volume de vazios em função do número de giros na PCG e (ii) com as curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos para diferentes teores de CAP modificado por SBS e de CAP 50/70, respectivamente.

Figura 6.12 – Curvas de volume de vazios (PCG) em função do número de giros e curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos (CAP modificado)

Figura 6.13 – Curvas de volume de vazios (PCG) em função do número de giros e curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos (CAP 50/70)

Verifica-se pela análise da Figura 6.12 que, mesmo não atendendo aos limites especificados pelo método francês quanto ao volume de vazios, as misturas com 4 e 5% de CAP modificado não se mostraram suscetíveis à deformação permanente. Situação análoga aconteceu para as misturas com CAP convencional (Figura 6.13). Contudo, o maior teor desse ligante resultou em percentual de afundamento em trilha de roda superior ao limite de 5%, porém abaixo do limite de 7%.

Uma comparação direta entre as misturas feitas com os dois ligantes é apresentada na Figura 6.14, que mostra a variação dos valores de deformação permanente em função do número de ciclos para os três teores de CAP 50/70 estudados em comparação com os resultados da mesma mistura com cinco teores de CAP modificado por SBS.

Figura 6.14 – Percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos com diferentes teores de CAP 50/70 e de CAP modificado por SBS

Nota-se pela Figura 6.14 que os modelos de deformação permanente apresentaram tendências bem definidas e se mostram pouco sensíveis à variação do teor do ligante modificado por SBS. Para misturas com esse tipo de ligante a variação máxima entre a maior e a menor deformação foi de 0,6% aos 30.000 ciclos. Para esse número de ciclos o percentual de afundamento máximo foi de 3,3%, abaixo do limite de 5% de afundamento.

Atribuiu-se que esse comportamento foi consequência da qualidade do ligante modificado somado à estrutura pétreia. Desse modo, a análise da mistura 12,5 mm com CAP convencional de maior penetração se fez necessária de modo a viabilizar a avaliação das contribuições dos constituintes da mistura no desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda.

Analisando-se o efeito da substituição do CAP modificado pelo CAP convencional, nota-se que teores maiores de ligante convencional levaram a aumentos relevantes de deformação permanente, principalmente para o teor acima de 5%. Para um mesmo teor de CAP os aumentos foram de 1,4 a 2 vezes no percentual de afundamento em trilha de roda em comparação com as misturas usinadas com ligante modificado.

Para os teores de 4 e 5% de CAP 50/70 as deformações ao final de 30.000 ciclos se mostraram dentro do limite de 5%. Já a mistura com 6%, apresentou valor de afundamento de 6,4%. Desse modo, evidenciou-se o efeito positivo do CAP modificado em termos de resistência à deformação permanente.

Outro aspecto importante é que, mesmo para a pior situação, representada pelo uso do CAP de consistência mais mole, num teor mais elevado (6% de CAP 50/70), a deformação resultante não se mostrou muito acima do limite de 5%. O resultado ficou dentro da faixa limite para tráfego severo do método francês, indicando contribuição relevante do travamento e do tipo de agregado quanto à resistência à deformação permanente.

6.3 Avaliação Quanto à Fadiga em Função do Tipo de Ligante

Diferentes métodos de dosagem, com diferentes métodos de compactação, produzem teores de asfalto de projeto distintos. Nesse sentido, teores de ligante mais baixos resultam em misturas asfálticas mais resistentes ao fenômeno de deformação permanente, porém, essa mesma mistura tornar-se mais suscetível à problemas de desagregação, dano por umidade e trincamento por fadiga. Nesse trabalho foram realizados dois tipos de ensaios de fadiga: (i) à compressão diametral que é comumente realizado no Brasil e, (ii) ensaio à flexão de vigotas em quatro pontos.

Os ensaios de fadiga à compressão diametral e à flexão de 4 pontos são ensaios de características distintas e exigem uma avaliação independente, uma vez que o comportamento das misturas é função também do modo de carregamento específico de cada um destes ensaios. A Figura 6.15 apresenta as regressões do ensaio de fadiga à compressão diametral por tensão controlada para os valores médios de três amostras por nível de tensão para as misturas com CAP 50/70 em comparação com as misturas usinadas com CAP modificado.

Figura 6.15 – Resultados de fadiga por compressão diametral para as misturas com 4, 5 e 6% de ligante para os valores médios de 3 corpos de prova extraídos de placas moldadas por rolagem com CAP modificado e convencional

Através da Figura 6.15 evidencia-se o melhor comportamento quanto à fadiga das misturas usinadas com CAP modificado por SBS quando comparadas às misturas com CAP convencional devido, principalmente, a maior recuperação elástica do CAP modificado. Outro fator que explica esse comportamento é a maior viscosidade do CAP modificado (GHUZLAN, 2001). Para uma mesma diferença de tensões (1 MPa), a vida de fadiga da mistura com 4% de CAP modificado é mais de 16 vezes superior aquelas com CAP convencional. Cabe ressaltar que esse tipo de comparação necessitada de um estudo mecanístico, uma vez que a comparação direta é falha por se tratar de misturas com características de rigidez diferentes (PEREIRA, 2012).

A baixa resistência à fadiga das misturas com o CAP 50/70 levou a obtenção de um comportamento similar para os teores de 4 e 5% de ligante. Durante a realização dos ensaios, o deslocamento acumulado de 5 mm foi tomado como critério de parada. Esse critério foi suficiente para provocar o trincamento das amostras com até 5% de CAP. Contudo, para os ensaios com 6% de ligante o critério se mostrou falho, pois o ensaio era interrompido devido à deformação acumulada sem, no entanto, causar o trincamento dos CPs. Por esse motivo, os resultados referentes ao teor de 6% de CAP 50/70 não foram apresentados na Figura 6.15. A Figura 6.16 mostra exemplos do estado final dos CPs com 4%, 5% e 6% de ligante convencional após a realização dos ensaios de fadiga.

Figura 6.16 – Imagens dos corpos de prova com CAP 50/70 após a realização do ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada

A realização dos ensaios de fadiga à deformação controlada em amostras prismáticas, por sua vez, permitiu a diferenciação do comportamento para os diferentes teores de CAP. Isso se deve ao fato deste tipo de ensaio ser mais representativo da evolução do fenômeno de fadiga do que os ensaios por compressão diametral. A Figura 6.17 mostra os modelos de fadiga, obtidos nos ensaios por flexão alternada em amostras prismáticas, para diferentes teores de ligante convencional, sendo cada ponto correspondente à média de três réplicas.

Figura 6.17 – Resultados de fadiga em amostras prismáticas à deformação controlada em função do número de ciclos com diferentes teores de CAP50/70

Através da Figura 6.17, nota-se que o aumento do teor de ligante proporciona aumentos de até quatro vezes na vida de fadiga. Contudo, para maiores teores a taxa de aumento desse benefício é reduzida. Essa tendência pode ser justificada pela redução na proporção de vazios de ar em função da maior quantidade de ligante asfáltico. Nesse cenário, aumentos no teor de CAP além de 6% podem não resultar em benefício adicional quanto à vida de fadiga. Também aqui deve-se alertar para que esse tipo de comparação demanda um estudo mecanístico com base em uma estrutura de pavimento frente ao fato de que a rigidez para cada uma das condições é diferente.

6.4 Efeito do Tipo de Compactação e do Tipo de Ligante na Rigidez e Resistência à Tração

O comportamento mecânico dos corpos de prova preparados pelos métodos de compactação Marshall e Superpave (100 e 150 mm de diâmetro) foi avaliado através dos resultados de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral em comparação com corpos de prova extraídos de placas moldadas por rolagem. Adicionalmente, também foram executados ensaios de módulo dinâmico em amostras Superpave obtidas de corpos de prova de 150 mm de diâmetro.

A Figura 6.18 apresenta os valores médios de módulo de resiliência para misturas com dois tipos de CAP, para diferentes teores, moldadas sob diferentes tipos de compactação: Marshall, Superpave de 100 e 150 mm e, mesa compactadora LCPC. O Apêndice E traz os valores individuais de módulo de todas as amostras testadas.

Verifica-se através da Figura 6.18 que, em todos os casos, os valores de módulo de corpos de prova das placas foram consideravelmente menores do que aqueles dos outros métodos de compactação. Os resultados refletem, para um mesmo tipo de ligante, a influência do maior percentual de vazios apresentados pelas placas logo após a compactação.

Figura 6.18 – Variação dos valores médios de módulo de resiliência em função do teor e do tipo de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação

Constata-se ainda pela Figura 6.18, que a heterogeneidade existente na amostra Superpave de maior tamanho exerce influência considerável sobre os resultados de Mr. Para um mesmo tipo de CAP, os CPs de 150 mm apresentaram maiores valores de módulo em relação aos de outros métodos. Tal fato é devido ao menor volume de vazios no núcleo resultante do processo de redução no tamanho das amostras.

Na maioria das vezes, os valores de Mr dos CPs Superpave de 150 mm foram de 1,2 a 1,3 vez superior aos módulos das amostras Superpave de 100 mm para as misturas com convencional. As misturas com CAP modificado mostraram-se mais sensíveis à alteração do diâmetro e, de maneira geral, CPs maiores apresentaram valores de módulo de 1,3 a 1,5 vez superior ao das amostras menores.

Para um mesmo tipo de CAP, as amostras Marshall e Superpave de 100 mm apresentaram valores similares de Mr. Esse comportamento é reflexo da similaridade dos volumes de vazios entre os CPs desses dois métodos. Percebe-se que, com exceção das amostras Superpave de 150 mm, as misturas com CAP 50/70 apresentaram valores médios de Mr maiores que aqueles de misturas usinadas com CAP modificado.

Através da Tabela 6.10, verifica-se que, na maioria das vezes, as misturas com CAP 50/70 apresentaram valores de módulo de 1,1 a 1,2 vez maior que das misturas com CAP modificado para os métodos de compactação por impacto e por amassamento. O valor dessa relação foi ainda maior para os corpos de prova extraídos das placas. Porém, vale salientar que os maiores valores de Mr podem não refletir uma maior resistência à deformação permanente. A Figura 6.19 mostra uma comparação entre as curvas de deslocamento-tempo, obtidas do ensaio de Mr, para uma mistura com CAP modificado e outra com CAP 50/70, que explica o comportamento descrito.

Tabela 6.10 – Valores médios de Mr e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de CAP

Método de Compactação	Ligante	Módulo de Resiliência	Teor de Ligante (%)				
			4	4,5	5	5,5	6
Rolagem pneumática (mesa compactadora)	SBS	Mr_{SBS} (MPa)	3278	4183	4621	4576	3797
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	4793	-	5186	-	4945
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,5	-	1,1	-	1,3
Marshall	SBS	Mr_{SBS} (MPa)	5035	5179	5427	6297	5424
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	5712	6228	5949	5813	5609
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,1	1,2	1,1	0,9	1,0
Superpave 100 mm	SBS	Mr_{SBS} (MPa)	5438	5769	5412	5152	5018
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	6123	6291	6283	6270	5596
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1
Superpave 150 mm	SBS	Mr_{SBS} (MPa)	7552	8497	7183	7900	6932
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	7669	7972	7673	7487	7297
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,0	0,9	1,1	0,9	1,1

Figura 6.19 – Curvas deslocamento – tempo resultantes dos ensaios de Mr em misturas com CAP 50/70 e com CAP modificado

Verifica-se pela Figura 6.19 que misturas usinadas com CAP modificado apresentaram maior recuperação elástica dos deslocamentos, levando a menores valores de módulo de resiliência. Ademais, o deslocamento total para um mesmo carregamento é maior para misturas elaboradas com CAP 50/70.

De modo a identificar se os valores médios de módulo de resiliência de amostras provenientes de cada uma das sistemáticas diferentes de compactação são iguais, procedeu-se com um teste de hipóteses com nível de significância de 5% (CALEGARE, 2009). A hipótese nula é de que as médias de um par de amostras, de métodos diferentes de compactação, são iguais. A Tabela 6.11 mostra os resultados do teste de hipóteses realizado.

Tabela 6.11 – Resultado do teste de hipóteses na avaliação dos resultados médios entre diferentes sistemáticas de compactação em laboratório

Tipo de Ligante	Teor de Ligante (%)	Métodos de compactação com mesmo Mr Médio?			
		Marshall x SPV100	SPV100 x SPV150	Placas x SPV150	Placas x SPV100
CAP 50/70	4	Sim	Não	Não	Não
	4,5	Sim	Não	Não	-
	5	Sim	Não	Não	Não
	5,5	Não	Não	Não	-
	6	Sim	Não	Não	Sim
SBS	4	Sim	Não	Não	Não
	4,5	Sim	Não	Não	Sim
	5	Sim	Não	Não	Não
	5,5	Não	Não	Não	Não
	6	Não	Não	Não	Não

Nota-se pela Tabela 6.11, que os valores médios de módulo de resiliência podem ser considerados iguais para a maioria dos teores de ligante das sistemáticas Marshall e Superpave de 100 mm. Além disso, verifica-se que, estatisticamente, as médias dos valores de Mr das amostras Superpave de 150 mm são diferentes daquelas das amostras de 100 mm e também das placas moldadas por rolagem. Quanto ao comparativo da compactação Superpave de 100 mm em relação às placas, observa-se que os valores médios de Mr não são iguais para a maioria dos casos.

Nesse contexto, é importante a análise conjunta dos resultados de módulo com os resultados de fadiga e com os ensaios de afundamento em trilha de roda e também

de resistência à tração por compressão diametral. De modo a se conhecer melhor o comportamento quanto à rigidez, foram realizados os ensaios de módulo dinâmico para os teores de 4, 5 e 6% de ligante cujos resultados, a partir da média de duas amostras, são apresentados na Tabela 6.12 e nas Figuras 6.20 e 6.21.

Tabela 6.12 – Valores de módulo dinâmico para misturas com CAP 50/70 e modificado por SBS

Tipo de CAP	% CAP	Va %	Temperatura ° C	Módulo Dinâmico MPa					
				Frequência Hz					
				25	10	5	1	0,5	0,1
50/70	4	9,0	15	16942	15067	13485	10058	8655	5509
			21,1	12943	11085	9640	6547	5413	2934
			37,8	4841	3462	2550	1066	719	311
			54,4	1112	693	461	235	162	107
	5	4,3	15	17223	15465	13647	9428	7852	4506
			21,1	12960	11164	9467	5963	4610	2200
			37,8	4062	2717	1910	749	484	229
			54,4	833	508	333	162	115	80
	6	3,2	15	11535	10101	8665	5895	4740	2663
			21,1	8542	6927	5662	3448	2507	1140
			37,8	2315	1486	1041	501	341	177
			54,4	506	322	228	149	109	86
SBS	4	6,7	15	14053	11156	9750	6989	5832	3579
			21,1	9398	7849	6726	4386	3493	1849
			37,8	3291	2288	1686	791	566	302
			54,4	769	525	387	224	172	133
	5	4,3	15	22463	19645	17539	13677	12051	8412
			21,1	16128	13431	11780	8605	7437	5014
			37,8	5927	4594	3655	2087	1612	909
			54,4	1940	1404	1059	579	451	276
	6	1,3	15	16268	13365	11696	8449	7159	4551
			21,1	11673	9635	8229	5360	4370	2523
			37,8	3781	2748	2112	1094	851	537
			54,4	1008	739	585	372	319	244

Figura 6.20 – Valores médios de módulo dinâmico em função da frequência para misturas com CAP 50/70

Figura 6.21 – Valores médios de módulo dinâmico em função da frequência para misturas com CAP modificado

Através da análise da Tabela 6.12 e das Figuras 6.20 e 6.21 verifica-se a dependência da rigidez das misturas asfálticas em função da temperatura. Para as misturas com CAP 50/70 com teores de 4 e 5% de ligante a rigidez foi semelhante, independente da temperatura de ensaio. Entretanto, o teor de 6% proporcionou reduções consideráveis de rigidez para uma mesma temperatura.

Por outro lado, o volume de vazios parece ter exercido maior efeito nas amostras fabricadas com CAP modificado. O teor de 4% de ligante foi o que apresentou os menores valores de rigidez, independentemente da temperatura, e pode ser resultado do maior volume de vazios presente nas amostras ensaiadas. O comportamento reológico das misturas com teores e tipos de CAP diferentes pode também ser analisado através da Figura 6.22 que apresenta as curvas mestras dos resultados de módulo dinâmico.

Figura 6.22 – Curva mestra do módulo dinâmico para as misturas com 4, 5 e 6% de CAP 50/70 e CAP modificado por SBS

Pela análise da Figura 6.22 verifica-se que, principalmente para as misturas com CAP 50/70, o efeito do teor de ligante foi contrabalanceado pelo volume de vazios das amostras. A variação de 2% no teor de CAP contra a variação de até 5,5% nos vazios resultou em diferenças relativamente pequenas nos valores de módulo dinâmico, independente da temperatura de ensaio e da frequência de carregamento.

