

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
PROGRAMA DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS A
QUENTE DOSADAS PELAS METODOLOGIAS MARSHALL E
SUPERPAVE COM DIFERENTES GRANULOMETRIAS**

Kamilla Lima Vasconcelos

**Dissertação submetida ao Programa de
Mestrado em Engenharia de Transportes
da Universidade Federal do Ceará, como
parte dos requisitos para a obtenção do
título de Mestre em Ciências (M.Sc.) em
Engenharia de Transportes**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares

**Fortaleza
2004**

FICHA CATALOGRÁFICA

VASCONCELOS, KAMILLA LIMA

Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias. Fortaleza, 2004.

XII, 149 fl., Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2004.

- | | |
|------------------------------|---------------------------|
| 1. Transportes – Dissertação | 2. Pavimentação Asfáltica |
| 3. Dosagem Superpave | 4. Granulometria |

CDD

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

VASCONCELOS, K.L. (2004). Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 149 fl.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Kamilla Lima Vasconcelos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias.

É concedida à Universidade Federal do Ceará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Kamilla Lima Vasconcelos

Rua Dom Sebastião Leme 699 apt. 601 / Bairro de Fátima

CEP 60.050-160 – Fortaleza/CE – Brasil

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE
DOSADAS PELAS METODOLOGIAS MARSHALL E SUPERPAVE COM
DIFERENTES GRANULOMETRIAS

Kamilla Lima Vasconcelos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE
MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO CEARÁ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA DE
TRANSPORTES.

Aprovada por:

Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.
(Orientador)

Prof. Lucas Tadeu Barroso de Melo, Ph.D.
(Examinador Interno)

Profa. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.
(Examinadora Externa)

FORTALEZA, CE – BRASIL

DEZEMBRO DE 2004

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho a minha amiga de
todas as horas, companheira de todos os
instantes, exemplo a ser seguido minha
MÃE!*

AGRADECIMENTOS

- A Deus, por me fazer acreditar sempre em dias melhores.
- Aos meus pais, pelo amor e educação, por compartilharem comigo momentos de alegria e me darem força nos momentos de dificuldade. Espero poder retribuir um dia tudo de bom que vocês já me trouxeram.
- Aos meus irmãos e amigos, Lucas e Sabrina, que tanto amo, por serem companheiros sempre que preciso. “Os irmãos são a melhor ponte com o passado e, possivelmente, quem vai sempre e mesmo te apoiar no futuro”.
- Ao meu orientador de já muitos anos, prof. Jorge Barbosa Soares, por ter acreditado no meu potencial, investido no meu conhecimento, aberto portas e me encorajado a seguir a vida acadêmica.
- Aos meus avós, que através de orações e palavras de fé e esperança sempre fizeram parte do meu alicerce.
- A todos que fazem parte do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará, por compartilharem comigo as dificuldades e ansiedades vividas durante essa trajetória, por vibrarem com minhas conquistas, pela companhia e momentos de descontração. Agradeço em especial aos meus AMIGOS Jorge H. M. Pinheiro e Heberton S. Moreira, que viveram de perto toda essa caminhada e me deram apoio todos os instantes; à Aline Colares, bolsista de iniciação científica, sem a qual parte desse trabalho não seria possível; aos técnicos de laboratório Rômulo, Cleiton, Germano e André, pelas horas a mais de trabalho despendidas para a conclusão dessa dissertação; a Annie Karine, pela doçura, gentileza e boa vontade com todos que fazem parte do LMP; aos engenheiros responsáveis pelo laboratório, Everton Parente e Thiago Loureiro, pelo apoio técnico, logístico e amizade de todos os dias. E como não poderia deixar de ser, a

minha fiel amiga Verônica Castelo Branco, por sempre acreditar que sou capaz e torcer pelo meu sucesso. A ela minha amizade e muito carinho.

- A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Transportes da UFC, em especial ao prof. Felipe Loureiro pela constante busca por um ensino de qualidade e à Ivone, que, num exercício de paciência, nos ajuda durante todo o caminho do mestrado.
- À Petrobras, através dos engenheiros João Augusto Paiva (Lubnor) e Leni Mathias Leite (Cenpes), pelo apoio técnico, palavras de incentivo e injeções de ânimo.
- Ao DNIT, através do engenheiro Valdonel Castelo Branco, que desde o começo apoiou, torceu e participou para uma engenharia rodoviária de melhor qualidade.
- Ao Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Universidade de São Paulo, através da profa. Liedi Bernucci e do engenheiro Edson de Moura, pelo apoio e gentileza na execução dos ensaios de deformação permanente.
- À Agência Nacional do Petróleo, pelo financiamento da bolsa de estudos.
- A todos os meus amigos, que mesmo alguns não sendo da área, contribuíram com o simples fato de existirem em minha vida. “Amigos vão e vem, mas nunca abra mão dos poucos e bons!”. De que vale a vida sem vocês!

MUITO OBRIGADA

Resumo da Dissertação submetida ao PETRAN/UFC como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências (M.Sc.) em Engenharia de Transportes.

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE
DOSADAS PELAS METODOLOGIAS MARSHALL E SUPERPAVE COM
DIFERENTES GRANULOMETRIAS

Kamilla Lima Vasconcelos

Dezembro de 2004

Orientador: Jorge Barbosa Soares

O conhecimento dentro das universidades brasileiras, e principalmente dos órgãos rodoviários, sobre novos tipos de misturas asfálticas e novas formas de dosagens, vem sendo consolidado, mas ainda precisa ser transformado em metodologias correntes. O objetivo geral dessa pesquisa foi a realização da dosagem de misturas asfálticas usinadas a quente com diferentes granulometrias através das metodologias Marshall e Superpave (Nível I). Os procedimentos de dosagem selecionados apresentam como maiores diferenças: (i) forma de determinação da densidade máxima teórica (DMT); (ii) forma de compactação; e (iii) envelhecimento de curto prazo das misturas. As misturas selecionadas foram todas densas, com volume de vazios em torno de 4%, variando-se as distribuições granulométricas, sendo abordadas três granulometrias contínuas (CBUQs) e duas descontínuas (SMAs). A determinação da DMT foi realizada através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes, e através da aplicação de vácuo. O envelhecimento de curto prazo foi considerado apenas na dosagem Superpave, onde foi adotado um tempo de 2h das misturas em estufa na temperatura de compactação. Os resultados dos teores de projeto obtidos apontaram para um maior teor quando adotada a metodologia Superpave. A caracterização mecânica das misturas foi realizada através dos ensaios de resistência à tração estática por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR), vida de fadiga por compressão diametral a tensão controlada e resistência à tração retida por umidade induzida (RRT) e deformação permanente.