Outro aspecto a se notar é que o CAP modificado se mostrou menos sensível à temperatura do que o CAP convencional. Para frequências mais baixas, o ligante modificado proporcionou maior rigidez em relação ao CAP 50/70 o que sugere a possibilidade de um melhor desempenho à deformação permanente de misturas com o CAP modificado para temperaturas mais altas ou frequências mais baixas.

Além das medidas de módulo, foi também avaliado o comportamento das misturas em relação à resistência à tração por compressão diametral. Esse se mostrou com tendência semelhante ao verificado para os resultados de módulo de resiliência, como pode ser constatado através da Figura 6.23.

Figura 6.23 – Variação dos valores médios de resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação

Através da Figura 6.23, percebe-se que os valores médios de resistência à tração por compressão diametral estão dentro da faixa normalmente encontrada em misturas asfálticas desta natureza. Independentemente do tipo de CAP, os valores de resistência à tração para os corpos de prova moldados com 150 mm foram de 1,1 a 1,3 vezes maiores do que aqueles apresentados pelos corpos de prova moldados com 100 mm no CGS (devido ao processo de redução do tamanho do CP e consequente redução dos vazios). Além disso, percebe-se similaridade entre os valores médios de R_t para os corpos de prova Superpave (100 mm) e Marshall.

Nota-se, também, que a substituição do CAP modificado pelo CAP convencional resultou em redução da resistência à tração indireta, sendo esse comportamento mais evidente para os corpos de prova provenientes do CGS de 150 mm. A Tabela 6.13 mostra os valores médios de R_t e da relação entre os valores obtidos para os

dois tipos de ligante em função do tipo de compactação. Os valores individuais de R_t para cada corpo de prova são apresentados no Apêndice F.

Tabela 6.13 – Valores médios de resistência à tração por compressão diametral e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de ligante

Método de Compactação	Ligante	Resistência à Tração	Teor de Ligante (%)				
			4	4,5	5	5,5	6
Mesa compactadora por rolagem LCPC	SBS 50/70	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	0,72	0,95	1,01	1,08	0,94
		$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	0,96	-	0,93	-	0,84
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	1,33	-	0,92	-	0,89
Marshall	SBS 50/70	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	1,52	1,53	1,75	1,81	1,66
		$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	1,54	1,56	1,57	1,40	1,36
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	1,01	1,02	0,89	0,78	0,82
Superpave 100 mm	SBS 50/70	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	1,63	1,75	1,71	-	1,69
		$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	1,48	1,44	1,38	1,36	1,32
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	0,91	0,82	0,80	-	0,78
Superpave 150 mm	SBS 50/70	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	2,1	2,31	2,29	2,19	1,91
		$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	1,79	1,71	1,71	1,62	1,52
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	0,85	0,74	0,75	0,74	0,79

Analisando a Tabela 6.13, percebe-se que a substituição do CAP modificado pelo CAP 50/70 resultou numa redução de aproximadamente 0,9 vez (ou aproximadamente 17%) nos valores médios de R_t , ou seja, a mistura SPV 12,5 mm se mostrou mais sensível ao CAP 50/70 quanto aos resultados de módulo de resiliência. Tal situação é um indicativo de que as misturas com CAP 50/70 são menos resistentes ao trincamento por fadiga, pois têm-se aumento da rigidez com redução da resistência à tração, quando comparadas com as misturas usinadas com ligante modificado.

Segundo Bernucci *et al.* (2010), a relação entre os valores de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral podem ser um indicador da vida de fadiga de misturas asfálticas, pois agrega informações de rigidez e resistência. Assim, seria desejável um menor valor dessa razão, dado que se busca um equilíbrio entre a rigidez (evitando que esta seja muito elevada) e a resistência à tração. A Figura 6.24 mostra os valores da relação entre módulo de resiliência e resistência à tração em função do teor de ligante. Vale salientar que o uso dessa relação deve ser tomado com cautela, e a mesma não elimina a necessidade de realização do ensaio de fadiga, que é realizado em diferentes níveis de tensão/deformação.

Figura 6.24 – Valores da relação M_r/R_t em função do teor de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação e diferentes ligantes

Através dessa Figura 6.24, observa-se que as misturas com CAP convencional de menor consistência apresentaram os maiores valores para essa relação, sobretudo devido ao aumento considerável da rigidez em relação ao CAP modificado. Assim, uma questão levantada é qual o comportamento em termos de M_r e R_t para cada um dos teores de projeto das diferentes sistemáticas de dosagem estudadas?

A Figura 6.25 mostra os valores médios de volume de vazios, módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral e de módulo dinâmico (1Hz e 21,1°C) em função do teor de ligante modificado por SBS para corpos de prova resultantes dos diferentes métodos de compactação estudados. Ainda nessa Figura são apresentados os teores de ligante de projeto obtidos para as dosagens Marshall e Superpave (100 e 150 mm de diâmetro).

Figura 6.25 – Valores médios de Va (%), Mr (MPa) e Rt (MPa) em função do teor de ligante modificado por SBS para os diferentes métodos de compactação e os respectivos teores de projeto

Nota-se pela Figura 6.25 que o reduzido volume de vazios após o broqueamento e a serragem dos corpos de prova de 150 mm do Superpave resultou em diferenças

consideráveis nos valores de M_r e R_t em comparação com os valores obtidos de amostras provenientes dos outros métodos de compactação.

O comportamento verificado para as misturas com CAP modificado por SBS foi similar àquele das misturas com CAP convencional (Figura 6.26). Evidencia-se que os ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral em amostras broqueadas e serradas a partir de corpos de prova de 150 mm não são as mais representativas daquelas obtidas a partir das placas moldadas por rolagem.

Outro aspecto interessante observado através da Figura 6.25 e também da Figura 6.26 é o comportamento dos resultados de módulo dinâmico em relação aos resultados de M_r . Nota-se que o MD é mais sensível à variação no teor de ligante do que o M_r . Logo, pequenas variações no teor de asfalto podem implicar em alterações relevantes de rigidez em termos de módulo dinâmico.

Figura 6.26 – Valores médios de Va (%), MR (MPa) e RT (MPa) em função do teor de CAP 50/70 para os diferentes métodos de compactação e os respectivos teores de projeto

6.5 Efeito do Número de Giros (CGS) na Rigidez e Resistência à Tração

No item 6.1, constatou-se a influência do número de giros no volume de vazios dos corpos de prova Superpave, tanto para os moldados com 100 mm de diâmetro quanto para aqueles com 150 mm. A análise do “*locking point*” para os corpos de prova da sistemática Superpave sugere possibilidade de quebra das partículas na aplicação de 100 giros, especialmente no caso de corpos de prova com 150 mm. Soma-se a esse cenário a constatação de que o número de giros necessário no CGS, para se obter o mesmo teor de projeto Marshall, é consideravelmente menor do que o número de giros de projeto, principalmente, na sistemática Superpave com moldes de 150 mm.

Assim, além do tamanho do corpo de prova, o número de giros desempenha papel importante na obtenção dos parâmetros volumétricos e demanda a averiguação quanto à influência no comportamento mecânico em função do teor de ligante. A Figura 6.27 mostra a variação dos valores de módulo de resiliência em função dos teores de ligante modificado por SBS para os corpos de prova Superpave de 100 e 150 mm com 50, 75 e 100 giros.

Figura 6.27 – Variação dos valores médios de módulo de resiliência em função do teor de ligante (SBS) para os corpos de prova do CGS (100 e 150 mm) para 50, 75 e 100 giros

Pela análise da Figura 6.27 observa-se que o aumento no número de giros nos corpos de prova de 100 mm resulta em aumento dos valores de módulo de resiliência em virtude do menor volume de vazios. Contudo, esse efeito não é evidente para os corpos de prova de 150 mm, em que o número de giros exerceu pouca influência sobre os valores de rigidez para um mesmo teor de ligante. Esse fato pode ser explicado pela variabilidade dos resultados em termos de desvio padrão e também através da análise da Figura 6.11, onde a variação do volume de vazios foi pouco significativa para diferentes números de giros, principalmente de 75 para 100 giros. Além disso, o “*locking point*” médio de 83 giros é indicativo da proximidade do intertravamento ou da densificação máximos da mistura em que compactação adicional não produz efeito significativo na variação do volume de vazios e, conseqüentemente, nos valores de módulo de resiliência.

O comportamento observado na análise dos resultados de módulo de resiliência se repetiu para os resultados de resistência à tração por compressão diametral. Analisando-se a Figura 6.28 percebe-se que maiores números de giros resultaram em maiores valores de R_t sendo que, para maiores números de giros, as diferenças nos valores de R_t se mostraram menos sensíveis ao diâmetro das amostras.

Figura 6.28 – Variação dos valores médios de resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante (SBS) para os corpos de prova do CGS (100 e 150 mm) para 50, 75 e 100 giros

6.6 Avaliação Conjunta Quanto à Deformação Permanente, à Vida de Fadiga e à Rigidez

Os efeitos do uso de teores diferentes, para uma mesma estrutura pétreia, decorrentes da utilização de métodos de dosagens distintos com diferentes processos de compactação deve envolver a análise conjunta quanto aos principais fenômenos desencadeadores de defeitos em pavimentos asfálticos. Desse modo, um questionamento que se faz é qual o comportamento mecânico para cada um dos teores de projeto das diferentes sistemáticas de dosagem estudadas?

Para a análise conjunta do comportamento quanto à deformação permanente e à vida de fadiga, tem-se a Figura 6.29 que apresenta os resultados de afundamento em trilha de roda após 30.000 ciclos no simulador de tráfego francês, o número de ciclos na ruptura obtidos nos ensaios de fadiga diametral para uma diferença de tensões de 1 MPa e o número de ciclos no ensaio de fadiga à flexão para o nível de deformação de 500×10^{-6} . Os resultados de afundamento são apresentados na forma de índice ($1/ATR$) em que os limites do método francês de 5, e 7 e 10% correspondem aos índices de 0,20, 0,14 e 0,10, respectivamente.

Figura 6.29 – Porcentagem de afundamento em trilha de roda e número de ciclos na ruptura, por teor de ligante, para amostras obtidas de compactação por rolagem na mesa compactadora com ligantes modificado e convencional

Analisando-se a Figura 6.29 observa-se que, para as misturas com CAP 50/70, a vida de fadiga diametral é muito pequena e teores acima de 5,3% de CAP representariam aumento “rápido” da taxa de afundamento em trilha de roda em pista sob condições muito severas de tráfego. Assim, o teor de projeto determinado através do método Superpave com moldes de 150 mm (5,1%) representaria uma melhor condição quanto ao afundamento em trilha de roda em relação aos teores obtidos pelos outros métodos (5,5%).

Vê-se, ainda, que o ensaio de fadiga à flexão apresenta um comportamento diferente daquele observado no ensaio diametral. Os resultados dos ensaios à flexão mostram uma taxa de aumento considerável do número de ciclos até à ruptura das vigotas para o nível de deformação de 500×10^{-6} . A diferença entre as tendências dos resultados das duas sistemáticas de ensaio devem-se às particularidades do tipo de solicitação de cada uma delas, incluindo a forma das amostras e, também, devido às limitações do ensaio de fadiga diametral que impõe condição de maior severidade em relação ao ensaio à flexão das vigotas.

Ainda através da análise da Figura 6.29, percebe-se que mesmo que os teores de ligante do método Marshall e do Superpave de 100 mm (5,5%) tenham apontado para um aumento na suscetibilidade ao afundamento, esses mostram-se tecnicamente possíveis, uma vez que o limite de 7% na deformação permanente é utilizado no método francês para caracterizar um comportamento intermediário no desempenho de revestimentos quando submetidos a tráfego muito severo e severo.

Quanto às misturas com CAP modificado, nota-se que esse ligante melhorou o comportamento das misturas tanto à fadiga diametral quanto à deformação permanente. Independente do método adotado para a determinação do teor de ligante de projeto, seriam atendidos os requisitos do método francês quanto à deformação permanente. Entretanto, na análise da fadiga diametral, o melhor comportamento foi verificado para as maiores quantidades de ligante, como esperado. Os teores de projeto obtidos pelo método Marshall e pelo Superpave de 100 mm (5,8%) representaram misturas com melhor desempenho quanto à fadiga, sem comprometer o desempenho quanto à deformação permanente.

Os resultados da PCG para misturas com CAP modificado, apresentados no item 6.1, corroboram as conclusões acima. Para uma mistura do tipo BBSG 0/14, o teor

mínimo de ligante admitido pelo método francês é de 5%, devendo ainda satisfazer condições quanto ao volume de vazios. Para atender a essa restrição ter-se-ia uma faixa entre 5,5 e 7,5% de ligante modificado.

Para as misturas com CAP 50/70, considerando-se concomitantemente o comportamento quanto à fadiga, ao afundamento em trilha de roda e as limitações do método francês quanto ao volume de vazios e quanto à quantidade mínima de ligante, tem-se que o teor de projeto Superpave com corpos de prova de 150 mm (5,1%) não atenderia aos requisitos volumétricos da sistemática francesa. Por outro lado, os teores de projeto Marshall e Superpave de 100 mm (5,5%) ficaram abaixo de 7% de deformação permanente, não indicando risco quanto ao afundamento de trilha de roda em campo.

Ressalta-se que o ajuste do número de giros de projeto na compactação Superpave com molde de maior diâmetro pode melhorar o desempenho à vida de fadiga sem incorrer em prejuízo importante quanto à deformação permanente. Nesse sentido, um estudo complementar se torna necessário de modo a se encontrar o teor de ligante em função do número de giros que proporcione um equilíbrio entre esses dois mecanismos de defeitos em pavimentos asfálticos.

Nesse contexto de análise, pode-se adicionar os resultados de módulo de resiliência em função do tipo e dos teores de ligante asfáltico das misturas moldadas numa condições similar àquela que ocorre em pista. A Tabela 6.14 mostra os valores de módulo dinâmico de amostras Superpave e módulo de resiliência de amostras extraídas das placas moldadas por rolagem (item 6.4), os modelos de fadiga obtidos a partir dos resultados apresentados no item 6.3 e também de afundamento em trilha de roda (item 6.2).

Ainda na Tabela 6.14 são apresentados dois parâmetros essenciais para a avaliação quanto à fadiga segundo a norma europeia EN 12697-24: (1) N_{100} - número de ciclos correspondente à deformação de tração de 100×10^{-6} que é tomada como representativa de pavimentos asfálticos flexíveis e, (2) ϵ_6 - deformação de tração ($\times 10^{-6}$) correspondente ao número de ciclos de 10^6 .

Tabela 6.14 – Valores de módulo de resiliência e dinâmico, afundamento em trilha de roda e modelo de fadiga para teores e tipos de ligante diferentes

Tipo de CAP		CAP 50/70			SBS		
Teor de CAP	%	4	5	6	4	5	6
MD (1Hz e 21,1°C)	MPa	6547	5963	3448	4386	8605	5360
Mr (placas)	MPa	4793	5186	4945	3278	4621	3797
ATR	%	4,5	4,7	6,4	2,7	3,3	3,2
Modelo de Fadiga (Vigota) $N = K(1/\epsilon_t)^n$	K	3×10^{16}	2×10^{17}	4×10^{17}	*	*	*
	n	4,498	4,678	4,758	*	*	*
	N_{100}	$3,03 \times 10^7$	$8,81 \times 10^7$	$1,22 \times 10^8$	*	*	*
	$\epsilon_6 (10^{-6})$	213,4	260,5	274,4	*	*	*

ϵ_6 é a deformação de tração ($\times 10^{-6}$) correspondente ao número de ciclos de 10^6
 N_{100} é o número de ciclos correspondente à deformação de tração de 100×10^{-6}

A análise da Tabela 6.14 evidencia que maiores valores absolutos de módulo de resiliência não indicam maior resistência ao afundamento em trilha de roda, principalmente para as misturas com CAP convencional. Além disso, valores similares de módulo podem resultar em comportamentos bem distintos quanto à deformação permanente e também quanto à vida de fadiga. Por outro lado, os resultados de módulo dinâmico a 1Hz e 21,1°C são mais sensíveis ao teor de ligante.

A partir dos resultados dos ensaios de fadiga à flexão, verifica-se considerável influência do teor de ligante. O aumento de 2% na quantidade de ligante representa aumento de até quatro vezes na resistência à fadiga. Ao mesmo tempo tem-se que para cada ciclo de carregamento a mistura com mais ligante suportará até 28% a mais de deformação de tração.

Nesse cenário, fica evidente a necessidade de uma análise mecanicista criteriosa para a compatibilização entre a rigidez das camadas e dos materiais de modo a se obter a melhor resposta no controle das deformações relacionadas a cada tipo de mecanismos de ocorrência de defeitos em pavimentos asfálticos.

6.7 Avaliação do Método Bailey em Função do Tipo e dos Parâmetros de Forma do Agregado

A fração graúda do agregado granítico apresenta quantidade de partículas alongadas e achatadas na relação de 5:1 de menos de 5%, percentual considerado

baixo em relação ao limite especificado pelo método Superpave. Entretanto, o percentual de partículas com esse tipo de forma na relação de 3:1 é superior a 30%.

Assim, dois questionamentos foram levantados: (i) a contribuição na resistência à deformação permanente é devida, em maior parte, ao travamento da estrutura ou a forma do agregado? (ii) o método Bailey de composição granulométrica garante resistência à deformação permanente independente da forma do agregado? Essas indagações representam preocupações que devem ser consideradas pelo projetista no momento da escolha do agregado e da composição granulométrica da mistura.

Considerando esses questionamentos, utilizou-se o ligante convencional na formulação de uma mistura com agregado granítico e outra em que a parcela da fração graúda desse agregado foi substituída por frações de seixo. De modo a se eliminar o efeito do tipo de agregado, fez-se a britagem da parcela graúda do seixo e ensaiou-se um novo conjunto de placas, mantendo-se a mesma distribuição granulométrica. A Figura 6.30 apresenta os resultados dos ensaios de afundamento em trilha de roda para essas condições.

Figura 6.30 – Percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos para misturas com seixo antes (SNB) e após (SB) a britagem e para as misturas com agregado granítico

O efeito do tipo de agregado na resistência ao afundamento em trilha de roda, incluindo suas particularidades quanto à forma, fica evidente na Figura 6.30. Vê-se

que, mesmo mantendo-se a mesma distribuição granulométrica, a substituição da parcela graúda do agregado granítico pelo seixo e depois também pelo seixo britado, resultou em deformações excessivas desde o início dos ensaios.

Nota-se ainda, que o processo de britagem resultou na melhora do comportamento quanto à deformação permanente do seixo. O nível de afundamento para a condição britada e não britada foi o mesmo, mas conseguiu-se atingir número de ciclos de 3 a 10 vezes maior para a mistura elaborada com seixo britado. Porém, o nível de afundamento atingido foi igualmente proibitivo para essas duas situações.

Esse comportamento pode ser explicado pelas características de forma desses agregados analisadas através do AIMS. A Tabela 6.15 mostra o resumo dos resultados dos parâmetros de forma, obtidos através do AIMS, do agregado granítico, do seixo antes e depois da britagem. Nessa Tabela também é apresentada a classificação dos agregados em relação a cada um dos parâmetros de forma, levando em conta as médias dos resultados de cada material. Os resultados completos da análise são apresentados no Apêndice G.

Tabela 6.15 – Parâmetros de forma do agregado granítico e do seixo antes e depois da britagem

Parâmetro	Tipo de Agregado	Média	Desvio Padrão	Classificação
Forma 2D	Granítico	9,3	1,8	Semialongado
	Seixo	6,3	2,6	Circular
	Seixo Britado	7,0	1,8	Semicircular
Angularidade	Granítico	3401,7	817,5	Subarredondado
	Seixo	1889,5	924,2	Arredondado
	Seixo Britado	2723,7	903,8	Subarredondado
Textura	Granítico	423,5	176,2	Rugosidade Moderada
	Seixo	157,3	89,7	Polido
	Seixo Britado	197,2	109,2	Macio
Esfericidade	Granítico	0,6	0,1	Baixa esfericidade
	Seixo	0,7	0,1	Esfericidade Moderada
	Seixo Britado	0,7	0,1	Esfericidade Moderada
Partículas Achatadas e Alongadas 3:1	Granítico			39%
	Seixo			11%
	Seixo Britado			0%
Partículas Achatadas e Alongadas 5:1	Granítico			0%
	Seixo			0%
	Seixo Britado			0%

Analisando-se os resultados da Tabela 6.15, percebe-se que, de maneira geral, o agregado granítico apresenta parâmetros de forma que induzem ao melhor travamento da estrutura pétrea em comparação com o seixo antes e depois da britagem. Contudo, o agregado granítico apresenta quantidades elevadas de partículas achatadas e alongadas na relação 3:1. Na caracterização quanto à esfericidade, a diferença entre os tipos de agregados testados foram pequenas.

Desse modo, pode-se dizer que o melhor desempenho da mistura com agregado granítico quanto à resistência ao afundamento em trilha de roda, observado na Figura 6.30, deve-se as suas características de forma, principalmente, textura e angularidade, sendo a mistura não sensível à quantidade de partículas achatadas e alongadas na relação 3:1 até à quantidade limite de 30% recomendada pela literatura (BUCHANAN, 2000).

Os resultados da Tabela 6.15 também mostram que o processo de britagem levou à melhora dos parâmetros de forma, principalmente quanto à angularidade, forma 2D e textura. Apesar de a textura ser um parâmetro de forma que normalmente não se altera em função do processo de britagem, aqui o fato é que a britagem provocou a quebra das faces virgens das partículas de seixo e estas apresentaram textura superficial diferente das demais faces não fraturadas. Entretanto, o procedimento de britagem não foi suficiente para que se conseguisse que esses índices apresentassem valores equivalentes ou melhores daqueles do agregado granítico. Assim, justificam-se os resultados de afundamento de comportamento intermediário do seixo britado em relação ao seixo e ao agregado granítico apresentados na Figura 6.30.

Por fim, analisando-se concomitantemente a Figura 6.30 e a Tabela 6.15, constata-se que o método Bailey não é suficiente para garantir resistência à deformação permanente, sendo essa dependente do tipo do agregado utilizado, incluindo seus parâmetros de forma. Além disso, o domínio do comportamento quanto à deformação permanente é função da fração gráuda, como já era esperado, tendo em vista o princípio da formulação da mistura de agregados pelo método Bailey.

7 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados e das análises feitas no Capítulo anterior, listam-se a seguir as principais conclusões e considerações resultantes deste trabalho.

7.1 Quanto ao efeito do método de dosagem sobre o volume de vazios e o teor de projeto

- a) O procedimento de dosagem Superpave com molde de 150 mm de diâmetro e $N_{projeto} = 100$ giros conduz à obtenção de teores de projeto consideravelmente menores do que aqueles determinados pelos métodos Marshall e Superpave de 100 mm. Os parâmetros volumétricos e os teores de projeto obtidos para estes dois últimos mostraram-se semelhantes. O menor teor de projeto do método Superpave com molde de 150 mm pode ser explicado pelo fato de a densificação das misturas moldadas com esse diâmetro apresentarem maior facilidade de compactação em relação ao molde de 100 mm, conforme constatado através da análise das respectivas curvas de densificação. Tal comportamento pode ser resultado do efeito de borda existente na interface da parede do molde com a mistura. No caso do cilindro maior, a região que sofre o efeito é limitada a 2,5 cm do limite externo da borda favorecendo a movimentação da mistura dentro do molde;
- b) A energia equivalente (número de giros equivalente) necessária no CGS com moldes de 150 mm para se obter o mesmo teor de projeto Marshall é cerca de 35% menor do que àquela recomendada como número de giros de projeto (100 giros). Entretanto, para amostras menores (100 mm de diâmetro) o número de giros equivalente é mais próximo ao recomendado em projeto, mas ainda 17% menor. Isso explica a semelhança entre os métodos de compactação por impacto e no CGS com amostras de 100 mm no que tange aos valores de volumes de vazios e ao teor de asfalto de projeto.

7.2 Quanto ao efeito do tipo de compactação

- a) Após aplicação de 30.000 ciclos de carregamento na simulação de afundamento em trilha de roda no equipamento francês, o volume de vazios resultante se assemelhou mais ao volume de vazios dos corpos de prova Marshall e Superpave de 100 mm. Dessa forma, é provável que amostras desses métodos sejam mais representativas quanto à densificação obtida em campo após solicitação do tráfego;
- b) A densificação proporcionada pelo método de compactação no CGS com amostras de 150 mm de diâmetro pode resultar em maior dificuldade de compactação em campo e de se atingir o volume de vazios de projeto, normalmente tomado igual a 4% para misturas asfálticas densas.
- c) A configuração do processo de compactação no CGS provoca maior densificação das misturas asfálticas em relação à prensa giratória do método francês, representando uma maior energia aplicada devido, principalmente, a diferença na altura final dos corpos de prova e no ângulo de giro.
- d) A diferença na abordagem das sistemáticas francesa e americana quanto à reprodução em laboratório da densificação de campo é responsável pela distinção no nível de compactação obtido por cada uma delas em laboratório. A primeira procura representar o nível de densificação construtivo através dos ensaios na PCG, enquanto a segunda preocupa-se em atingir a densificação representada pelo somatório da compactação construtiva e operacional. Essa conclusão justifica o fato dos corpos de prova da PCG apresentarem valores médios de volume de vazios mais próximos daqueles das placas moldadas por rolagem pneumática.

7.3 Quanto ao efeito dos processos de redução de tamanho dos corpos de prova Superpave

- a) 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) O processo de redução do tamanho dos corpos de prova Superpave de 100 mm não resultou em variação significativa do volume de vazios;
- c) 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 similaridade de densificação entre amostras Marshall e Superpave (100 mm) resultou em valores também semelhantes de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral, porém bem distintos daqueles provenientes das amostras com 150 mm.

7.4 Quanto à rigidez

- a) Misturas com CAP convencional resultaram em valores médios de M_r maiores do que aqueles de misturas com CAP modificado por SBS. Entretanto, esse fato não se traduz em maior resistência à deformação permanente, pois reflete apenas a maior recuperação elástica do ligante modificado;
- b) Os resultados de módulo dinâmico indicam menor suscetibilidade do ligante modificado à temperatura, como esperado. Para menores frequências de carregamento, a mistura com ligante modificado apresentou maiores valores de rigidez, o que mostra a possibilidade de melhor desempenho dessas misturas quanto à deformação permanente em condições de tráfego lento, ou temperaturas mais altas. O módulo dinâmico da mistura com ligante convencional se mostrou menos sensível ao teor de ligante;

- c) O comportamento mecânico quanto à rigidez para os teores de projeto do método Superpave de 100 mm e do método Marshall é mais representativo em relação às placas moldadas por rolagem pneumática.

7.5 Quanto ao comportamento em relação ao afundamento em trilha de roda e à fadiga

- a) A mistura SPV 12,5 mm com agregado granítico e CAP modificado se mostrou pouco sensível ao teor de ligante apresentando valores de percentual de afundamento baixos. A substituição do ligante modificado pelo ligante convencional levou ao aumento considerável de afundamento chegando a 2 vezes o apresentado pelas misturas com CAP modificado. Contudo, os resultados com CAP 50/70 ficaram abaixo dos 7%, o que representa um bom desempenho à deformação permanente de revestimentos asfálticos quando submetidos a tráfego severo do método francês. Assim, atribuiu-se o bom comportamento quanto a esse tipo de fenômeno ao somatório da qualidade do CAP modificado e às características do agregado (principalmente quanto à forma);
- b) O teor de projeto determinado pelo método Superpave de 150 mm se mostrou mais eficiente quanto à resistência à deformação permanente das misturas com CAP 50/70. Mesmo assim, os teores determinados pelo método Marshall e Superpave de 100 mm são alternativas tecnicamente viáveis, uma vez que, para esses teores obtiveram-se valores de percentual de afundamento abaixo do limite de 7%, atendendo a uma condição de bom desempenho para tráfego pesado;
- c) As misturas com CAP modificado apresentaram melhora considerável tanto à deformação permanente e quanto à fadiga. Contudo, os teores de projeto Marshall e Superpave de 100 mm foram os teores para os quais se obteve o melhor comportamento quanto à vida de fadiga sem comprometer a resistência à deformação permanente. O teor de projeto do Superpave de 150 mm, nesse caso, não atendeu ao limite mínimo de volume de vazios recomendado pelo método francês.

- d) Na compactação Superpave, o número de giros de projeto com moldes de 150 mm de diâmetro parece demasiadamente elevado para as condições do estudo. A redução desse número de giros poderia implicar numa melhora da vida de fadiga sem comprometer o comportamento quanto à deformação permanente.

7.6 Quanto à eficiência do método Bailey no comportamento em relação ao afundamento em trilha

- a) O método Bailey não garante por si só resistência da mistura à deformação permanente, sendo altamente dependente das características do agregado, principalmente textura e angularidade;
- b) A quantidade de partículas achatadas e alongadas na relação de 3:1 assume papel secundário quanto ao desempenho à deformação permanente das misturas em relação à quantidade de partículas achatadas e alongadas na relação 5:1.
- c) Finalmente, o principal produto da pesquisa, com efeitos práticos no projeto de misturas asfálticas, traduz-se na recomendação do método Superpave com 100 mm (para $TMN \leq 12,5$ mm e volume de tráfego médio a alto) em detrimento ao método Superpave com 150 mm, tendo em vista que o primeiro representa melhor comportamento em relação à fadiga sem comprometimento do desempenho quanto à deformação permanente. Além disso, o corpo de prova apresenta menor heterogeneidade na distribuição de vazios no interior das amostras e densificação mais semelhante às amostras preparadas na compactação por rolagem (similar ao que ocorre em pista) o que resulta em comportamento mecânico também mais próximo da realidade de campo.
- d) Outro aspecto importante a ser considerado a partir dos questionamentos e resultados decorrentes dessa Tese é que nas distintas sistemáticas de dosagem, tem-se uma maior energia de compactação (sejam golpes ou giros) para uma maior solicitação do tráfego, o que levaria a um menor teor de

ligante asfáltico de projeto. Uma análise isolada desse fenômeno pode parecer incoerente, visto que se usaria menos ligante em estruturas submetidas a um maior volume de tráfego. Dessa forma, entende-se que o projeto de dosagem de uma mistura asfáltica deve ser elaborado em função das condições de tráfego, clima e dos esforços esperados para a futura estrutura de pavimento.

- e) Essa discussão é importante uma vez que uma estrutura de pavimento asfáltico que apresente comportamento puramente flexível, e o revestimento esteja trabalhando na flexão, para tráfego leve e clima frio, poderá apresentar pouca propensão ao afundamento em trilha de roda. Assim, justificar-se-ia uma maior demanda de ligante para a mistura asfáltica que, nesse caso, teria sua vida útil prolongada em relação aos efeitos da fadiga.
- f) Por outro lado, para uma situação de tráfego pesado e intenso em uma estrutura de pavimento em que o revestimento esteja trabalhando apenas à compressão, a principal preocupação passaria a ser os efeitos de deformação permanente e, nesse caso, poder-se-ia justificar a escolha de uma menor quantidade de ligante para a misturas asfáltica.

8 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Muitas das questões motivadoras desse trabalho foram respondidas. Contudo, muitas outras surgiram. Como sugestões e recomendações para trabalhos futuros tem-se como ponto principal a demanda por estudos em pista considerando sistemáticas diferentes de dosagem e de compactação em laboratório. Desse modo, poder-se-á averiguar a evolução do nível de densificação ao longo dos primeiros anos de operação da rodovia e, concomitantemente, seu desempenho. Além disso, outros aspectos se mostram interessantes e merecem serem analisados de maneira mais específica:

- Ampliação do estudo feito nesse trabalho considerando distribuições granulométricas diferentes e outros tamanhos máximos de agregado;
- Avaliação da possibilidade de redução do número de giros de projeto na compactação Superpave com moldes de diâmetro de 150 mm que resulte na melhora do desempenho quanto à fadiga sem comprometer o comportamento quanto à deformação permanente em campo;
- Análise da quebra de grãos na compactação Superpave com moldes maiores em relação à compactação com moldes menores;
- Avaliação dos efeitos da compactação de corpos de prova cilíndricos com diferentes alturas para um mesmo diâmetro;
- Análise da estrutura interna das amostras de diferentes sistemáticas de compactação em relação às amostras de pista para níveis diferentes do grau de densificação com a utilização de processamento digital de imagens.

REFERÊNCIAS

ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES. **A manual for design of hot mix asphalt with commentary**. Nacional Cooperative Highway Research Program - NCHRP. Washington. 2011. Report 673.

AHO, B. D.; VAVRIK, W. R.; CARPENTER, H. Effect of Flat and Elongated Coarse Aggregate on Field Compaction of Hot-Mix Asphalt. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Wahington, n. 1761, 2001. 26 - 31.

AL ROUSAN, T. M. **Characterization of Aggregate Shape Properties Using a Computer Automated System**. Tese de Doutorado. Texas A&M University, College Station, Texas. 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 283**. Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage. [S.I.]. 2003.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 79 - 09**. Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). [S.I.]. 2009.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 342 - 11**. Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA). [S.I.]. 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T304-11**. Standard Method of Test for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate. [S.I.]. 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 81-12**. Standard Method of Test for Determining Aggregate Shape Properties by Means of Digital Image Analysis. [S.I.]. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1252 - 06**. Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading). [S.I.]. 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 7460 - 10**. Standard Test Method for Standard Test Method for Subjected to Repeated Flexural Bending. [S.I.]. 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6925 - 09**. Standard Test Method for Hot Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor. [S.I.]. 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4791 - 10**. Standard Test Methods for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated

Particles in Coarse Aggregate. [S.I.]. 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7460 - 10**. Standard Test Methods for Determining Fatigue Failure of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending¹. [S.I.]. 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2041/D2041M - 11**. Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures. [S.I.]. 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D2726/D2726M - 13**. Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures. [S.I.]. 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C125 - 13b**. Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates. [S.I.]. 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5821 - 13**. Standard Test Methods for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate. [S.I.]. 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2419 - 14**. Standard Test Methods for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate. [S.I.]. 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C127 - 15**. Standard Test Methods for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate. [S.I.]. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C128 - 15**. Standard Test Methods for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate. [S.I.]. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D1188 - 07**. Standard Test Methods for Bulk Specific Gravity and Density of Compacted Bituminous Mixtures Using Coated Samples. [S.I.]. 2015.