Abstract of Thesis submitted to PETRAN/UFC as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.) in Transportation Engineering.

MECHANICAL BEHAVIOR OF HOT MIX ASPHALT DESIGNED BY
MARSHALL AND SUPERPAVE PROCEDURES WITH DIFFERENT
AGGREGATE GRADATIONS

Kamilla Lima Vasconcelos

Dezembro de 2004

Advisor: Jorge Barbosa Soares

The use of new asphalt mixtures and a new design process are still in consolidation at the universities and departments of transportation in Brazil. The main objective of this research is to design hot mix asphalts with different aggregate gradations using both the Marshall and Superpave (level 1) design method. The differences between these two design methods are: (i) theoretical maximum specific gravity (G_{mm}) determination; (ii) compaction method; and (iii) short-term aging of the mixtures. It was selected to this research dense mixtures with 4% air voids, but with continuous and gap-graded gradations. The G_{mm} was determined indirectly from the mixture composition and the relative densities of the constituents of the mixes, and through the uses of a vacuum pump (Rice method). Short-term aging was considered just in the Superpave design, with 2 hours in the oven at the compaction temperature. The design results showed higher optimum asphalt content for the Superpave mixtures. The mechanical behavior of the mixtures was evaluated by: the indirect tensile strength, resilient modulus, fatigue life (stress controlled), resistance to moisture damage, and permanent deformation.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	4
1.1.1	Objetivo Geral	4
1.1.2	Objetivos Específicos	4
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1	GRANULOMETRIA	8
2.1.1	Noções Gerais	8
2.1.2	Misturas Densas e Contínuas	10
2.1.2.1	Zona de Restrição	13
2.1.2.2	Método Bailey para Seleção de Granulometrias Densas e Contínuas	16
2.1.2.3	Stone Matrix Asphalt (SMA)	22
2.2	DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS	25
2.2.1	Dosagem Superpave	26
2.2.2	Dosagem SMA	33
2.3	DENSIDADE MÁXIMA TEÓRICA (DMT)	35
2.3.1	Ponderação das Densidades Reais	37
2.3.2	Método do Querosene	38
2.4	ENVELHECIMENTO DE CURTO PRAZO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	42
3	OBTENÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	44
3.1	AGREGADOS	44
3.2	CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO (CAP)	51
3.3	FIBRAS	54
4	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ESTUDADAS	56
4.1	SELEÇÃO DAS GRANULOMETRIAS	56
4.1.1	Granulometrias Densas e Contínuas	57
4.1.2	Misturas SMA	60
4.2	DENSIDADE MÁXIMA TEÓRICA DAS MISTURAS	62
4.3	DOSAGEM MARSHALL – TEOR DE PROJETO	64
4.3.1	Misturas Densas e Contínuas	67
4.3.2	Misturas SMA	69
4.4	DOSAGEM SUPERPAVE – TEOR DE PROJETO	72
4.4.1	Mistura Densas e Contínuas	76
4.4.2	Misturas SMA	78
4.5	COMPARAÇÃO DAS DOSAGENS MARSHALL E SUPERPAVE	79
4.5.1	Degradação das Misturas – Compactação por Impacto × Compactação por Amassamento	82
5	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	88

5.1	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO ESTÁTICA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	89
5.2	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	92
5.3	FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL A TENSÃO CONTROLADA	97
5.4	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO RETIDA POR UMIDADE INDUZIDA	105
5.5	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	111
6	<i>PROCESSAMENTO DE IMAGENS</i>	<i>114</i>
7	<i>CONCLUSÕES</i>	<i>118</i>
8	<i>REFERÊNCIAS</i>	<i>121</i>

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Avaliação dos pavimentos segundo a pesquisa CNT de 2004	1
Figura 1.2: Organograma da dosagem e caracterização mecânica das misturas	7
Figura 2.1: Graduações de agregados representativas de misturas: (a) densas; (b) abertas; e (c) descontínuas	9
Figura 2.2: Faixas A, B e C do DNIT para misturas (a) CBUQ e (b) AAUQ	11
Figura 2.3: Requisitos Superpave para granulometria de misturas contínuas	12
Figura 2.4: Combinação do formato de partículas e os vazios resultantes (Fonte: VAVRIK <i>et al.</i> , 2001)	18
Figura 2.5: Esquema das peneiras definidas pelo método Bailey (Fonte: VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)	19
Figura 2.6: Esquema da metodologia para seleção da massa específica escolhida para os agregados graúdos (Fonte: adaptada de VAVRIK <i>et al.</i> , 2002a <i>apud</i> CUNHA <i>et al.</i> , 2004)	20
Figura 2.7: Fibra de celulose (a) sem ligante e (b) impregnada com ligante (Fonte: JRS, s/d <i>apud</i> MOURÃO, 2003)	24
Figura 2.8: Moldes cilíndricos de 150 e 100mm de diâmetro	32
Figura 2.9: Ilustração da DMT para mistura asfáltica	36
Figura 2.10: Ilustração do volume considerado na determinação da densidade real de agregados e ligante asfáltico	38
Figura 2.11: Ilustração da tampa de borracha com orifício preenchido com vidro de diâmetro reduzido (VASCONCELOS <i>et al.</i> , 2003)	40
Figura 2.12: Equipamento de aplicação de vácuo para retirada do ar nos vazios da mistura (VASCONCELOS <i>et al.</i> , 2003)	41
Figura 2.13: Ilustração dos vazios existentes entre os filmes de ligante	42
Figura 3.1: Localização da pedreira de Itaitinga	44
Figura 3.2: Etapas do ensaio de adesividade realizado para a brita ¾"	45
Figura 3.3: Alguns passos do ensaio de densidade de agregado graúdo (Fonte: VASCONCELOS e SOARES, 2003)	46
Figura 3.4: Paquímetro para determinação da lamelaridade de agregado graúdo	47
Figura 3.5: Passos para determinação da densidade de agregado miúdo (ASTM C 128): (a) material muito seco; (b) deslizamento ótimo da amostra	48
Figura 3.6: Resumo do procedimento de ensaio de densidade de agregado miúdo segundo ASTM C 128-97 (Fonte: VASCONCELOS e SOARES, 2003)	49
Figura 3.7: Algumas etapas do ensaio de angularidade de agregado miúdo	50
Figura 3.8: Equipamentos utilizados na determinação do grau de desempenho de ligante: (a) reômetro de cisalhamento dinâmico - DSR e (b) reômetro de flexão em viga - BBR	53
Figura 4.1: Cinco distribuições granulométricas adotadas nesse estudo	57
Figura 4.2: Distribuição granulométrica das misturas densas e contínuas segundo especificações do DNIT para Faixa C de CBUQ	58
Figura 4.3: Distribuição granulométrica das misturas densas e contínuas segundo especificações Superpave para misturas com 12,5mm de TMN	58
Figura 4.4: Distribuição granulométrica da mistura SMA 12,5mm segundo especificações da (a) AASHTO, (b) Alemanha, (c) Suécia, e (d) Comunidade Européia	62
Figura 4.5: Distribuição granulométrica da mistura SMA 9,5mm segundo especificações da (a) AASHTO, (b) Alemanha, (c) Suécia, e (d) Comunidade Européia	62