ARAYA-ZAMORANO, L. *et al.*, 2014. Disponível em: <<http://assets.conferencespot.org/fileserver/file/65680/filename/14-2543.pdf>>. Acesso em: 26 Maio 2014.

ASI, I.. Performance evaluation of SUPERPAVE and Marshall asphalt. **Construction and Building Materials**, 2006. 1372 - 1740.

ASPHALT INSTITUTE. **Mix design methods for asphalt concrete and others hot-mix types**: Manual Series MS-2. 6a. ed. [S.I.]: [s.n.], 1997.

ASPHALT INSTITUTE. **Superpave mix design**: Superpave series SP-2. 3. ed. [S.I.]: [s.n.], 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15087 - 2004.** Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral. [S.I.]. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12891 - 1993.** Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall - Procedimento. [S.I.]. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16273 - 2014.** Misturas asfálticas — Propriedades volumétricas de concreto asfáltico. [S.I.]. 2004.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR NF P 98-251-1.** Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Essai de Duriez. [S.I.]. 1995.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR NF P 98-252.** Essais Relatifs aux Chaussées: Essai à la presse à cisaillement giratoire. [S.I.]. 1999.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR NF EM 12697 - 5.** Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 5 : masse volumique réelle (MVR) des matériaux bitumineux. [S.I.]. 2010.

BARRA, B. S. **Avaliação da Ação da água o Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas.** Tese de Doutorado - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 327. 2009.

BERNUCCI, L. L. B. *et al.* **Pavimentação asfáltica:** formação básica para engenheiros. 3a. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2010.

BESSA, I. S. **Avaliação do processamento digital de imagens como ferramenta para caracterização de agregados e misturas asfálticas.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 153. 2012.

BESSA, I. S. *et al.* Aggregate Shape Properties and Their Influence on the Behavior of Hot-Mix Asphalt. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 2014.

BROWN, E. R.; CROSS, S. A. **Compariosn of laboratory and field density of asphalt mixtures.** National Center for Asphalt Technology - NCAT. [S.I.]. 1991. (NCAT Report No. 91-1).

BUCHANAN, M. S. **Evaluation of the Effect of Flat and Elongated Particles oh the Performance of Hot Mix ASphalt Mixtures.** National Center for ASphalt Technology - NCAT. Auburn. 200. (NCAT 00-03).

CALEGARE, A. J. A. **Introdução ao delineamento de experimentos.** 2a. ed. São Paulo: Blucher, 2009.

CALLISTER, W. D. **Ciência e engenharia de materiais:** uma introdução. Tradução de Sérgio Murilo Stamile Soares. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CARVALHO, C. A. B. **Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas de roda num pavimento flexível.** Tese de Doutorado - EESC/ USP. São Carlos, p. 298. 1997.

CHEHAB, G. R.; O'QUINN, E.; KIM, R. Specimen Geometry Study for Direct Tension Test Based on Mechanical Tests and Air Void Variation in Asphalt Concrete Specimens Compacted by Superpave Gyratory Compactor. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1723, 2000. 125 - 132.

CHEN, J.; HUANG, B.; SHU, X. Air-void distribution analysis of asphalt mixture using udiscrete element method. **Journal of Materials in Civil**, 25, n. 10, 2013. 1375 - 1385.

CHEN, J.-S.; LIN, K. Y.; CHANG, M. K. Influence of Coarse Aggregate Shape on the Strength of Asphalt Concrete Mixtures. **Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies**, 6, 2005. 1062 - 1075.

CHO, D.-W.; BAHIA, H. ; KAMEL, I. Critical Evaluation of Use of the Procedure of Superpave Volumetric Mixture Design for Modified Binders. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1929, 2005. 114 - 125.

CLYNE, D. S. *et al.* **Dynamic and resilient modulus of Mn/DOT asphalt mixtures.** University of Minnesota. [S.I.], p. 78. 2003. (MN/RC – 2003-09).

COMINSKY, R.; LEAHY, R. B.; HARRIGAN, T. **Level One Mix Design: Materials Selection, Compaction, and Conditioning.** Strategic Highway Research Program - SHRP. Washington. 1994. (SHRP-A-408).

CUNHA, M. B. **Avaliação do método bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas.** Dissertação de Mestrado - EESC/ USP. São Carlos, p. 105. 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 117/97:** Misturas betuminosas - determinação da densidade aparente. [S.I.]. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 043/95.** Misturas betuminosas a quente - ensaio Marshall. [S.I.]. 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT - Manual de Pavimentação.** 3a. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT ES 031/2006.** Pavimentos flexíveis - concreto asfáltico. [S.I.]. 2006.

DI BENEDETTO, ; DE LA ROCHE, S. **State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures.** RILEM. New York. 1998. (17).

DUBOIS, V.; DE LA ROCHE, C.; BURBAN, O. Influence of the compaction process on the air void homogeneity. **Construction and Building Materials**, 2010. 885 - 897.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 12697-26**. Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Part 26: Resistance to fatigue, 2006.

FAXINA, A. L. **Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha**. Tese de Doutorado - EESC/ USP. São Carlos, p. 286. 2006.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. FHWA. **Standard practice for mixture conditioning of hot mix asphalt HMA**. [S.l.]. 1999.

FLETCHER, T.; CHANDAN, C.; MASAD, E.; SIVAKUMAR, K. Aggregate imaging system for characterizing the shape of fine and coarse aggregates. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1832, 2003. 67 - 77.

FOSTER, C. R.. **Development of Marshall procedures for design asphalt paving mixtures**. National Asphalt Pavement Association, 1982. 1 - 22.

GHUZLAN, K. A. **Fatigue damage analysis in asphalt concrete mixtures based upon dissipated energy concepts**. Tese de Doutorado - Illinois University. Urbana, p. 281. 2001.

GOWDA, G. V.; HALL, ; ELLIOTT, R.. Modified Mixes Using Marshall and Strategic Highway Research Program Level I Design Methods. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1530, 1996. 25 - 33.

GRUBBS, F. E. **Procedures for Detecting Outlying Observations in Samples**. USA Ballistic Research Laboratories. [S.l.], p. 53. 14974. (BRL 1713).

HABIB, A. *et al.* Comparison of Superpave and Marshall Mixtures for Low-Volume Roads and Shoulders. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, 1998.

HALL, K. D.; DANDU, S. K.; GOWDA, G. V. Volumetric Properties in Gyratory Compacted Hot-Mix Asphalt Concrete Specimens. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1545, 1996. 126 - 132.

HARMAN, T. *et al.* History and Future Challenges of Gyratory Compaction 1939 to 2001. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1789, 2002. 200 - 2007.

HARMELINK, D.; ASCHENBRENER, T.; SHULER, S. Achieving 4% Air Voids in Real Pavements with Superpave. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 2040, 2007. 115–122.

HARVEY, J. T.; WISSMAN, S. L.; MONISMITH, C. L. Rutting Characterization of Asphalt Concrete Using Simple Shear Test. In: KIM, Y. R. **Modeling os Asphalt Concrete**. 1a. ed. [S.l.]: McGrawHill Books, 2009. Cap. 10.

HARVEY, J.; GUADA, I.; LONG, F. **Effects of Material Properties, Specimen Geometry, and Specimen Preparation Variables on Asphalt Concrete Tests for Rutting**. Federal Highway Administration - FHWA. Washington. 1999.

HUANG, B. *et al.* Effects of coarse aggregate angularity and asphalt binder on laboratory-measured permanent deformation properties of HMA. **International Journal of Pavement Engineering**, 10, n. 1, 2009. 19 - 28.

HUBER, G. A.; JONES, J. C.; MESSERSMITH, P. E. Contribution of Fine Aggregate Angularity and Particle Shape to Superpave Mixture Performance. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1609, 1998. 28 - 35.

HUNTER, A. E.; MCGREAVY, L.; AIREY, G. D. Effect of Compaction Mode on the Mechanical Performance. **Journal of Transportation**, 135, n. 11, 2009. 839 - 851.

INSTITUTO DE ASTRONOMIA, GEOFÍSICA E CIÊNCIAS ATMOSFÉRICAS. **Boletim Climatológico Anual da Estação Meteorológica do IAG-USP**. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.

JACKSON, N. ; CZOR, L. J. 100-mm-Diameter Mold Used with Superpave Gyratory Compactor. **Journal of Materials in Civil**, 15, n. 1a, 2003. 60 - 66.

KABIR, M. S. *et al.* Performance of Superpave Projects in Louisiana. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 2207, 2011. 16 - 24.

KHAN, Z. *et al.* Comparative study of asphalt concrete laboratory compaction. **Construction and Building Materials**, 1998. 373 - 384.

KHOSLA, N. P.; AYYALA B, D. A Performance-Based Evaluation of Superpave Design Gyrations for High Traffic Surface Mixes. **Procedia - Social and Behavioral Sciences**, 2013. 109 - 118.

KLOPEN, E. T. J.; GOVAERT, L. E. Nonlinear viscoelastic behaviour of thermorhologically compex materials. **Mechanics of Time-Dependent Materials**, 3, 1999. 49 - 69.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES (LCPC). **Manuel LPC d'aide à la formulation**. Paris: [s.n.], 2007.

LABORATORIE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES - LCPC. **Conception et dimensionnement des structures de chaussée**: Guide Technique. Paris: Service D'Études Techniques des Routes et Autoroutes - SETRA, 1994.

MALLICK, R. B. Use of Superpave Gyratory Compactor To Characterize Hot-Mix Asphalt. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1681, 1999. 89 - 96.

MALLICK, R. B. *et al.* Evaluation of Superpave Gyratory Compaction of Hot Mix Asphalt. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1638, 1998. 111 - 119.

MARQUES, G. L. O. **Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória.** Tese de Doutorado - COPPE/ UFRJ. Rio de Janeiro, p. 461. 2004.

MASAD, *et al.* Quantifying Laboratory Compaction Effects on the Internal Structure of Asphalt Concrete. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1681, 1999. 179 - 185.

MCGENNIS, R. B. *et al.* Issues Pertaining to Use of Superpave Gyratory Compactor. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1543, 1996. 139 - 144.

MILTON, J. S.; ARNOLD, J. C. **Introduction to probability and statistics: principles and applications for engineering and the computing sciences.** New York: McGraw Hill, 1990.

MOAVENI, M. *et al.* Use of Advanced Aggregate Imaging Systems to Evaluate Aggregate Resistance to Breakage, Abrasion, and Polishing. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 2401, 2014. 1 - 10.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico.** Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 259. 1998.

MONISMITH, C. L.; FINN, F. N.; VALLERGA, B. A. A comprehensive asphalt concrete mixture design system. In: GARTNER, W. **Asphalt concrete mix design: development of more rational approaches.** [S.l.]: American Society for Testing and Materials - ASTM, 1989. Cap. 3, p. 136.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório.** Tese de doutorado - EP/ USP. São Paulo, p. 299. 2010.

NASCIMENTO, L. A. *et al.* Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas. **Anais do 18º Encontro do IBP**, Rio de Janeiro, 2006.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** Dissertação de MEstrado - COPPE/ UFRJ. Rio de Janeiro, p. 204. 2008.

NETER, J.; WASSERMAN, W.; MICHAEL, M. H. **Applied linear statical models: regression, analysis of variance and experimental design**. 3a. ed. Boston: Irwin, 1990.

ODUROH, P. K.; MAHBOUB, K. C.; ANDERSON, J. Flat and Elongated Aggregates in Superpave Regime. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 12, n. 2, 200. 124 - 130.

OULD-HENIA, ; RODRÍGUEZ, M.; GILLES, A. **Élaboration d'une méthode prédictive de l'orniérage des revêtements bitumineux**. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne - Laboratoire des Voies de Circulation. [S.l.], p. 122. 2004.

PAN, ; TUTUMLUER, E.; CARPENTER, S. H. Effect of Coarse Aggregate Morphology on Permanent Deformation Behavior of Hot Mix Asphalt. **Journal of Transportation Engineering**, 132, n. 7, 2006. 580 - 589.

PELLINEN, T. K. Complex Modulus Characterization of Asphalt Concrete. In: KIM, Y. R. **Modeling of ASphalt COncrete**. 1a. ed. [S.l.]: American Society of Civil Engineers - ASCE, 2009. Cap. 4, p. 460.

PEREIRA, M. M. L. **Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimentos**. Dissertação de Mestrado - EP/ USP. São Paulo, p. 141. 2012.

PÉREZ, Y. A. G. **Estudo da Aplicabilidade do Ultra-Som na Avaliação das Propriedades do Concreto Asfáltico**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 182. 2009.

PETERSON, L. *et al.* Superpave Laboratory Compaction Versus Field Compaction. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, 2003. 201 - 208.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3a. ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

PROWELL, B. D. Design, Construction, and Early Performance of Virginia's Hot-Mix Asphalt Stabilizer and Modifier Test Sections. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1767, 2001. 7 - 14.

PROWELL, B. D.; BROWN, E. R. **Superpave Mix Design: Verifying Gyration Levels in the Ndesign Table**. National Cooperative Highway research Program - NCHRP. Washington. 2007. (NCHRP REPORT 573).

ROBERTS, F. L. *et al.* **Hot mix asphalt Materials, mixture design, and construction**. 2a. ed. Lanham: National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation - NAPA, 1996.

ROBERTS, F. L.; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L.. History of Hot Mix Asphalt Mixture Design. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 2002. 279-293.

SAUTEREY, R. *et al.* **Les enrobés bitumineux**. Paris: Revue générale des routes et de l'aménagement - RGRA, v. 1, 2001. 229 p.

SOARES, J. B. *et al.* **Método de previsão do teor ótimo de ligante em misturas asfálticas tipo CBUQ**. Brasília: Anais da 32a Reunião Anual de Pavimentação, 2000

SOARES, J. B. *et al.* **O efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas**. São Carlos: Anais XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, 1999.

SOUSA, J. B. *et al.* **Evaluation of Laboratory Procedures for Compacting Asphalt-Aggregate Mixtures**. Strategic Highway Research Program (SHRP). Washington, D.C. 1991.

TAPKIN, S. Optimal polypropylene fiber amount determination by using gyratory compaction, static creep and Marshall stability and flow analyses. **Construction and Building Materials**, 2013. 399 - 410.

THYAGARAJAN, S. *et al.* The heterogeneity and mechanical response of hot mix asphalt laboratory specimens. **International Journal of Pavement Engineering**, 11, n. 2, 2010. 107 - 121.

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 149. 2004.

VASCONCELOS, K. L.; SOARES, J. B.; LEITE, L. M. **Influência da Densidade Máxima Teórica na Dosagem de Misturas Asfálticas**. Rio de Janeiro: Anais do XII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2003. 1 - 10 p.

VAVRIK, R.; PINE, W. J.; CARPENTER, H. Aggregate Blending for Asphalt Mix Design: Bailey Method. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1789, 2002. 146 - 153.

VAVRIK, W. R.; FRIES, R. J.; CARPENTER, S. H. Effect of Flat and Elongated Coarse Aggregate on Characteristics of Gyratory Compacted Samples. **Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board**, Washington, n. 1681, 1999. 28 - 36.

VITILLO, N. *et al.* Evaluation of Superpave Mix Design for Low-Volume Roads in New Jersey. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1946, 2006. 139 - 146.

WANG, L. *et al.* Evaluation of Aggregate Imaging Techniques for Quantification of Morphological Characteristics. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 2335, 2013. 39 - 49.

WATSON, D. E. *et al.* Verification of Superpave Number of Design Gyration Compaction Levels for Georgia. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 2057, 2008. 75 - 82.

WATSON, D. E.; BROWN, E. R.; MOORE, J. Comparison of Superpave and Marshall Mix Performance in Alabama. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1929, 2005. 133 - 140.

WEISSMAN, S. L. *et al.* Selection of Laboratory Test Specimen Dimension for Permanent Deformation of Asphalt Concrete Pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1681, 1999. 113 - 120.

YODER, E. J.; WITKZAC, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2a. ed. New York: John Wiley & Sons, 1975.

ZANIEWSKI, J. P.; KANNEGANTI, V. **Comparison of 19 mm Superpave and Marshall Base II Mixes in West Virginia**. Federal Highway Administration - FHWA. [S.I.]. 2003.

APÊNDICE A: Testes Estatísticos

Identificação de Outliers para Análise de Resultados

A análise dos resultados foi baseada no valor médio e no desvio padrão dos parâmetros volumétricos obtidos dos resultados dos ensaios de laboratório. Para a análise dos resultados utilizou-se o teste de Grubbs (1974), que constitui uma ferramenta estatística para identificar valores discrepantes (*outliers*) dentro de uma amostragem. Esse teste pode ser aplicado quando se tem uma amostragem que segue uma distribuição normal, ou similar.