Figura 4.6: Resultados de DMT e DMM obtidos nas dosagens das misturas estudadas	64
Figura 4.7: Exemplo de obtenção do teor de projeto	66
Figura 4.8: Gráfico Viscosidade (Poise) × Temperatura para o CAP 50/60 Fazenda Alegre	67
Figura 4.9: Teores de projeto obtidos para as misturas contínuas – Marshall	69
Figura 4.10: Teores de projeto obtidos para as misturas descontínuas – Marshall	70
Figura 4.11: Compactador giratório LMP/DET/UFC - Troxler 4140	73
Figura 4.12: Organização hierárquica do sistema de dosagem Superpave: Nível de dosagem × Tráfego esperado (ESAL - <i>Equivalent Single-Axle Load</i>)	74
Figura 4.13: Passos para compactação Superpave das amostras	75
Figura 4.14: Etapas para determinação do teor de projeto (Superpave)	76
Figura 4.15: Teor de projeto obtido para as misturas contínuas – Superpave	77
Figura 4.16: Teor de projeto obtido para as misturas descontínuas – Superpave	78
Figura 4.17: Resumo das dosagens das cinco misturas	81
Figura 4.18: Análise da variação das granulometrias antes e após a compactação para as misturas: (a) AZR; (b) BZR; (c) TZR; (d) SMA 12,5mm; e (e) SMA 9,5mm	85
Figura 4.19: Variação da granulometria na peneira crítica, 4,8mm para a mistura SMA12,5mm e 2,0mm para a mistura SMA 9,5mm	86
Figura 5.1: Esquema do ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral (DNER-ME 138/94)	89
Figura 5.2: Prensa mecânica utilizada para realização dos ensaios de resistência à tração	90
Figura 5.3: Resultados dos ensaios de resistência à tração com os respectivos teores de projeto de cada mistura	91
Figura 5.4: Deformações sobre carregamentos repetidos (HUANG, 1993)	93
Figura 5.5: Equipamento de carga repetida LMP/DET/UFC	95
Figura 5.6: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência com os respectivos teores de projeto de cada mistura	96
Figura 5.7: Resultados da razão MR/RT com os respectivos teores de projeto de cada mistura	97
Figura 5.8: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas dosadas pela metodologia Superpave	100
Figura 5.9: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas dosadas pela metodologia Superpave com prolongamento das retas para menores níveis de tensão	101
Figura 5.10: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas dosadas pela metodologia Marshall	102
Figura 5.11: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas contínuas dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave	103
Figura 5.12: CPs serrados da mistura: (a) BZR Marshall, e (b) BZR Superpave	104
Figura 5.13: Alguns passos para a determinação da RT e RT _u	107
Figura 5.14: Gráficos para obtenção do número de golpes necessários para V _v entre 6 e 8% (a) AZR, (b) BZR, (c) TZR, (d) SMA 12,5mm e (e) SMA 9,5mm	109
Figura 5.15: Resultados de RRT para as misturas analisadas	110
Figura 5.16: Mesa compactadora tipo LPC (LTP/EPUSP)	112
Figura 5.17: Simulador de tráfego tipo LPC (LTP/EPUSP)	112
Figura 5.18: Resultados de deformação permanente das três misturas analisadas	113
Figura 6.1: Resumo dos passos adotados para o processamento das imagens	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tipos de misturas asfálticas a quente (Fonte: USACE, 2000)	9
Tabela 2.2: Faixas recomendadas para as três proporções de agregados (Fonte: VAVRIK <i>et al.</i> , 2002a <i>apud</i> CUNHA <i>et al.</i> , 2004)	21
Tabela 2.3: Evolução da compactação giratória (Fonte: HARMAN <i>et al.</i> , 2002)	30
Tabela 2.4: Compactadores utilizados por YILDIRIM <i>et al.</i> (2000)	31
Tabela 2.5: Requisitos para agregados segundo as especificações Superpave para misturas SMA	34
Tabela 2.6: Requisitos Superpave para misturas asfálticas tipo SMA	35
Tabela 3.1: Determinação das densidades e da absorção da brita ¾", segundo ASTM C 127-88	46
Tabela 3.2: Determinação das densidades e da absorção do pó de pedra, segundo ASTM C 128-97	49
Tabela 3.3: Características da cal hidratada (Carbomil, S.A.)	50
Tabela 3.4: Propriedades convencionais do CAP 50/60 Fazenda Alegre	51
Tabela 3.5: Composição química do CAP 50/60 Fazenda Alegre	52
Tabela 3.6: Resultados das análises relativas às especificações Superpave do CAP 50/60 Fazenda Alegre	53
Tabela 3.7: Características exigidas para as fibras de celulose segundo NCAT (1999) (Fonte: REIS, 2002)	54
Tabela 3.8: Resultado de testes em amostra da fibra VIATOP 66	55
Tabela 4.1: Granulometria das misturas densas e contínuas	58
Tabela 4.2: Resultados dos parâmetros de controle descritos pelo Método Bailey	59
Tabela 4.3: Especificações da AASHTO (MP8-01) para granulometrias de misturas SMA	60
Tabela 4.4: Granulometria das misturas de SMA	61
Tabela 4.5: Resultados de DMT e DMM obtidos para as dosagens das misturas estudadas	63
Tabela 4.6: Teores de projeto obtidos para as misturas contínuas – Marshall	68
Tabela 4.7: Teores de projeto obtidos para as misturas descontínuas – Marshall	70
Tabela 4.8: Exigências de alguns parâmetros volumétricos adotadas em países europeus (EAPA, 1998) e nos EUA (NAPA, 2002)	72
Tabela 4.9: Seleção do número de giros para SGC (ROBERTS <i>et al.</i> , 1996)	73
Tabela 4.10: Exigências para os parâmetros volumétricos na dosagem Superpave	77
Tabela 4.11: Teor de projeto obtido para as misturas contínuas – Superpave	77
Tabela 4.12: Teor de projeto obtido para as misturas descontínuas – Superpave	78
Tabela 4.13: Parâmetros volumétricos dos CP's moldados no teor de projeto	79
Tabela 4.14: Influência de alguns fatores no teor de projeto de misturas asfálticas	80
Tabela 4.15: Resumo das misturas dosadas e das que seguiram para caracterização mecânica	82
Tabela 5.1: Resultados do ensaio de resistência à tração (MPa, 25°C)	91
Tabela 5.2: Resultados do ensaio de módulo de resiliência (MPa, 25°C)	96
Tabela 5.3: Resultados da razão MR/RT	96
Tabela 5.4: Valores dos coeficientes k_2 , n_2 e do coeficiente de determinação (R^2) para as misturas dosadas pela metodologia Superpave	100
Tabela 5.5: Valores dos coeficientes k_2 , n_2 e do coeficiente de determinação (R^2) para as misturas dosadas pela metodologia Superpave	102
Tabela 6.1: Valores obtidos de Δ e θ para as três misturas analisadas	117

LISTA DE SÍMBOLOS

D_a	Densidade Aparente do Corpo de Prova Compactado segundo Norma Americana (ASTM D2726-00)
D_a'	Densidade Aparente do Corpo de Prova Compactado segundo Norma Brasileira (DNER-ME 117/87)
D_{aSSS}	Densidade Aparente em Condição SSS
D_r	Densidade Real
G_{mm}	<i>Theoretical Maximum Specific Gravity</i>
P_{SSS}	Peso da Amostra em Condição Saturada Superfície Seca
RT_u	Resistência a Tração por Compressão Diametral após Condicionamento
δ_r	Deslocamento Elástico ou Resiliente
μ	Coefficiente de Poisson
σ_t	Tensão de Tração
ϵ_t	Deformação Específica Recuperável

LISTA DE ABREVIATURAS

A	Ângulo de Giro
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AAUQ	Areia Asfalto Usinada a Quente
ANP	Agência Nacional do Petróleo
APA	<i>Asphalt Pavement Analyzer</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AZR	Acima da Zona de Restrição
BBR	<i>Bending Beam Rheometer</i>
BZR	Abaixo da Zona de Restrição
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de Prova
CPA	Camada Porosa de Atrito
CZR	Cruza a Zona de Restrição

D	Diâmetro do Corpo de Prova
DC	Deformação Controlada
DMM	Densidade Máxima Medida
DMT	Densidade Máxima Teórica
DMTE	Densidade Máxima Teórica no Ensaio
DNC	Departamento Nacional de Combustíveis
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DRC	<i>Dry Rodder Unit Weight</i> - Peso Unitário Seco Compactado
DSR	<i>Dynamic Shear Rheometer</i>
ESAL	<i>Equivalent Single-Axle Load</i>
F	Carga de Ruptura
F'	Carga Vertical Aplicada Diametralmente no Corpo de Prova para Ensaio de Módulo de Resiliência
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
h	Altura do Corpo de Prova
HMA	<i>Hot Mix Asphalt</i>
ID	Índice de Degradação
LCPC	<i>Laboratoire des Ponts et Chaussées</i>
LDM	Linha de Densidade Máxima
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
M	Dosagem Marshall
MARQ	Mistura Asfáltica Reciclada a Quente
MEM	Massa Específica Máxima
MR	Módulo de Resiliência
N	Vida de Fadiga
N _{inicial}	Número de giros inicial
N _{projeto}	Número de giros de projeto
N _{máximo}	Número de giros máximo
NAPA	<i>National Asphalt Pavement Association</i>
NCAT	<i>National Center for Asphalt Technology</i>
P	Massa

P _r	Pressão Aplicada durante a Compactação por Amassamento
PAG	Proporção de Agregado Graúdo
PAV	<i>Pressure Aging Vessel</i>
PFAM	Proporção Fina do Agregado Miúdo
PG	<i>Performance Grade</i> - Grau de Desempenho
PGAM	Proporção Graúda do Agregado Miúdo
PM	Peneira Metade
PPC	Primeira Peneira de Controle
PTMN	Peneira de Tamanho Máximo Nominal
PVN	<i>Penetration Viscosity Number</i>
RBV	Relação Betume-Vazios
RLCCT	<i>Repeated Load Confined Creep Test</i>
RLWT	<i>Rotary Loaded Wheel Tester</i>
RRT	Resistência a Tração Retida por Umidade Induzida
RT	Resistência a Tração Estática por Compressão Diametral
RT _u	Resistência a Tração Estática por Compressão Diametral após condicionamento
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
S	Dosagem Superpave
s	Rotação do Compactador Giratório
SGC	<i>Superpave Giratory Compactor</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SMA	<i>Stone Matrix Asphalt</i>
SPC	Segunda Peneira de Controle
SSS	Saturada Superfície Seca
SST	<i>Superpave Shear Test</i>
Superpave	<i>Superior Performance Asphalt Pavements</i>
TC	Tensão Controlada
TMN	Tamanho Máximo Nominal
TPC	Terceira Peneira de Controle
TSRST	<i>Thermal Stress-Restrained Specimen Test</i>
TZR	Através da Zona de Restrição
UNIT	Unidade de Infraestrutura de Transportes