Um *outlier* é definido por Grubbs (1974) como aquele valor que apresenta desvio significativo em relação aos outros membros da amostra. Uma vez identificado, duas hipóteses podem ocorrer:

- a) O valor identificado como *outlier* resulta de uma manifestação da variabilidade dos dados. Nesse caso, o valor identificado como *outlier* deve ser mantido e processado da mesma forma que os demais valores da amostragem;
- b) O valor identificado como *outlier* resulta de erro grosseiro no procedimento experimental, no cálculo, ou ainda na anotação do valor numérico. Nestes casos, recomenda-se uma investigação para identificar as razões do aparecimento do *outlier*. Uma vez identificada a fonte de erro, o valor pode ser retirado da amostragem.

A detecção do *outlier* é feita comparando-se o valor apurado com o valor crítico (T) que depende do número de valores apurados da amostragem e é função do nível de significância desejado.

A significância estatística está relacionada ao grau de confiabilidade que um valor apresenta de ser “verdadeiro”, ou seja, de representar um valor que ocorra dentro de uma amostragem (GRUBBS, 1974).

O nível de significância pode ser entendido como o risco de se rejeitar um valor “verdadeiro” dentro de uma amostragem observada. Para testes estatísticos com observação de *outliers* é recomendado um nível de significância entre 1 e 5%. Valores acima de 5% não são usuais (GRUBBS, 1974). Neste trabalho, utilizou-se um nível de significância de 5%, que representa uma confiabilidade de 95%.

Para a aplicação do teste de Grubbs é necessário conhecer o valor mínimo (X_1) e o valor máximo (X_n) que ocorrem dentro da amostragem e ordená-los de maneira crescente. Desse modo, determina-se o potencial do valor analisado ser um *outlier* acima do valor médio (T_n) ou um *outlier* abaixo do valor médio (T_1). Os valores de T_n e T_1 são calculados através das equações 1 e 2.

$$T_n = \frac{X_n - \bar{X}}{S} \quad (1)$$

$$T_1 = \frac{\bar{X} - X_1}{S} \quad (2)$$

Onde,

T_n é o valor teste para a possibilidade de ser um *outlier* acima do valor médio;

T_1 é o valor teste para a possibilidade de ser um *outlier* abaixo do valor médio;

X_n é o maior valor da amostragem;

$\bar{X}$ é o valor médio;

X_1 é o menor valor da amostragem, e;

S é o desvio padrão.

Os valores T_n e T_1 são comparados com o valor crítico (T) da Tabela 5.8. Quando se deseja identificar outliers que possam ocorrer tanto acima quanto abaixo do valor médio, mas que a ocorrência simultânea de ambos seja improvável, deve-se analisar tanto T_n quanto T_1 e verificar qual dos dois apresenta maior valor. Nessa situação, o nível de significância de 0,025 na Tabela A.1 deve ser adotado para que se tenha a significância real de 0,05.

Tabela A.1 – Valores críticos (T) para testes de apenas um lado (Tn ou T1) quando o desvio padrão é calculado a partir da mesma amostra (adaptado de GRUBBS, 1974)

Número de observações	Nível de significância (%)					
	0,1	0,5	1	2,5	5	10
3	1,155	1,155	1,155	1,155	1,153	1,148
4	1,499	1,496	1,492	1,481	1,463	1,425
5	1,780	1,764	1,749	1,715	1,672	1,602
6	2,011	1,973	1,944	1,887	1,822	1,729
7	2,201	2,139	2,097	2,020	1,938	1,828
8	2,358	2,274	2,221	2,126	2,032	1,909
9	2,492	2,387	2,323	2,290	2,110	1,977
10	2,606	2,482	2,410	2,355	2,176	2,036

Teste de Falta de Ajuste para Modelos Lineares Simples (Lack of Fit)

O teste de falta de ajuste (*Lack of Fit*) foi utilizado para analisar se os modelos lineares da relação entre volume de vazios e a porcentagem de ligante dos diferentes métodos de dosagem eram ou não adequados.

O método é baseado nas diferenças entre os valores observados da variável dependente (Y) e os valores previstos pela linha de regressão estimada. A soma dos erros quadrados (resíduo) pode apresentar valor elevado devido à variabilidade natural de Y, ou porque o modelo não é adequado (MILTON; ARNOLD, 1990; NETER; WASSERMAN; MICHAEL, 1990).

Para a utilização do teste é necessário que existam pelo menos duas observações da variável dependente (Y: volume de vazios) para pelo menos um dos valores de porcentagem de ligante (X). A hipótese nula (H_0) testada é que o modelo linear é apropriado. O modelo linear simples é representado pela eq. 3.

$$Y_{ij} = \beta_0 + \beta_1 x_i + \varepsilon \quad (3)$$

Onde,

i é o i-ésimo valor da variável (1, 2, ..., m);

j é a j-ésima observação (1, 2, ..., n);

β_0 é onde a reta intercepta o eixo y;

β_1 representa a inclinação da reta de regressão;

X_i representa o i-ésimo valor da variável explicativa;

ε_{ij} representa o erro aleatório associado à i-ésimo e j-ésima observação;

n_i representa o número de observações para o i-ésimo valor de X.

A soma dos quadrados dos erros (SQE) é composta pela parte que representa a variabilidade entre as observações da variável resposta para o mesmo X_i , e de outra parte que reflete os desvios das médias das observações (em cada X_i) para o modelo. A eq. 4 representa a soma dos quadrados do erro em que a primeira parte é associada, então, ao erro puro (PE) e a segunda parte à falta de ajuste do modelo (lof).

$$SQE = SQ_{PE} + SQ_{lof} \quad (4)$$

Onde,

$$SQ_{PE} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^{n_i} (Y_{ij} - \bar{Y}_i)^2 \quad (5)$$

$$SQ_{lof} = \sum_{i=1}^m n_i (\hat{Y}_i - \bar{Y}_i)^2 \quad (6)$$

$$\hat{Y}_i = \beta_0 + \beta_1 X_i \quad (7)$$

$$\beta_0 = \bar{Y} - \beta_1 \bar{X} \quad (8)$$

$$\beta_1 = \frac{s_{xy}}{s_{xx}} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \quad (9)$$

O teste de *Lack of Fit* faz uso do teste de F_0 de *Snedecor* que é função da relação entre o quadrado médio devido à falta de ajuste (QM_{lof}) e o quadrado médio do erro puro (QM_{PE}), de acordo com a eq. 10 (CALEGARE, 2009). As equações 11 e 12 apresentam a forma de determinação dos valores de QM_{lof} e de QM_{PE} , respectivamente.

$$F_0 = \frac{QM_{lof}}{QM_{PE}} \quad (10)$$

$$QM_{lof} = \frac{SQ_{lof}}{(m-2)} \quad (11)$$

$$QM_{PE} = \frac{SQ_{PE}}{(n-m)} \quad (12)$$

O valor resultante de F_0 deve ser comparado com o $F_{crítico}$, obtido através das tabelas apresentadas por Calegare (2009). Esse valor é função do nível de significância (α), do número de réplicas (m) e do número de observações (n). O nível de significância adotado nesse trabalho foi de 5%. Valor de F_0 maior que $F_{crítico}$ indica que o modelo linear não é adequado, ou seja, rejeita-se a hipótese nula (H_0) (CALEGARE, 2009).

Na regressão linear, além dos testes de hipótese, a determinação dos intervalos de confiança também é necessária para se avaliar a existência de adequada relação entre a resposta e a variável explicativa. Assim, a primeira tarefa é a determinação do quadrado médio dos erros ou resíduo (QME) conforme a eq. 13.

$$QME = \frac{SQE}{(n-2)} \quad (13)$$

O passo seguinte é o cálculo das variâncias dos estimadores de mínimos quadrados ($Var \beta_0$ e $Var \beta_1$) de acordo com as expressões 14 e 15. Em seguida, determinou-se

o parâmetro t da distribuição de *Student* utilizando-se as tabelas apresentadas por Calegare (2009). A partir daí determinou-se os intervalos de confiança dos estimadores β_0 e β_1 em função das equações 16 a 19.

$$Var(\beta_1) = \frac{QME}{S_{xx}} \quad (14)$$

$$Var(\beta_0) = QME \left(\frac{1}{n} + \frac{\bar{X}^2}{S_{xx}} \right) \quad (15)$$

$$mv_{\beta_0} = \beta_0 - t \sqrt{QME \left(\frac{1}{n} + \frac{\bar{X}^2}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \right)} \quad (16)$$

$$MV_{\beta_0} = \beta_0 + t \sqrt{QME \left(\frac{1}{n} + \frac{\bar{X}^2}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \right)} \quad (17)$$

$$mv_{\beta_1} = \beta_1 - t \sqrt{\frac{QME}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}} \quad (18)$$

$$MV_{\beta_1} = \beta_1 + t \sqrt{\frac{QME}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}} \quad (19)$$

Onde,

mv_{β_0} é o menor valor do intervalo para β_0 ;

MV_{β_0} é o maior valor do intervalo para β_0 ;

mv_{β_1} é o menor valor do intervalo para β_1 e;

MV_{β_1} é o maior valor do intervalo para β_1 .

APÊNDICE B: Resultados dos parâmetros volumétricos para a dosagem com CAP modificado por SBS

Tabela B.1 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Marshall das misturas com CAP modificado

Identificação:							Data Compactação		Ligante	Determinação dos par. volumétricos			
DOSAGEM MARSHALL - SBS - SPV12,5MM									Modificado	Asphalt Institute (2001)			
Mistura		Resp. Pesag.		Projeto		ORIGEM CPS		Finalidade dos CPs		Folha	Determinação Densidade Máxima		
SPV12,5				LTS-OHL		Dosagem Marshall				1/3	Gmm		
Teor de CAP (%)		CP	Pesagem (g)			Densidade do Ligante = 1,011 g/cm³				Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735			
			Ar	Imerso	SSS		Volume CP (cm³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
4,0	4,0	1	1199,10	695,00	1203,80		508,80	2,356	2,584	9,323	8,8	17,3	49,1
4,0		2	1184,20	695,50	1197,90		502,40	2,357	2,584	9,325	8,8	17,3	49,1
4,0		3	1184,50	691,40	1199,50		508,10	2,331	2,584	9,223	9,8	18,2	46,1
4,5	4,5	4	1187,70	699,20	1204,70		505,50	2,349	2,563	10,457	8,3	18,0	53,6
4,5		5	1189,90	695,90	1206,90		511,00	2,328	2,563	10,364	9,2	18,7	51,0
4,5		6	1189,40	696,90	1204,10		507,20	2,345	2,563	10,437	8,5	18,1	53,0
5,0	5,0	7	1195,90	700,20	1203,40		503,20	2,376	2,542	11,752	6,5	17,5	62,7
5,0		8	1197,30	702,00	1203,90		501,90	2,385	2,542	11,797	6,2	17,1	64,0
5,0		9	1196,70	698,70	1200,50		501,80	2,385	2,542	11,793	6,2	17,2	63,9
5,5	5,5	10	1203,30	706,30	1205,10		498,80	2,412	2,522	13,122	4,4	16,7	73,8
5,5		11	1202,80	701,90	1204,80		502,90	2,391	2,522	13,010	5,2	17,4	70,2
5,5		12	1202,20	704,20	1203,50		499,30	2,408	2,522	13,097	4,5	16,8	73,0
6,0	6,0	13	1208,60	706,70	1209,30		502,60	2,404	2,502	14,270	3,9	17,4	77,5
6,0		14	1209,20	712,80	1209,90		497,10	2,432	2,502	14,435	2,8	16,4	83,0
6,0		15	1209,10	709,20	1209,90		500,70	2,415	2,502	14,330	3,5	17,0	79,5

Tabela B.2 – Continuação da Tabela B.1

Identificação: CPs da DOS. MARSHALL - SBS - SPV12,5MM								Ligante Modificado			Determinação dos par. volumétricos Asphalt Institute (2001)						
Mistura SPV12,5		Resp. Pesag.		Projeto LTS-OHL		ORIGEM CPS Dos. Marshall				Folha 2/3	Determinação Densidade Máxima Gmm						
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																	
Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm3)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm3)
4	9,1	0,6	-0,565	9,1	2,348	0,015	0,565	2,348	48,1	1,698	0,564	48,11	17,58	0,520	-0,565	17,6	2,584
			-0,590				0,590				0,590				-0,590		
			1,155				-1,155				-1,155				1,155		
4,5	8,7	0,4	-0,770	8,7	2,341	0,011	0,770	2,341	52,6	1,344	0,776	52,6	18,26	0,386	-0,770	18,3	2,563
			1,130				-1,130				-1,129				1,130		
			-0,360				0,360				0,352				-0,360		
5	6,3	0,2	1,152	6,3	2,382	0,005	-1,152	2,382	63,6	0,764	-1,152	63,6	17,26	0,173	1,152	17,3	2,542
			-0,648				0,648				0,649				-0,648		
			-0,503				0,503				0,502				-0,503		
5,5	4,7	0,4	-0,777	4,7	2,404	0,011	0,777	2,404	72,4	1,907	0,784	72,4	16,95	0,375	-0,777	16,9	2,522
			1,128				-1,128				-1,126				1,128		
			-0,351				0,351				0,343				-0,351		
6	3,4	0,6	0,898	3,4	2,417	0,014	-0,898	2,417	80,0	2,774	-0,888	80,0	16,93	0,484	0,898	16,9	2,502
			-1,077				1,077				1,083				-1,077		
			0,179				-0,179				-0,196				0,179

Figura B.1 – Determinação do teor de projeto Marshall para a mistura com CAP modificado

Tabela B.3 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (100 mm) das misturas com CAP modificado

Identificação:	Data Compactação	Ligante	Determinação dos par. volumétricos
DOSAGEM SUPERPAVE - 100MM - 100G - SBS - SPV12,5MM		SBS	<i>Asphalt Institute (2001)</i>

Mistura	Resp. Pesag.	Projeto	ORIGEM CPS	Finalidade dos CPs	Folha	Determinação Densidade Máxima
SPV12,5		LTS-OHL	SPV100MM - 100G		1/2	Gmm

Teor de CAP (%)		CP	Pesagem (g)			<i>Densidade do Ligante</i> = 1,011 g/cm³					Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735						
			Ar	Imerso	SSS	Volume CP (cm³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)	Média Va (%)	Média Gmb (g/cm3)	Média VFA (%)	VMA (%)	Média Gmm (g/cm3)
4,0	4,0	21	2159,40	1262,50	2177,90	915,40	2,359	2,584	9,332	8,7	17,2	49,3	8,7	2,360	49,4	17,2	2,584
4,0		22	2155,50	1272,70	2185,80	913,10	2,360	2,584	9,339	8,7	17,1	49,5					
4,5	4,5	23	2168,00	1270,20	2183,00	912,80	2,375	2,563	10,571	7,3	17,1	57,0	7,7	2,365	55,7	17,8	2,563
4,5		24	2167,10	1276,90	2197,10	920,20	2,355	2,563	10,481	8,1	17,8	54,3					
5,0	5,0	25	2176,50	1270,60	2189,00	918,40	2,370	2,542	11,719	6,8	17,7	61,7	6,8	2,368	61,5	17,7	2,542
5,0		26	2179,60	1273,80	2194,40	920,60	2,367	2,542	11,708	6,9	17,8	61,3					
5,5	5,5	27	2180,80	1289,90	2194,70	904,80	2,410	2,522	13,111	4,4	16,7	73,5	4,8	2,401	71,9	16,7	2,522
5,5		28	2191,60	1286,20	2202,20	916,00	2,392	2,522	13,015	5,1	17,3	70,3					
6,0	6,0	29	2199,70	1292,50	2201,50	909,00	2,420	2,502	14,360	3,3	16,8	80,5	3,4	2,417	80,0	16,9	2,502
6,0		30	2206,00	1291,40	2204,90	913,50	2,415	2,502	14,330	3,5	17,0	79,5

Figura B.2 – Determinação do teor de projeto Superpave (100 mm) para a mistura com CAP modificado

Tabela B.4 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (150 mm) das misturas com CAP modificado