UFC	Universidade Federal do Ceará
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
VAM	Vazios no Agregado Mineral
VCA	<i>Voids in Coarse Aggregate</i> - Vazios no Agregado Graúdo
VCB	Vazios Cheios com Betume
Vv	Volume de Vazios
VCA _{DRC}	Vazios no Agregado Graúdo - Peso Unitário Seco Compactado
VCA _{MIS}	Vazios no Agregado Graúdo na Mistura
ZR	Zona de Restrição

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

É amplamente reconhecida a grande importância das rodovias na vida econômica e social do Brasil. Mesmo diante da importância do transporte rodoviário, a pesquisa desenvolvida pela Confederação Nacional do Transporte, CNT (2004) mostrou que 46,5% da extensão das rodovias pesquisadas encontram-se com pavimento em estado deficiente, ruim, ou péssimo, 65,3% não estão sinalizadas de forma adequada e 39,8% não possuem acostamento. Observa-se uma piora em relação à pesquisa da CNT de 2003, conforme reportado por MOURÃO (2003). A Figura 1.1 ilustra a situação dos revestimentos dos 74.681km de pavimentos brasileiros avaliados na referida pesquisa CNT (2004). A pesquisa analisou 100% da malha rodoviária federal pavimentada, os principais trechos sob gestão estadual, além de rodovias sob gestão terceirizada.

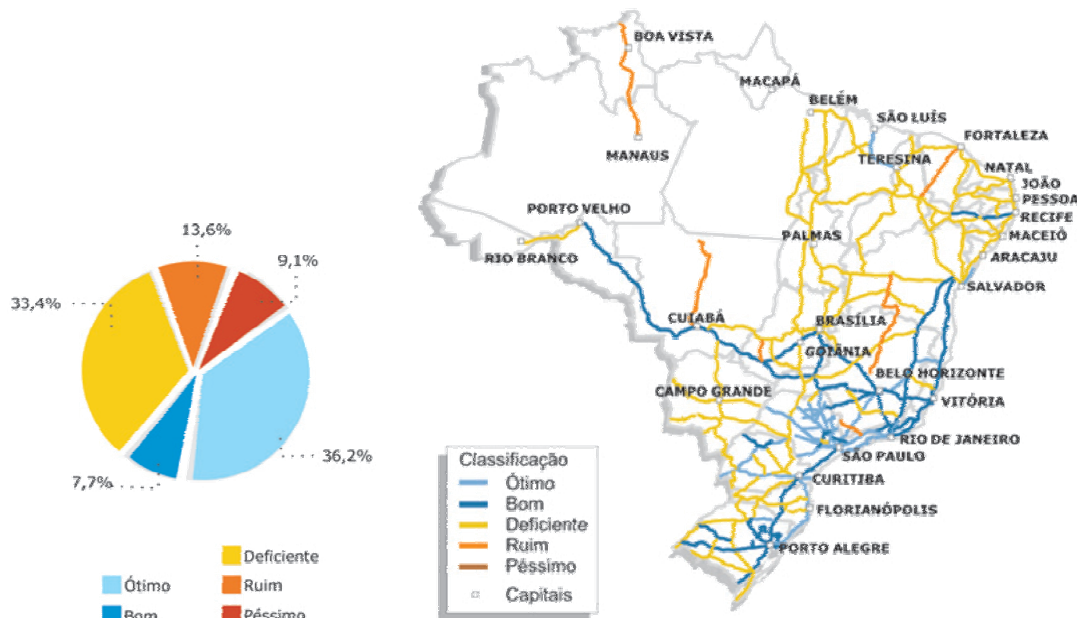


Figura 1.1: Avaliação dos pavimentos segundo a pesquisa CNT de 2004

Ainda segundo a pesquisa CNT (2004), é nítido o desequilíbrio qualitativo das regiões. Na análise comparativa do estado geral das rodovias pesquisadas, o Nordeste

apresenta cerca de $\frac{1}{4}$ de sua extensão (5.258km ou 24,4%) em péssimo estado de conservação, contra 2.260km (11,0%) no Sudeste. Estes valores, que representam as condições do pavimento, da sinalização e da geometria, fazem do Nordeste a região detentora da malha rodoviária em piores condições de todo o país, fato que compromete seu próprio desenvolvimento e também as possibilidades de maior integração econômica com as demais regiões.

As condições do revestimento de um pavimento revelam a capacidade de suportar as cargas provenientes do tráfego a que está submetido, além das condições de conforto e segurança oferecidas aos usuários da rodovia. Os pavimentos asfálticos brasileiros têm tido seu comportamento comprometido em algumas situações onde o aumento do volume de veículos e do excesso de carga são elevados, causando deterioração prematura e, em consequência, aumento nos custos de transportes. De acordo com uma pesquisa do DNER (1998) *apud* REIS (2002), uma rodovia em mau estado de conservação representa no custo total do transporte, 58% a mais no consumo de combustível, 38% no custo operacional dos veículos, 38% no custo do frete, além de dobrar o tempo de viagem, elevar o número de acidentes em 50% e aumentar os custos de manutenção da própria infra-estrutura.

Devido à importância socioeconômica para o desenvolvimento sustentável do país e o grande patrimônio público representado pelas estradas, cabe à engenharia rodoviária o grande desafio de inovar com tecnologias e formas de gerência que reduzam o custo total do transporte do país, garantindo a manutenção e o fornecimento de uma maior extensão de rodovias em boas condições para os usuários.

O aumento do interesse pelo desenvolvimento de materiais mais resistentes para os pavimentos rodoviários se insere no contexto da melhoria das condições das vias a partir da diminuição dos defeitos funcionais e estruturais. As deformações permanentes podem ser decorrentes das solicitações de cargas elevadas associadas a elevadas temperaturas, enquanto o alto grau de trincamento pode decorrer da fadiga dos revestimentos quando não são utilizados materiais e/ou projetos adequados.

Existe um conhecimento crescente dentro das universidades brasileiras, porém ainda incipiente nos órgãos rodoviários, sobre novos tipos de misturas asfálticas, novas formas de dosagens e novos ligantes asfálticos, que precisa ser consolidado e transformado em metodologias correntes. Misturas com módulo elevado, SMA (*Stone Matrix Asphalt*) e camada porosa de atrito são alternativas atualmente empregadas nos países desenvolvidos de maneira a proporcionar maior durabilidade ao pavimento sujeito a um volume de tráfego mais elevado.