Identificação:							Data Compactação		Ligante Modificado	Determinação dos par. volumétricos			
DOSAGEM SUPERPAVE - 150MM - 100G - SBS - SPV12,5MM										Asphalt Institute (2001)			
Mistura		Resp. Pesag.		Projeto		ORIGEM CPS		Finalidade dos CPs		Folha	Determinação Densidade Máxima		
SPV12,5				LTS-OHL		Dosagem Superpave 150				1/5	Gmm		
Teor de CAP (%)		CP	Pesagem (g)			Densidade do Ligante = 1,011 g/cm³				Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735			
			Ar	Imerso	SSS		Volume CP (cm³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
4,0	4,0	61	4847,20	2867,20	4914,40		2047,20	2,367	2,584	9,367	8,4	16,9	50,4
4,0		62	4854,30	2862,30	4910,80		2048,50	2,369	2,584	9,375	8,3	16,8	50,7
4,0		63	4747,30	2808,70	4791,50		1982,80	2,394	2,584	9,472	7,4	16,0	54,0
4,0		64	4862,60	2872,00	4910,60		2038,60	2,385	2,584	9,436	7,7	16,3	52,7
4,0		65	4843,60	2858,80	4899,60		2040,80	2,373	2,584	9,389	8,2	16,7	51,1
4,5	4,5	66	4881,20	2877,70	4913,70		2036,00	2,397	2,563	10,670	6,5	16,3	60,3
4,5		67	4879,20	2879,80	4911,00		2031,20	2,402	2,563	10,691	6,3	16,1	61,0
4,5		68	4896,00	2884,90	4926,80		2041,90	2,398	2,563	10,671	6,5	16,3	60,4
4,5		69	4887,30	2873,70	4926,90		2053,20	2,380	2,563	10,594	7,1	16,9	57,8
4,5		70	4873,00	2864,20	4898,00		2033,80	2,396	2,563	10,664	6,5	16,3	60,1
5,0	5,0	71	4939,90	2920,20	4946,10		2025,90	2,438	2,542	12,058	4,1	15,3	73,3
5,0		72	4902,60	2884,70	4914,00		2029,30	2,416	2,542	11,947	5,0	16,1	69,1
5,0		73	4911,60	2897,10	4920,50		2023,40	2,427	2,542	12,004	4,5	15,7	71,2
5,0		74	4897,40	2887,60	4909,80		2022,20	2,422	2,542	11,976	4,7	15,9	70,2
5,0		75	4911,90	2897,60	4922,20		2024,60	2,426	2,542	11,997	4,6	15,7	71,0

Tabela B.5 – Continuação da Tabela B.4

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)				Volume CP (cm ³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	Folha	2/5
		Ar	Imerso	SSS							VMA (%)	VFA (%)
5,5	5,5	76	4915,40	2906,00	4924,40	2018,40	2,435	2,522	13,247	3,4	15,9	78,3
5,5		77	4947,80	2941,70	4953,10	2011,40	2,460	2,522	13,381	2,5	15,0	83,5
5,5		78	4938,80	2931,70	4945,30	2013,60	2,452	2,522	13,342	2,8	15,3	81,9
5,5		79	4928,80	2925,10	4936,40	2011,30	2,450	2,522	13,330	2,8	15,3	81,5
5,5		80	4926,60	2929,40	4930,70	2001,30	2,461	2,522	13,391	2,4	15,0	83,9
6,0	6,0	81	4950,60	2942,80	4952,90	2010,10	2,463	2,502	14,615	1,6	15,4	89,8
6,0		82	4950,20	2944,00	4952,30	2008,30	2,465	2,502	14,627	1,5	15,3	90,2
6,0		83	4964,00	2946,40	4967,10	2020,70	2,456	2,502	14,578	1,8	15,6	88,3
6,0		84	4958,90	2951,60	4961,50	2009,90	2,467	2,502	14,641	1,4	15,2	90,8
6,0		85	4947,20	2940,30	4950,40	2010,10	2,461	2,502	14,605	1,6	15,4	89,4

Tabela B.6 – Continuação da Tabela B.4

Identificação:								Ligante			Determinação dos par. volumétricos							
CPs da DOS. SUPERPAVE_150MM - SBS - SPV12,5MM								Modificado			Asphalt Institute (2001)							
Mistura		Resp. Pesag.		Projeto		ORIGEM CPS					Folha		Determinação Densidade Máxima					
SPV12,5				LTS-OHL		Dos. SPV150					3/5		Gmm					
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																		
Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm3)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm3)	
4	8,0	0,4	0,913	8,0	2,378	0,011	-0,913	2,378	51,8	1,508	-0,902	51,78	16,54	0,397	0,913	16,5	2,584	
			0,740				-0,740				-0,737				0,740			
			-1,429				1,429				1,443				-1,429			
			-0,637				0,637				0,619				-0,637			
			0,413				-0,413				-0,423				0,413			
4,5	6,6	0,3	-0,324	6,4	2,394	0,008	0,324	2,398	59,9	1,253	0,318	60,4	16,39	0,292	-0,324	16,3	2,563	
			-0,883				0,883				0,900				-0,883			
			-0,362				0,362				0,357				-0,362			
			OUTLIER				-1,721				-1,715				OUTLIER			
			-0,152				0,152				0,141				-0,152			
5	4,6	0,3	-1,503	4,6	2,426	0,008	1,503	2,426	71,0	1,550	1,519	71,0	15,74	0,288	-1,503	15,7	2,542	
			1,209				-1,209				-1,189				1,209			
			-0,178				0,178				0,163				-0,178			
			0,495				-0,495				-0,502				0,495			
			-0,023				0,023				0,008				-0,023			
5,5	2,8	0,4	1,600	2,8	2,452	0,010	-1,600	2,452	81,8	2,247	-1,585	81,8	15,29	0,361	1,600	15,3	2,522	
			-0,750				0,750				0,757				-0,750			
			-0,066				0,066				0,048				-0,066			
			0,141				-0,141				-0,162				0,141			
			-0,924				0,924				0,941				-0,924			

Tabela B.7 – Continuação da Tabela B.4

Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm ³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm ³)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm ³)
6	1,6	0,2	-0,079	1,6	2,462	0,004	0,079	2,462	89,7	0,952	0,072	89,7	15,37	0,139	-0,079	15,4	2,502
			-0,577				0,577				0,575				-0,577		
			1,480				-1,480				-1,472				1,480		
			-1,164				1,164				1,173				-1,164		
			0,340				-0,340				-0,347				0,340

Figura B.3 – Determinação do teor de projeto Superpave (150 mm) para a mistura com CAP modificado

Tabela B.8 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Marshall das misturas com CAP 50/70

Identificação:					Data Compactação		Ligante CAP 50/70		Determinação dos par. volumétricos <i>Asphalt Institute</i> (2001)				
DOSAGEM MARSHALL - CAP 50/70 - SPV12,5MM													
Mistura	Resp. Pesag.		Projeto		ORIGEM CPS		Finalidade dos CPs		Folha		Determinação Densidade Máxima		
SPV12,5			LTS-OHL		Dosagem Marshall				1/5		Gmm		
Teor de CAP (%)		CP	Pesagem (g)			<i>Densidade do Ligante</i> = 1,014 g/cm³					Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735		
			Ar	Imerso	SSS	Temperatura da Água (°C)	Volume CP (cm³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
4,0	4,0	1	1156,65	675,75	1170,05		494,30	2,340	2,572	9,230	9,0	17,9	49,5
4,0		2	1154,20	673,78	1167,15		493,37	2,339	2,572	9,228	9,1	17,9	49,4
4,0		3	1156,42	678,60	1166,59		487,99	2,370	2,572	9,347	7,9	16,8	53,2
4,0		4	1157,62	679,52	1170,36		490,84	2,358	2,572	9,303	8,3	17,2	51,7
4,0		5	1156,33	677,73	1169,88		492,15	2,349	2,572	9,268	8,7	17,5	50,6
4,5	4,5	6	1162,38	677,98	1169,03		491,05	2,367	2,551	10,504	7,2	17,4	58,4
4,5		7	1160,64	677,81	1166,83		489,02	2,373	2,551	10,532	7,0	17,1	59,3
4,5		8	1163,20	680,51	1169,67		489,16	2,378	2,551	10,552	6,8	17,0	60,0
4,5		9	1155,57	675,19	1163,70		488,51	2,365	2,551	10,497	7,3	17,4	58,2
4,5		10	1163,85	679,01	1169,31		490,30	2,374	2,551	10,533	7,0	17,1	59,4
5,0	5,0	11	1165,29	679,56	1167,67		488,11	2,387	2,531	11,771	5,7	17,1	66,7
5,0		12	1164,66	679,41	1166,80		487,39	2,389	2,531	11,782	5,6	17,0	67,1
5,0		13	1163,08	679,19	1166,41		487,22	2,387	2,531	11,770	5,7	17,1	66,7
5,0		14	1164,23	681,72	1165,86		484,14	2,404	2,531	11,856	5,0	16,5	69,7
5,0		15	1166,87	679,43	1169,11		489,68	2,383	2,531	11,749	5,9	17,2	66,0

Tabela B.9 – Continuação da Tabela B.8

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)				Volume CP (cm ³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	Folha 2/5	
		Ar	Imerso	SSS							VMA (%)	VFA (%)
5,5	5,5	16	1168,63	682,57	1170,11	487,54	2,397	2,511	13,000	4,5	17,2	73,5
5,5		17	1164,45	683,92	1165,80	481,88	2,416	2,511	13,106	3,8	16,5	77,1
5,5		18	1167,84	683,09	1168,97	485,88	2,403	2,511	13,036	4,3	17,0	74,7
5,5		19	1170,66	683,71	1172,07	488,36	2,397	2,511	13,001	4,5	17,2	73,6
5,5		20	1167,73	684,70	1170,00	485,30	2,406	2,511	13,050	4,2	16,9	75,2
6,0	6,0	21	1168,87	687,43	1169,70	482,27	2,423	2,491	14,340	2,7	16,7	83,8
6,0		22	1166,30	687,37	1167,22	479,85	2,430	2,491	14,381	2,4	16,5	85,2
6,0		23	1158,45	677,34	1159,92	482,58	2,400	2,491	14,203	3,6	17,5	79,2
6,0		24	1172,82	686,94	1173,88	486,94	2,408	2,491	14,250	3,3	17,2	80,7
6,0		25	1154,77	673,98	1155,75	481,77	2,397	2,491	14,182	3,8	17,6	78,5

Tabela B.10 – Continuação da Tabela B.8

Identificação: DOSAGEM MARSHALL - CAP 50/70 - SPV12,5MM								Ligante CAP 50/70			Determinação dos par. volumétricos <i>Asphalt Institute (2001)</i>						
Mistura SPV12,5		Resp. Pesag.		Projeto LTS-OHL		ORIGEM CPS Dos. Marshall					Folha 3/5	Determinação Densidade Máxima Gmm					
Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm ³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm ³)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm ³)
4	8,6	0,5	0,889	8,6	2,351	0,013	-0,889	2,351	50,9	1,613	-0,880	50,90	17,47	0,452	0,889	17,5	2,572
			0,932				-0,932				-0,921				0,932		
			-1,423				1,423				1,440				-1,423		
			-0,544				0,544				0,526				-0,544		
			0,146				-0,146				-0,165				0,146		
4,5	7,0	0,2	0,860	7,0	2,371	0,005	-0,860	2,371	59,1	0,743	-0,861	59,1	17,20	0,179	0,860	17,2	2,551
			-0,361				0,361				0,354				-0,361		
			-1,248				1,248				1,257				-1,248		
			1,178				-1,178				-1,173				1,178		
			-0,429				0,429				0,423				-0,429		
5	5,6	0,3	0,358	5,6	2,390	0,008	-0,358	2,390	67,2	1,416	-0,363	66,6	16,98	0,292	0,358	17,0	2,531
			0,092				-0,092				-0,104				0,092		
			0,379				-0,379				-0,383				0,379		
			-1,714				1,714				OUTLIER				-1,714		
			0,885				-0,885				-0,870				0,885		
5,5	4,3	0,3	0,883	4,3	2,404	0,008	-0,883	2,404	74,8	1,487	-0,875	74,8	16,94	0,277	0,883	16,9	2,511
			-1,547				1,547				1,558				-1,547		
			0,064				-0,064				-0,076				0,064		
			0,866				-0,866				-0,859				0,866		
			-0,266				0,266				0,251				-0,266		

Tabela B.11 – Continuação da Tabela B.8

Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm ³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm ³)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm ³)
6	3,2	0,6	-0,798	3,2	2,412	0,015	0,798	2,412	81,5	2,901	0,787	81,5	17,11	0,501	-0,798	17,1	2,491
			-1,268				1,268				1,284				-1,268		
			0,790				-0,790				-0,789				0,790		
			0,240				-0,240				-0,260				0,240		
			1,036				-1,036				-1,021				1,036

Figura B.4 – Determinação do teor de projeto Marshall para a mistura com CAP 50/70

Tabela B.12 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (100 mm) das misturas com CAP50/70

Identificação:							Data Compactação		Ligante	Determinação dos par. volumétricos			
DOSAGEM SUPERPAVE - 100MM - 100G - CAP 50/70 - SPV12,5MM							05/03/2012		CAP 50/70	Asphalt Institute (2001)			
Mistura		Resp. Pesag.	Projeto		ORIGEM CPS		Finalidade dos CPs		Folha	Determinação Densidade Máxima			
SPV12,5			LTS-OHL		Dos. SPV 100MM - 100G				1/5	Gmm			
Teor de CAP (%)		CP	Pesagem (g)			Densidade do Ligante = 1,014 g/cm³				Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735			
			Ar	Imerso	SSS		Volume CP (cm³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
4,0	4,0	1	2153,50	1256,30	2173,80		917,50	2,347	2,572	9,258	8,8	17,6	50,3
4,0		2	2158,70	1269,30	2186,90		917,60	2,352	2,572	9,279	8,5	17,4	51,0
4,0		3	2159,00	1257,80	2184,70		926,90	2,329	2,572	9,188	9,4	18,2	48,2
4,0		4	2158,20	1267,50	2188,90		921,40	2,342	2,572	9,239	8,9	17,8	49,8
4,0		5	2158,30	1259,50	2180,70		921,20	2,343	2,572	9,241	8,9	17,8	49,8
4,5	4,5	6	2167,70	1264,50	2181,40		916,90	2,364	2,551	10,491	7,3	17,5	58,0
4,5		7	2170,10	1262,70	2178,90		916,20	2,368	2,551	10,510	7,2	17,3	58,6
4,5		8	2169,50	1261,20	2198,30		937,10	2,315	2,551	10,273	9,3	19,2	51,7
4,5		9	2172,50	1264,70	2183,10		918,40	2,365	2,551	10,497	7,3	17,4	58,2
4,5		10	2170,60	1268,80	2188,10		919,30	2,361	2,551	10,477	7,5	17,6	57,6
5,0	5,0	11	2177,00	1263,90	2182,00		918,10	2,371	2,531	11,691	6,3	17,6	64,2
5,0		12	2179,50	1271,10	2187,10		916,00	2,379	2,531	11,731	6,0	17,4	65,4
5,0		13	2181,90	1274,10	2185,90		911,80	2,393	2,531	11,798	5,5	16,9	67,7
5,0		14	2180,60	1274,30	2189,50		915,20	2,382	2,531	11,748	5,9	17,2	66,0
5,0		15	2173,20	1264,70	2179,70		915,00	2,375	2,531	11,710	6,2	17,5	64,8

Tabela B.13 – Continuação da Tabela B.12

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)				Volume CP (cm ³)	Gmb (g/cm ³)	Gmm (g/cm ³)	VTA (%)	Va (%)	Folha 2/5	
		Ar	Imerso	SSS							VMA (%)	VFA (%)
5,5	5,5	16	2183,70	1275,90	2185,50	909,60	2,400	2,511	13,020	4,4	17,1	74,2
5,5		17	2186,60	1281,80	2188,10	906,30	2,412	2,511	13,085	3,9	16,6	76,4
5,5		18	2187,80	1274,90	2190,50	915,60	2,389	2,511	12,959	4,8	17,4	72,2
5,5		19	2192,00	1288,50	2193,90	905,40	2,421	2,511	13,131	3,6	16,4	78,0
5,5		20	2194,00	1288,40	2196,00	907,60	2,417	2,511	13,111	3,7	16,5	77,3
6,0	6,0	21	2199,70	1285,70	2201,60	915,90	2,401	2,491	14,210	3,6	17,5	79,4
6,0		22	2198,00	1290,40	2200,60	910,20	2,415	2,491	14,288	3,1	17,0	82,0
6,0		23	2197,90	1291,90	2198,90	907,00	2,423	2,491	14,337	2,7	16,7	83,7
6,0		24	2198,40	1292,50	2199,80	907,30	2,423	2,491	14,336	2,7	16,7	83,6
6,0		25	2195,90	1290,10	2196,80	906,70	2,422	2,491	14,329	2,8	16,8	83,4