A granulometria dos agregados é um dos elementos mais importantes em uma mistura asfáltica, visto que ela afeta quase todas as propriedades físicas da mistura. A prática mais comum não só no estado do Ceará, como no país, é a utilização de misturas asfálticas densas e com graduação contínua. Porém, em países europeus e nos Estados Unidos a utilização de misturas abertas e/ou descontínuas vem aumentando, devido principalmente ao bom comportamento mecânico em relação à deformação permanente e trincamento por fadiga.

Há muitos anos vem-se utilizando no Brasil a dosagem Marshall para misturas asfálticas a quente. Os procedimentos ao longo de algumas décadas sofreram modificações, devido a críticas a alguns dos ensaios presentes no procedimento original. De 1988 a 1993, porém, o governo americano através do FHWA (*Federal Highway Administration*) investiu US\$150 milhões em uma grande pesquisa, denominada SHRP (*Strategic Highway Research Program*), a fim de desenvolver uma nova forma de especificar ligantes asfálticos, além de testar e dosar misturas asfálticas. A metodologia desenvolvida por esse programa ficou conhecida como Superpave (*Superior Performance Asphalt Pavements*) e muitos pesquisadores acreditam ser esse procedimento mais semelhante à realidade de campo que o convencional. Um dos motivos dessa maior eficiência seria a utilização de uma nova forma de compactação dos corpos-de-prova, que se dá por amassamento (giros) em substituição à compactação por impacto.

As regiões Norte/Nordeste até o ano de 2003 não dispunham de nenhum compactador giratório, de forma que as misturas asfálticas utilizando materiais locais continuam sendo dosadas pelo procedimento convencional. A chegada do compactador

giratório ao Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará (UFC) foi o impulso para o início dessa pesquisa.

Como o procedimento de dosagem Superpave ainda não é usado em larga escala no Brasil, objetivou-se realizar uma comparação desse procedimento de dosagem com o procedimento de dosagem Marshall para misturas asfálticas de diferentes granulometrias. Para este trabalho foram adotadas apenas misturas densas, porém com distribuições granulométricas contínuas e descontínuas. As três diferenças chaves entre os dois procedimentos em questão podem ser resumidas em: (1) tipo de compactação; (2) forma de determinação da densidade máxima teórica e (3) envelhecimento de curto prazo.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral dessa pesquisa é realizar a dosagem de misturas asfálticas usinadas a quente com diferentes granulometrias através da metodologia Superpave Nível I (baseada apenas em parâmetros volumétricos) e da metodologia convencional Marshall.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Verificar a necessidade da zona de restrição como pré-requisito para a escolha da distribuição granulométrica dos agregados segundo as especificações Superpave.
- Avaliar a influência do procedimento de dosagem (Marshall × Superpave) no teor de projeto e comportamento mecânico de misturas asfálticas.
- Verificar a influência do tamanho máximo nominal no comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA).
- Verificar a influência da compactação na dosagem e degradação de misturas asfálticas tipo Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) e SMA.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado conforme descrito nos tópicos abaixo:

- Capítulo 1: apresenta uma perspectiva geral de onde o presente trabalho se insere na atual contexto da engenharia rodoviária, bem como os objetivos da dissertação.
- Capítulo 2: é apresentada uma revisão bibliográfica a partir dos principais periódicos da área, sobre diferentes granulometrias e procedimentos de dosagem de misturas asfálticas. Dentro desses dois tópicos base da dissertação são abordados temas mais específicos como, densidade máxima teórica e envelhecimento de curto prazo de misturas asfálticas.
- Capítulo 3: aborda a obtenção dos materiais utilizados nessa pesquisa (brita, pó de pedra, ligante asfáltico e fibra), além do resultado da caracterização desses materiais, com um resumo dos procedimentos de ensaio.
- Capítulo 4: apresenta as granulometrias adotadas, bem como os resultados dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave. É mencionado ainda o método Bailey, que serviu de base para a seleção das granulometrias densas e contínuas.
- Capítulo 5: traz os resultados da caracterização mecânica das misturas estudadas, que foi realizada por meio dos ensaios de resistência à tração estática por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR), fadiga por compressão diametral a tensão controlada, resistência à tração retida por umidade induzida e deformação permanente.

- Capítulo 6: traz uma abordagem sucinta sobre o processamento de algumas imagens, obtidas a partir das misturas analisadas, utilizando o programa *Imagetool*.
- Capítulo 7: são apresentadas as conclusões obtidas desse estudo e sugestões para futuras pesquisas.

A Figura 1.2 ilustra os passos adotados na parte experimental da dissertação, de forma resumida, após a escolha e caracterização dos materiais, para as misturas contínuas (CBUQ's) e descontínuas (SMA's). O organograma traz a parte da dosagem das misturas pelos dois procedimentos de dosagem abordados no Capítulo 4 e a parte de caracterização mecânica abordada com mais detalhe no Capítulo 5.