Tabela B.14 – Continuação da Tabela B.12

Identificação:								Ligante			Determinação dos par. volumétricos								
Dosagem SPV - 100MM - 100G. - CAP 50/70 - SPV12,5MM								CAP 50/70			Asphalt Institute (2001)								
Mistura		Resp. Pesag.		Projeto		ORIGEM CPS				Folha		Determinação Densidade Máxima							
SPV12,5				LTS-OHL		100MM - 100G				3/5		Gmm							
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																			
Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm3)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm3)		
4	8,9	0,3	-0,499	8,9	2,343	0,009	0,499	2,343	49,8	1,022	0,494	49,83	17,77	0,303	-0,499	17,8	2,572		
			-1,127				1,127				1,146				-1,127				
			1,574				-1,574				-1,561				1,574				
			0,062				-0,062				-0,076				0,062				
			-0,010				0,010				-0,004				-0,010				
4,5	7,7	0,9	-0,413	7,3	2,355	0,022	0,413	2,365	56,8	2,876	0,409	58,1	17,78	0,782	-0,413	17,4	2,551		
			-0,611				0,611				0,627				-0,611				
			OUTLIER				-1,776				-1,773				OUTLIER				
			-0,474				0,474				0,476				-0,474				
			-0,278				0,278				0,262				-0,278				
5	6,0	0,3	1,088	6,0	2,380	0,008	-1,088	2,380	65,6	1,334	-1,072	65,5	17,33	0,289	1,088	17,3	2,531		
			0,106				-0,106				-0,119				0,106				
			-1,528				1,528				1,540				-1,528				
			-0,288				0,288				0,274				-0,288				
			0,622				-0,622				-0,623				0,622				
5,5	4,1	0,5	0,579	4,1	2,408	0,013	-0,579	2,408	75,6	2,400	-0,598	75,6	16,80	0,449	0,579	16,8	2,511		
			-0,340				0,340				0,326				-0,340				
			1,446				-1,446				-1,429				1,446				
			-0,984				0,984				1,000				-0,984				
			-0,701				0,701				0,702				-0,701				

Tabela B.15 – Continuação da Tabla B.12

Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm ³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm ³)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm ³)
6	3,0	0,4	1,659	3,0	2,417	0,009	-1,659	2,417	82,4	1,819	-1,652	82,4	16,94	0,316	1,659	16,9	2,491
			0,226				-0,226				-0,244				0,226		
			-0,688				0,688				0,694				-0,688		
			-0,661				0,661				0,666				-0,661		
			-0,536				0,536				0,535				-0,536

Figura B.5 - Determinação do teor de projeto Superpave (100 mm) para a mistura com CAP 50/70

Tabela B.16 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (150 mm) das misturas com CAP50/70

Identificação:							Data Compactação		Ligante	Determinação dos par. volumétricos			
DOSAGEM SUPERPAVE - 150MM - 100G - CAP 50/70 - SPV12,5MM									CAP 50/70	Asphalt Institute (2001)			
Mistura		Resp. Pesag.	Projeto		ORIGEM CPS		Finalidade dos CPs		Folha	Determinação Densidade Máxima			
SPV12,5			LTS-OHL		Dos. SPV 150MM - 100G				1/5	Gmm			
Teor de CAP (%)		CP	Pesagem (g)			Densidade do Ligante = 1,014 g/cm³				Gsb da Mistura de Agreg. 2,735			
			Ar	Imerso	SSS		Volume CP (cm³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
4,0	4,0	31	4844,50	2857,10	4888,90		2031,80	2,383	2,572	9,399	7,4	16,4	55,02
4,0		32	4852,10	2848,60	4891,60		2043,00	2,374	2,572	9,363	7,7	16,7	53,77
4,0		33	4852,90	2854,20	4888,70		2034,50	2,384	2,572	9,403	7,3	16,3	55,15
4,0		34	4861,30	2850,70	4895,20		2044,50	2,377	2,572	9,375	7,6	16,6	54,18
4,0		35	4849,90	2855,90	4883,40		2027,50	2,391	2,572	9,431	7,1	16,1	56,17
4,5	4,5	36	4882,30	2864,50	4896,30		2031,80	2,402	2,551	10,658	5,9	16,1	63,70
4,5		37	4885,70	2874,10	4897,10		2023,00	2,414	2,551	10,711	5,4	15,7	65,75
4,5		38	4876,20	2863,30	4893,20		2029,90	2,401	2,551	10,654	5,9	16,2	63,58
4,5		39	4882,30	2862,90	4898,40		2035,50	2,398	2,551	10,640	6,0	16,3	63,07
4,5		40	4877,30	2870,40	4897,50		2027,10	2,405	2,551	10,671	5,7	16,0	64,22
5,0	5,0	41	4896,10	2873,00	4904,40		2031,40	2,409	2,531	11,878	4,8	16,3	70,43
5,0		42	4901,90	2884,70	4909,40		2024,70	2,420	2,531	11,931	4,4	16,0	72,42
5,0		43	4900,10	2892,90	4904,80		2011,90	2,435	2,531	12,005	3,8	15,4	75,33
5,0		44	4896,90	2883,20	4899,70		2016,50	2,427	2,531	11,969	4,1	15,7	73,87
5,0		45	4897,1	2890,1	4905		2014,9	2,429	2,531	11,975	4,0	15,6	74,12

Tabela B. 17 – Continuação da Tabela B.16

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)				Volume CP (cm ³)	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	Folha	2/5
		Ar	Imerso	SSS							VMA (%)	VFA (%)
5,5	5,5	46	4904,50	2877,50	4909,90	2032,40	2,412	2,511	13,081	4,0	16,7	76,28
5,5		47	4915,70	2902,10	4919,30	2017,20	2,433	2,511	13,195	3,1	15,9	80,45
5,5		48	4929,20	2892,70	4935,90	2043,20	2,410	2,511	13,072	4,0	16,7	75,97
5,5		49	4911,10	2896,10	4914,40	2018,30	2,432	2,511	13,192	3,1	16,0	80,32
5,5		50	4901,90	2883,70	4908,00	2024,30	2,421	2,511	13,129	3,6	16,4	78,00
6,0	6,0	51	4947,20	2933,70	4950,10	2016,40	2,452	2,491	14,507	1,6	15,7	89,98
6,0		52	4929,10	2914,20	4932,80	2018,60	2,441	2,491	14,442	2,0	16,1	87,46
6,0		53	4948,30	2923,20	4951,90	2028,70	2,438	2,491	14,426	2,1	16,2	86,87
6,0		54	4940,20	2922,50	4942,70	2020,20	2,444	2,491	14,463	1,9	16,0	88,26
6,0		55	4936,5	2914,8	4939,2	2024,40	2,438	2,491	14,423	2,1	16,2	86,78

Tabela B.18 – Continuação da Tabela B.16

Identificação: Dosagem SPV - 150MM - 100G. - CAP 50/70 - SPV12,5MM								Ligante CAP 50/70			Determinação dos par. volumétricos Asphalt Institute (2001)						
Mistura SPV12,5		Resp. Pesag.		Projeto LTS-OHL		ORIGEM CPS 100MM - 100G				Folha 3/5	Determinação Densidade Máxima Gmm						
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																	
Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Gmb Média (g/cm3)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm3)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm3)
4,0	7,4	0,3	-0,185	7,4	54,9	0,9	0,173	54,9	2,381	0,007	0,185	2,381	16,4	0,233	-0,185	16,4	2,572
			1,181				-1,169				-1,181				1,181		
			-0,330				0,319				0,330				-0,330		
			0,726				-0,728				-0,726				0,726		
			-1,392				1,404				1,392				-1,392		
4,5	5,8	0,2	0,347	5,8	64,1	1,0	-0,352	64,1	2,404	0,006	-0,347	2,405	16,1	0,214	0,347	16,1	2,551
			-1,635				1,642				1,635				-1,635		
			0,470				-0,473				-0,470				0,470		
			0,979				-0,966				-0,979				0,979		
			-0,160				0,148				0,160				-0,160		
5,0	4,2	0,4	1,508	4,2	73,2	1,9	-1,493	73,2	2,424	0,010	-1,508	2,420	15,8	0,345	1,508	15,8	2,531
			0,417				-0,435				-0,417				0,417		
			-1,095				1,115				1,095				-1,095		
			-0,351				0,340				0,351				-0,351		
			-0,479				0,472				0,479				-0,479		

Tabela B.19 – Continuação da Tabela B.16

Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Gmb Média (g/cm ³)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm ³)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																Nova Média VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm ³)
5,5	3,6	0,4	0,902	3,6	78,2	2,1	-0,900	78,2	2,421	0,011	-0,902	2,431	16,3	0,373	0,902	16,3	2,511
			-1,047				1,052				1,047				-1,047		
			1,053				-1,045				-1,053				1,053		
			-0,987				0,990				0,987				-0,987		
			0,080				-0,098				-0,080				0,080		
6,0	1,9	0,2	-1,593	1,9	87,9	1,3	1,599	87,9	2,442	0,006	1,593	2,439	16,1	0,201	-1,593	16,1	2,491
			0,303				-0,309				-0,303				0,303		
			0,764				-0,759				-0,764				0,764		
			-0,307				0,295				0,307				-0,307		
			0,834				-0,827				-0,834				0,834

Figura B.6 - Determinação do teor de projeto Superpave (150 mm) para a mistura com CAP 50/70

APÊNDICE C - Método de determinação do Número de Giros Equivalente

A partir dos dados coletados do CGS durante a dosagem Superpave com a utilização dos moldes de 100 e 150 mm, determinou-se a energia equivalente no compactador giratório (número de giros – NGeq), onde o teor de ligante de projeto fosse o mesmo encontrado com o compactador Marshall. O método adotado para se determinar o NGeq para os dois diâmetros e para os dois tipos de ligantes utilizados é detalhado a seguir:

Etapa 1: a partir das curvas de densificação (Número de giros - %Gmm) dos corpos de prova Superpave de 100 e 150 mm determinou-se, para os teores de ligante de 4, 5 e 6%, a porcentagem de vazios em função do número de giros;

Etapa 2: Selecionou-se 40, 60 e 80 giros como os números de giros de referência. Então, para cada teor de ligante, nestes giros, obteve-se o respectivo valor de percentual de vazios que chamaremos aqui de volume de vazios equivalente (Vaeq). A Tabela C.1 mostra os volumes de vazios equivalente obtidos para os números de giros de referência em função do teor de ligante para cada tamanho de corpo de prova e para cada tipo de ligante utilizado.

Tabela B.1 – Volume de vazios equivalente para os números de giros de referência em função do teor de ligante

Tipo de Ligante	Diâmetro do Corpo de Prova (mm)	Número de Giro de Referência	Volume de Vazios Equivalente-Vaeq (%)		
			Teor de Ligante (%)		
			4,0	5,0	6,0
SBS	150	40	10,9	7,6	4,1
		60	9,4	6,1	2,8
		80	8,0	4,6	1,6
	100	40	11,8	10,1	6,9
		60	10,4	8,5	5,2
		80	8,7	6,8	3,5
Tipo de Ligante	Diâmetro do Corpo de Prova (mm)	Número de Giro de Referência	Volume de Vazios Equivalente-Vaeq (%)		
			Teor de Ligante(%)		
			4,0	5,0	6,0
CAP 50/70	150	40	10,6	7,5	5,3
		60	9,1	5,9	3,7
		80	7,4	4,1	1,9
	100	40	11,0*	9,5	6,7
		60	9,4*	7,8	4,9
		80	7,7*	6,0	3,0

* Valores de volume de vazios referente a 4,5% de CAP 50/70.

Etapa 3: Com os dados da Tabela C.1 foram plotadas 3 linhas de tendência da relação entre o volume de vazios equivalente e o teor de ligante, sendo uma linha para cada número de giros de referência. A partir do teor de projeto Marshall para cada tipo de ligante, determinou-se o volume de vazios equivalente, neste teor, para cada giro de referência. As Figuras C.1, C.2, C.3 e C.4 apresentam a determinação do volume de vazios equivalente para os teores de projeto Marshall com ligante modificado por SBS e com CAP 50/70, respectivamente, em função do diâmetro do molde Superpave.

Etapa 4: A partir das Figura C.1 a CB.4, traçou-se as linhas de tendência do número de giros de referência em função do volume de vazios equivalente para o teor de projeto Marshall. Por fim, para o volume de vazios referente ao projeto Marshall determinou-se o número de giros equivalente, ou seja, com quantos giros, no teor de projeto Marshall, o CGS atingiria a mesma porcentagem de vazios. As Figuras C.5 e C.6 mostram os valores de volume de vazios equivalente em função do número de giros para misturas com CAP modificado e para o CAP 50/70, respectivamente.

Figura C.1 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 150 mm de diâmetro e com CAP modificado por SBS

Figura C.2 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 100 mm de diâmetro e com CAP modificado por SBS

Figura C.3 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 150 mm de diâmetro e com CAP 50/70

Figura C.4 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 100 mm de diâmetro e com CAP 50/70

Figura C. 5 – Valores de volume de vazios equivalente em função do número de giros para corpos de prova de 100 e 150 mm de diâmetro com ligante modificado por SBS

Figura C.6 – Valores de volume de vazios equivalente em função do número de giros para corpos de prova de 100 e 150 mm de diâmetro com CAP 50/70

APÊNDICE D - Efeito do Tipo de Compactação e do Tamanho do Molde sobre as Curvas de densificação das Misturas com CAP Modificado e com CAP Convencional

Figura D.1 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com 4% CAP modificado

Figura D.2 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com 5% CAP modificado

Figura D.3 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com 6% CAP modificado

Figura D.4 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com 4% CAP convencional

Figura D.5 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com 5% CAP convencional

Figura D.6 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com 6% CAP convencional

APÊNDICE E: Valores de Módulo de Resiliência para as Misturas com CAP 50/70 e Modificado por SBS

Tabela E.1 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Marshall

Mét. Comp.	MARSHALL						MARSHALL							Mr _{50/70} /M r _{SBS}
Ligante	CAP 50/70						SBS							
Teor de CAP (%)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)		
4,0	1	5649	5712	83,82	-0,747	5712	1	5165	5035	530,3	0,246	5035	1,13	
4,0	2	5783			0,852		2	5488			0,854			
4,0	3	5696			-0,186		3	4451			-1,100			
4,0	4	5812			1,198									
4,0	5	5618			-1,117									
4,5	6	6734	6228	368,35	1,374	6228	4	5018	5179	661,4	-0,244	5179	1,20	
4,5	7	6079			-0,405		5	4614			-0,856			
4,5	8	6097			-0,356		6	5906			1,099			
4,5	9	6448			0,597									
4,5	10	5782			-1,211									
5,0	11	6039	5949	215,01	0,419	5949	7	5269	5427	136,8	-1,154	5427	1,10	
5,0	12	6024			0,349		8	5509			0,598			
5,0	13	5579			-1,721		9	5503			0,557			
5,0	14	6133			0,856									
5,0	15	5970			0,098									
5,5	16	5456	5812,6	260,74	-1,368	5813	10	6141	6297	143,4	-1,088	6297	0,92	
5,5	17	5945			0,508		11	6423			0,878			
5,5	18	5650			-0,624		12	6327			0,210			
5,5	19	5892			0,305									
5,5	20	6120			1,179									
6,0	21	5419	5608,6	696,66	-0,313	5609	13	5592	5424	149,0	1,129	5424	1,03	
6,0	22	6402			1,310		14	5371			-0,356			
6,0	23	5686			0,128		15	5309			-0,773			
6,0	24	5799			0,314									
6,0	25	4737			-1,439									

Tabela E.2 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (100 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 100 mm - 100 G						Superpave - 100 mm - 100 G			Mr _{50/70} /Mr _{SBS}
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. CP	Mr (MPa)	Nova Média Mr (MPa)	
4,0	1	5948	6123	459	-0,381	6123	21	5642,82	5438	1,12
4,0	2	6826			1,531		22	5233,92		
4,0	3	5911			-0,461					
4,0	4	5630			-1,073					
4,0	5	6299			0,384					
4,5	6	6229	6291	316	-0,196	6291	23	6600,21	5769	1,07
4,5	7	6820			1,675		24	4937,82		
4,5	8	6048			-0,769					
4,5	9	6054			-0,750					
4,5	10	6303			0,039					
5,0	11	6212	6283	524	-0,136	6283	25	5407,35	5412	1,16
5,0	12	6227			-0,108		26	5417,22		
5,0	13	7096			1,552					
5,0	14	5630			-1,248					
5,0	15	6252			-0,060					
5,5	16	6333	6270	140	0,452	6270	27	5054,85	5152	1,22
5,5	17	6397			0,908		28	5249,43		
5,5	18	6179			-0,646					
5,5	19	6069			-1,429					
5,5	20	6370			0,715					
6,0	21	4828	5596	734	-1,046	5596	29	4871,55	5018	1,12
6,0	22	5048			-0,746		30	5164,83		
6,0	23	6517			1,254					
6,0	24	5381			-0,293					
6,0	25	6207			0,832					

Tabela E.3 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (150 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 150 mm - 100 G						Superpave - 150 mm - 100 G			Mr _{50/70} /Mr _{SBS}
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. CP	Mr (MPa)	Nova Média Mr (MPa)	
4,0	31	7045	7669	863	-0,723	7669	21	7661	7552	1,02
4,0	32	7677			0,009		22	7443		
4,0	33	6692								
4,0	34	8038								
4,0	35	8893								
4,5	36	8060	7972	347	0,252	7972	23	8357	8497	0,94
4,5	37	7820			-0,439		24	8636		
4,5	38	7990								
4,5	39	8470								
4,5	40	7522								
5,0	41	6711	7673,2	745	-1,291	7673	25	7393	7183	1,07
5,0	42	8053			0,510		26	6972		
5,0	43	8695			1,371					
5,0	44	7384			-0,388					
5,0	45	7523			-0,202					
5,5	46	6965	7486,6	455	-1,146	7487	27	7962	7900	0,95
5,5	47	7037			-0,988		28	7838		
5,5	48	7750			0,579					
5,5	49	7971			1,065					
5,5	50	7710			0,491					
6,0	51	7568	7297	415	0,653	7297	29	7099	6932	1,05
6,0	52	7862			1,362		30	6764		
6,0	53	7222			-0,181					
6,0	54	6906			-0,943					
6,0	55	6927			-0,892					

Tabela F.2 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (100 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 100 mm - 100 G						Superpave - 100 mm - 100 G			Rt _{50/70} /Rt _{SBS}
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. CP	Rt (MPa)	Nova Média Rt (MPa)	
4,0	1	1,38	1,48	0,06	-1,665	1,48	21	1,56	1,63	0,9
4,0	2	1,52			0,575		22	1,70		
4,0	3	1,54			0,909					
4,0	4	1,50			0,257					
4,0	5	1,48			-0,076					
4,5	6	1,38	1,44	0,10	-0,518	1,44	23	1,92	1,75	0,8
4,5	7	1,52			0,883		24	1,58		
4,5	8	1,31			-1,259					
4,5	9	1,55			1,143					
4,5	10	1,41			-0,248					
5,0	11	1,38	1,38	0,02	0,064	1,38	25	1,71	1,71	0,8
5,0	12	1,41			1,568		26	1,72		
5,0	13	1,38			0,018					
5,0	14	1,35			-1,121					
5,0	15	1,37			-0,529					
5,5	16	1,32	1,36	0,03	-1,304	1,36	27			
5,5	17	1,41			1,340		28			
5,5	18	1,34			-0,541					
5,5	19	1,38			0,458					
5,5	20	1,36			0,047					
6,0	21	1,35	1,32	0,06	0,501	1,32	29	1,75	1,69	0,8
6,0	22	1,28			-0,702		30	1,62		
6,0	23	1,37			0,835					
6,0	24	1,24			-1,403					
6,0	25	1,37			0,768					

Tabela F.3 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (150 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 150 mm - 100 G						Superpave - 150 mm - 100 G			Rt _{50/70} /Rt _{SBS}
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. CP	Rt (MPa)	Nova Média Rt (MPa)	
4,0	31	1,62	1,79	0,12	-1,489	1,79	21	1,97	2,10	0,9
4,0	32	1,82			0,217		22	2,24		
4,0	33	1,81			0,174					
4,0	34	1,77			-0,193					
4,0	35	1,95			1,291					
4,5	36	1,66	1,71	0,04	-1,253	1,71	23	2,36	2,31	0,7
4,5	37	1,70			-0,227		24	2,26		
4,5	38	1,71			0,124					
4,5	39	1,77			1,528					
4,5	40	1,70			-0,173					
5,0	41	1,69	1,71	0,04	-0,392	1,71	25	2,24	2,29	0,7
5,0	42	1,69			-0,495		26	2,34		
5,0	43	1,66			-1,191					
5,0	44	1,75			1,155					
5,0	45	1,74			0,923					
5,5	46	1,52	1,62	0,11	-0,991	1,62	27	1,99	2,19	0,7
5,5	47	1,60			-0,270		28	2,39		
5,5	48	1,57			-0,513					
5,5	49	1,64			0,142					
5,5	50	1,80			1,631					
6,0	51	1,49	1,52	0,06	-0,534	1,52	29	1,92	1,91	0,8
6,0	52	1,52			0,048		30	1,90		
6,0	53	1,44			-1,391					
6,0	54	1,57			0,853					
6,0	55	1,58			1,024					

Tabela F.5 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional a partir de corpos de prova extraídos das placas depois do ensaio de ATR

Mét. Comp.	Placas depois ATR						Placas depois ATR						Rt _{50/70} /Rt _{SBS}
Ligante	SBS						CAP 50/70						
Teor de CAP (%)	N. Placa/ N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. Placa/ N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	
4,0							2323/9	4352	4092	337,89	0,769	4092	0,0
4,0							2323/10	4138			0,136		
4,0							2323/11	4013			-0,234		
4,0							2323/12	4047			-0,133		
4,0							2324/13	4592			1,480		
4,0							2324/14	3409			-2,021		
4,0							2324/15	4044			-0,142		
4,0							2324/16	4141			0,145		
5,0							2327/17	4102	4019	322,92	0,259	4019	0,0
5,0							2327/18	3997			-0,067		
5,0							2327/19	3702			-0,980		
5,0							2327/20	3695			-1,002		
5,0							2328/21	4702			2,117		
5,0							2328/22	3838			-0,559		
5,0							2328/23	4143			0,386		
5,0							2328/24	3969			-0,153		
6,0							2321/1	4365	3498	517,09	1,676	3498	0,0
6,0							2321/2	3321			-0,343		
6,0							2321/3	3262			-0,457		
6,0							2321/4	3020			-0,925		
6,0							2322/5	3860			0,700		
6,0							2322/6	2813			-1,325		
6,0							2322/7	3940			0,855		
6,0							2322/8	3404			-0,182		

APÊNDICE G - Parâmetros de forma dos agregados pelo AIMS

Tabela G.1 - Parâmetros de forma do seixo britado

Form2D																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 6.5)			Moderate (6.5 - 8)			High (8 - 10.75)			Extreme (10.75 - 20)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
2,36 (#8)	151	7,0	1,8	61	40,4%	40,4%	55	36,4%	76,8%	32	21,2%	98,0%	3	2,0%	100,0%	0
Média	151	7,0	1,8	61	40%	40%	55	36%	77%	32	21%	98%	3	2%	100%	0
Angularity																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 2100)			Moderate(2100-3975)			High(3975-5400)			Extreme(5400-10000)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	2591,0	733,1	14	28,0%	28,0%	34	68,0%	96,0%	2	4,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	50	2292,3	689,3	21	42,0%	42,0%	28	56,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
4,75 (#4)	50	2770,1	812,2	10	20,0%	20,0%	35	70,0%	90,0%	5	10,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
2,36 (#8)	151	2895,1	1061,8	32	21,2%	21,2%	96	63,6%	84,8%	20	13,2%	98,0%	3	2,0%	100,0%	0
Média	301	2723,7	903,8	77	28%	28%	193	64%	90%	28	12%	99%	3	2%	100%	0
Texture																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 200)			Moderate (200 - 500)			High (500 - 750)			Extreme (750 - 1000)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	223,8	116,3	29	58,0%	58,0%	20	40,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	47	205,6	108,8	27	57,4%	57,4%	19	40,4%	97,9%	1	2,1%	100,0%	0	0,0%	100,0%	3
4,75 (#4)	49	161,8	102,4	34	69,4%	69,4%	14	28,6%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	1
Média	146	197,2	109,2	90	62%	62%	53	37%	98%	3	2%	100%	0	#DIV/0!	#DIV/0!	
Sphericity																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 0.5)			Moderate (0.5 - 0.6)			High (0.6 - 0.8)			Extreme (0.8 - 1.0)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	0,75	0,06	0	0,0%	0,0%	1	2,0%	2,0%	37	74,0%	76,0%	12	24,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	48	0,76	0,07	0	0,0%	0,0%	1	2,1%	2,1%	32	66,7%	68,8%	15	31,3%	100,0%	2
4,75 (#4)	50	0,69	0,08	0	0,0%	0,0%	4	8,0%	8,0%	39	78,0%	86,0%	7	14,0%	100,0%	0
Média	148	0,7	0,1	0	#DIV/0!	#DIV/0!	6	6%	6%	108	73%	77%	34	25%	100%	

Tabela G.1.1 - Parâmetros de forma do seixo britado

Flat and Elongated Distribution												
Size	Particles in Range	L/S $\geq$ 1:1		L/S > 2:1		L/S > 3:1		L/S > 4:1		L/S > 5:1		Out of Range
		#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#
37,5 (1,5")												
25,0 (1,0")												
19,0 (3/4")												
12,5 (1/2")	50	50	100,0%	13	26,0%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
9,5 (3/8")	48	48	100,0%	13	27,1%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	2
4,75 (#4)	50	50	100,0%	31	62,0%	1	2,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
Média	148	148	100%	57	46%	1	2%	0	#DIV/0!	0	#DIV/0!	
Flat or Elongated Distribution												
Size	Particles in Range	F or E $\geq$ 1:1		F or E >2:1		F or E >3:1		F or E >4:1		F or E >5:1		Out of Range
		#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#
37,5 (1,5")												
25,0 (1,0")												
19,0 (3/4")												
12,5 (1/2")	50	50	100,0%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
9,5 (3/8")	48	48	100,0%	2	4,2%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	2
4,75 (#4)	50	50	100,0%	4	8,0%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
Média	148	148	100%	6	7%	0	#DIV/0!	0	#DIV/0!	0	#DIV/0!	

Tabela G.2 - Parâmetros de forma do seixo

Form2D																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 6.5)			Moderate (6.5 - 8)			High (8 - 10.75)			Extreme (10.75 - 20)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
2,36 (#8)	150	6,3	1,8	82	54,7%	54,7%	45	30,0%	84,7%	20	13,3%	98,0%	3	2,0%	100,0%	0
Média	150	6,3	1,8	82	55%	55%	45	30%	85%	20	13%	98%	3	2%	100%	0
Angularity																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 2100)			Moderate(2100-3975)			High(3975-5400)			Extreme(5400-10000)			#
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	
12,5 (1/2")	50	1432,5	793,6	40	80,0%	80,0%	10	20,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	50	1204,0	872,6	42	84,0%	84,0%	8	16,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
4,75 (#4)	50	1407,0	855,9	41	82,0%	82,0%	8	16,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
2,36 (#8)	150	2431,2	1007,8	68	45,3%	45,3%	73	48,7%	94,0%	6	4,0%	98,0%	3	2,0%	100,0%	0
Média	300	1889,5	924,2	191	69%	69%	99	40%	95%	7	4%	98%	3	2%	100%	0
Texture																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 200)		(≤ 200)	Moderate (200 - 500)		(≤ 500)	High (500 - 750)		(≤ 750)	Extreme (750 - 1000)		(≤ 1000)	Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	176,5	96,3	33	66,0%	66,0%	16	32,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	49	164,0	89,7	38	77,6%	77,6%	11	22,4%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	1
4,75 (#4)	49	130,9	82,9	41	83,7%	83,7%	8	16,3%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	1
Média	148	157,3	89,7	112	76%	76%	35	25%	99%	1	2%	100%	0	#DIV/0!	#DIV/0!	
Sphericity																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 0.5)		(≤ 0.5)	Moderate (0.5 - 0.6)		(≤ 0.6)	High (0.6 - 0.8)		(≤ 0.8)	Extreme (0.8 - 1.0)		(≤ 1.0)	Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	0,70	0,08	2	4,0%	4,0%	2	4,0%	8,0%	43	86,0%	94,0%	3	6,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	49	0,69	0,09	1	2,0%	2,0%	5	10,2%	12,2%	37	75,5%	87,8%	6	12,2%	100,0%	1
4,75 (#4)	49	0,69	0,07	0	0,0%	0,0%	6	12,2%	12,2%	41	83,7%	95,9%	2	4,1%	100,0%	1
Média	148	0,7	0,1	3	3%	3%	13	10%	12%	121	82%	93%	11	9%	100%	

Tabela G.2.1 - Parâmetros de forma do seixo

Flat and Elongated Distribution												
Size	Particles in Range	L/S $\geq$ 1:1		L/S $>$ 2:1		L/S $>$ 3:1		L/S $>$ 4:1		L/S $>$ 5:1		Out of Range
		#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#
37,5 (1,5")												
25,0 (1,0")												
19,0 (3/4")												
12,5 (1/2")	50	50	100,0%	28	56,0%	3	6,0%	2	4,0%	0	0,0%	0
9,5 (3/8")	49	49	100,0%	31	63,3%	7	14,3%	1	2,0%	0	0,0%	1
4,75 (#4)	49	49	100,0%	35	71,4%	4	8,2%	0	0,0%	0	0,0%	1
Média	148	148	100%	94	64%	14	11%	3	3%	0	#DIV/0!	
Flat or Elongated Distribution												
Size	Particles in Range	F or E $\geq$ 1:1		F or E $>$ 2:1		F or E $>$ 3:1		F or E $>$ 4:1		F or E $>$ 5:1		Out of Range
		#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#
37,5 (1,5")												
25,0 (1,0")												
19,0 (3/4")												
12,5 (1/2")	50	50	100,0%	11	22,0%	1	2,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
9,5 (3/8")	49	49	100,0%	7	14,3%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	1
4,75 (#4)	49	49	100,0%	11	22,4%	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	1
Média	148	148	100%	29	20%	1	2%	0	#DIV/0!	0	#DIV/0!	

Tabela G.3 - Parâmetros de forma do agregado granítico

Form2D																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 6.5)			Moderate (6.5 - 8)			High (8 - 10.75)			Extreme (10.75 - 20)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
2,36 (#8)	155	9,3	2,6	15	9,7%	9,7%	39	25,2%	34,8%	64	41,3%	76,1%	37	23,9%	100,0%	0
Média	155	9,3	2,6	15	10%	10%	39	25%	35%	64	41%	76%	37	24%	100%	0
Angularity																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 2100)			Moderate(2100-3975)			High(3975-5400)			Extreme(5400-10000)			Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	3079,3	713,6	5	10,0%	10,0%	40	80,0%	90,0%	5	10,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	50	3188,5	824,5	2	4,0%	4,0%	43	86,0%	90,0%	4	8,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0
4,75 (#4)	50	3143,6	692,1	2	4,0%	4,0%	42	84,0%	88,0%	6	12,0%	100,0%	0	0,0%	100,0%	0
2,36 (#8)	155	3657,7	889,2	2	1,3%	1,3%	98	63,2%	64,5%	48	31,0%	95,5%	7	4,5%	100,0%	0
Média	305	3401,7	817,5	11	6%	6%	223	75%	78%	63	26%	96%	8	4%	100%	0
Texture																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 200)		(≤ 200)	Moderate (200 - 500)		(≤ 500)	High (500 - 750)		(≤ 750)	Extreme (750 - 1000)		(≤ 1000)	Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	431,4	165,6	5	10,0%	10,0%	27	54,0%	64,0%	17	34,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	50	428,4	166,7	5	10,0%	10,0%	29	58,0%	68,0%	13	26,0%	94,0%	3	6,0%	100,0%	0
4,75 (#4)	50	410,9	196,2	7	14,0%	14,0%	28	56,0%	70,0%	12	24,0%	94,0%	3	6,0%	100,0%	0
Média	150	423,5	176,2	17	12%	12%	84	56%	67%	42	29%	96%	7	5%	100%	
Sphericity																
Size	Particles in Range	Average	Standard Deviation	Low (≤ 0.5)		(≤ 0.5)	Moderate (0.5 - 0.6)		(≤ 0.6)	High (0.6 - 0.8)		(≤ 0.8)	Extreme (0.8 - 1.0)		(≤ 1.0)	Out of Range
				#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#	%	Cum. %	#
12,5 (1/2")	50	0,67	0,10	0	0,0%	0,0%	13	26,0%	26,0%	31	62,0%	88,0%	6	12,0%	100,0%	0
9,5 (3/8")	50	0,60	0,10	9	18,0%	18,0%	18	36,0%	54,0%	22	44,0%	98,0%	1	2,0%	100,0%	0
4,75 (#4)	50	0,62	0,11	7	14,0%	14,0%	13	26,0%	40,0%	27	54,0%	94,0%	3	6,0%	100,0%	0
Média	150	0,6	0,1	16	16%	16%	44	30%	42%	80	54%	93%	10	9%	100%	

Tabela G.3.1 - Parâmetros de forma do agregado granítico

Flat and Elongated Distribution												
Size	Particles in Range	L/S $\geq$ 1:1		L/S $>$ 2:1		L/S $>$ 3:1		L/S $>$ 4:1		L/S $>$ 5:1		Out of Range
		#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#
37,5 (1,5")												
25,0 (1,0")												
19,0 (3/4")												
12,5 (1/2")	50	50	100,0%	37	74,0%	11	22,0%	2	4,0%	0	0,0%	0
9,5 (3/8")	50	50	100,0%	41	82,0%	23	46,0%	10	20,0%	4	8,0%	0
4,75 (#4)	50	50	100,0%	37	74,0%	20	40,0%	9	18,0%	3	6,0%	0
Média	150	150	100%	115	77%	54	39%	21	18%	7	7%	
Flat or Elongated Distribution												
Size	Particles in Range	F or E $\geq$ 1:1		F or E $>$ 2:1		F or E $>$ 3:1		F or E $>$ 4:1		F or E $>$ 5:1		Out of Range
		#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#
37,5 (1,5")												
25,0 (1,0")												
19,0 (3/4")												
12,5 (1/2")	50	50	100,0%	15	30,0%	2	4,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
9,5 (3/8")	50	50	100,0%	29	58,0%	4	8,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
4,75 (#4)	50	50	100,0%	20	40,0%	5	10,0%	0	0,0%	0	0,0%	0
Média	150	150	100%	64	46%	11	8%	0	#DIV/0!	0	#DIV/0!	