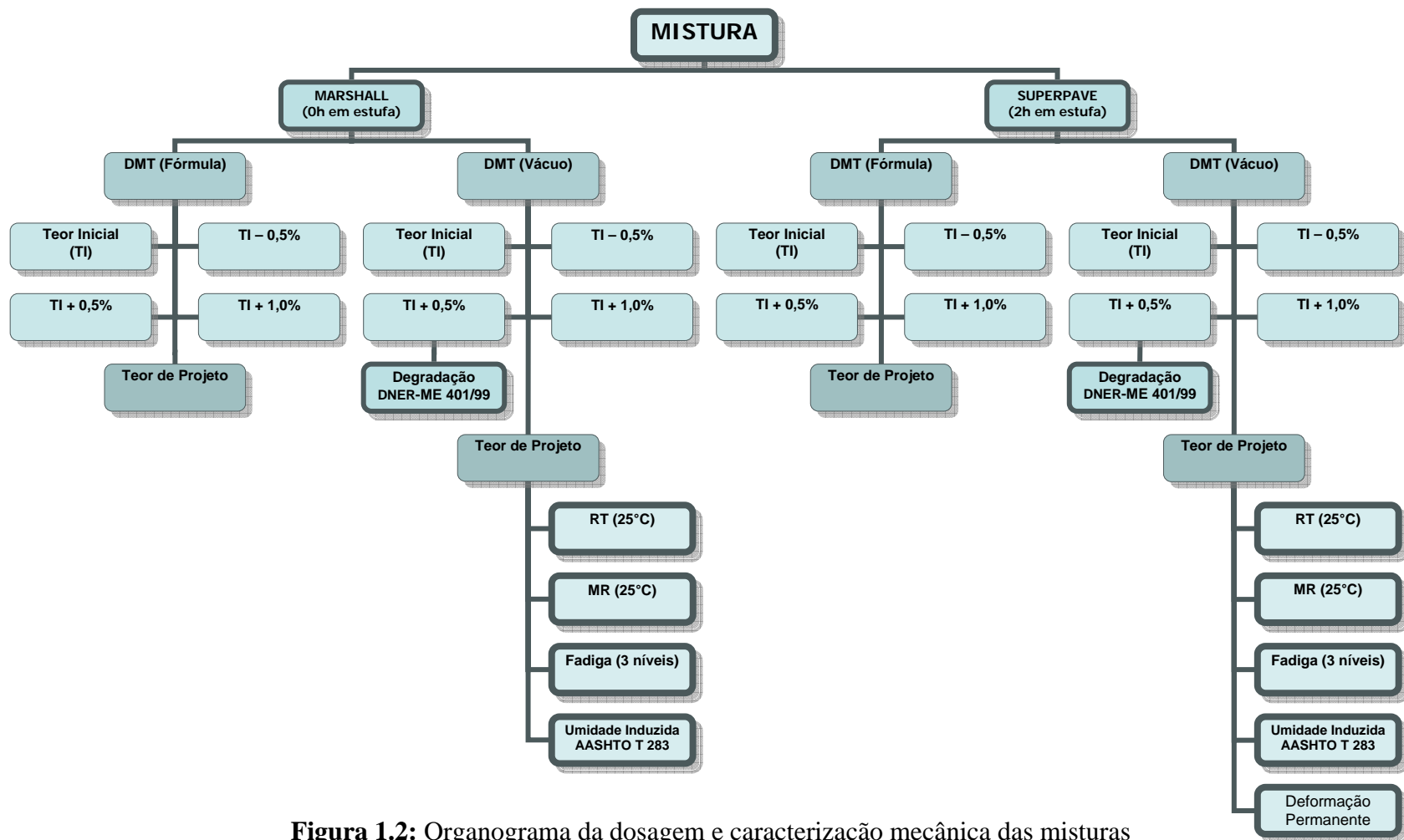


Figura 1.2: Organograma da dosagem e caracterização mecânica das misturas

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GRANULOMETRIA

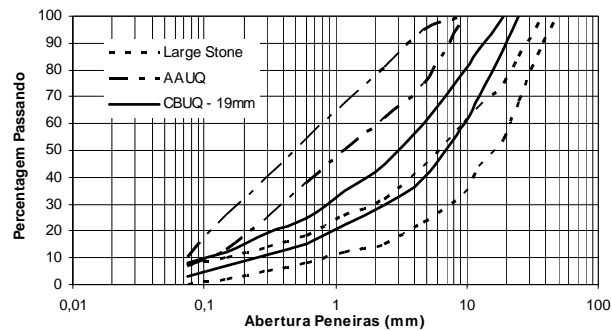
2.1.1 Noções Gerais

Segundo KUENNEN (1998) *apud* CHOWDHURY *et al.* (2001) o desempenho das misturas asfálticas a quente é significativamente influenciado por propriedades da combinação de agregados. Dentre essas propriedades, as que mais influenciam são: forma (angularidade), textura (rugosidade) e granulometria. Uma distribuição granulométrica adequada ao tipo de mistura asfáltica que se quer produzir é um dos pontos chaves para a elaboração de uma mistura de bom desempenho a curto, médio e longo prazo.

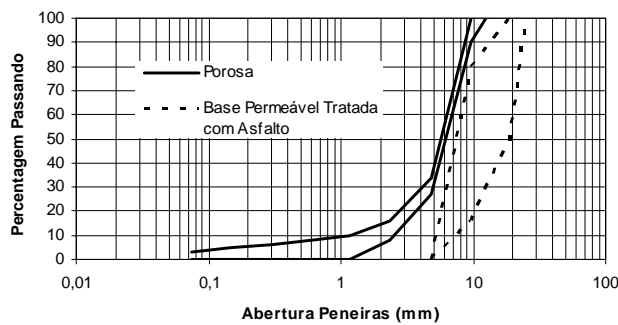
De acordo com o *United States Army Corps of Engineers* (USACE), as misturas asfálticas a quente são normalmente divididas em três tipos conforme a graduação dos agregados utilizados (Tabela 2.1): densas, abertas e descontínuas (USACE, 2000). Ainda segundo USACE (2000), as misturas densas podem ser subdivididas em: convencionais (Concreto Betuminoso Usinado a Quente - CBUQ), *large-stone* e areia asfalto usinada a quente (AAUQ). As misturas abertas incluem dois subtipos: porosas e base permeável tratada com asfalto. Finalmente, as misturas descontínuas se subdividem em convencionais (*Intermediate Stone Content*) e *Stone Matrix Asphalt* (SMA). Exemplos das graduações acima mencionadas podem ser observados na Figura 2.1.

Tabela 2.1: Tipos de misturas asfálticas a quente (Fonte: USACE, 2000)

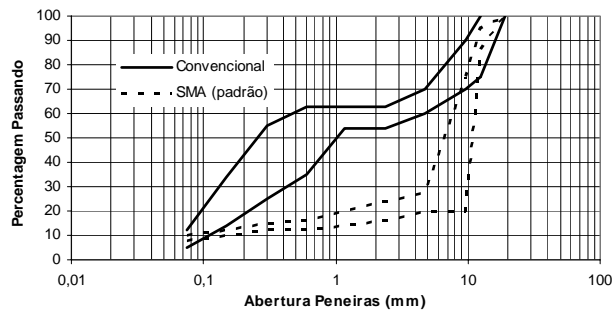
Densas	Abertas	Descontínuas
Convencional (CBUQ) Tamanho máximo nominal normalmente entre 12,5 e 19mm	Porosas	Convencional
<i>Large-Stone</i> Tamanho máximo nominal normalmente entre 25 e 37,5mm	Base permeável tratada com asfalto	<i>Stone Matrix Asphalt (SMA)</i>
AAUQ Tamanho máximo nominal menor que 9,5mm	_____	_____



(a)



(b)



(c)

Figura 2.1: Graduações de agregados representativas de misturas: (a) densas; (b) abertas; e (c) descontínuas

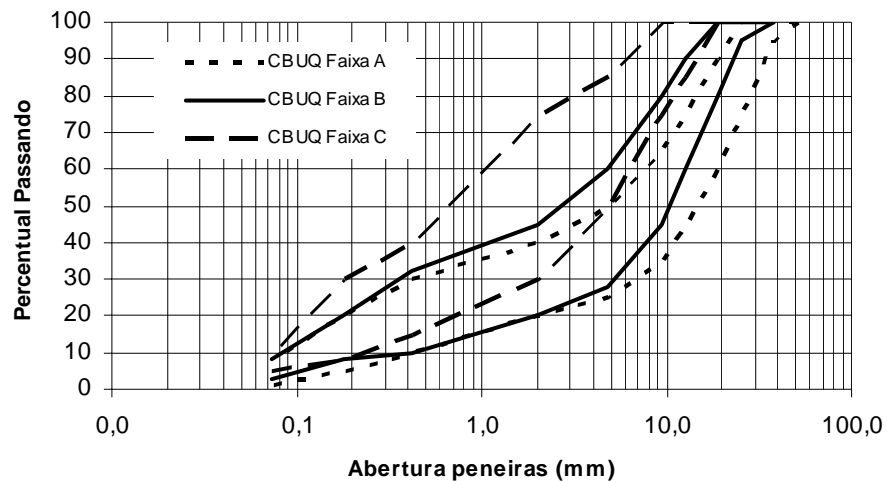
Existem na comunidade técnica algumas ambigüidades em relação à nomenclatura adotada para diferentes distribuições granulométricas de misturas asfálticas, tais como: aberta × fechada, densa × porosa, contínua × descontínua. Em alguns casos, uma das descrições acima mencionadas pode não excluir uma outra, fazendo com que a mistura possua mais de uma dessas características. No Brasil, é comum a utilização de misturas asfálticas a quente densas e contínuas, porém em países desenvolvidos, como os Estados Unidos e vários países da Europa, criou-se a cultura de utilização de misturas abertas e/ou descontínuas, como a Camada Porosa de Atrito (CPA) ou o SMA. Essas misturas aparecem como novas tecnologias para pavimentos sujeitos a tráfego pesado, apresentando bom desempenho quando colocadas sobre CBUQs, por exemplo.

No estudo realizado por ROQUE *et al.* (1997) *apud* HAND e EPPS (2001), que constou de misturas densas passando abaixo e através da zona de restrição (ZR), descrita mais adiante, além de graduações de SMA, foi encontrado que boa resistência ao cisalhamento pode ser atingida por estruturas de agregados passando através da ZR à graduações de SMA, quando essas granulometrias são escolhidas de forma adequada.

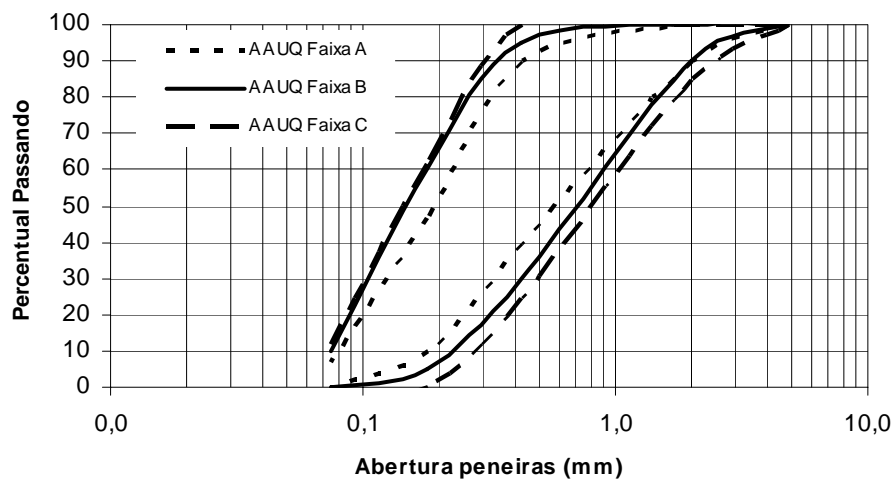
2.1.2 Misturas Densas e Contínuas

As misturas asfálticas são classificadas como densas e contínuas quando essas apresentam baixos valores de volume de vazios (geralmente em torno de 4%) e uma distribuição granulométrica contando com todas as frações de agregados de forma semelhante, respectivamente.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) adota basicamente dois tipos de mistura densa e contínua a quente, denominadas de Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) e Areia Asfalto Usinada a Quente (AAUQ). A Figura 2.2 ilustra as faixas granulométricas adotadas para cada uma dessas misturas.



(a)



(b)

Figura 2.2: Faixas A, B e C do DNIT para misturas (a) CBUQ e (b) AAUQ

No trabalho realizado por SOARES *et al.* (2000) foram testadas granulometrias nas três faixas (A, B e C) de CBUQ do DNIT com CAP de diferentes viscosidades. As misturas na Faixa C apresentaram as maiores resistências e valores da razão entre módulo de resiliência (MR) e resistência à tração (RT) mais próximos de 3.000. Essa razão já havia sido apontada como um padrão para misturas na Faixa C produzidas com o cimento asfáltico de petróleo (CAP) proveniente do petróleo Bachaquero. Segundo COELHO e SÓRIA (1995), que compararam granulometrias nas faixas B e C do DNIT, misturas nas duas faixas apresentaram bons resultados de resistência à deformação permanente, sendo as misturas na faixa B, porém, de pior trabalhabilidade, apesar de existirem vários traços no Brasil nessa faixa sem problemas.

Segundo os requisitos Superpave, a granulometria de uma mistura é baseada em quatro peneiras de controle: a peneira máxima, a peneira máxima nominal, a peneira de 2,36mm e a peneira de 0,075mm de abertura, que formam os pontos de controle. Estes funcionam como pontos mestres onde a curva granulométrica deve passar. A peneira de tamanho máximo nominal (TMN) é uma peneira de tamanho imediatamente acima da primeira peneira que reter mais de 10% do agregado combinado e a peneira máxima é um tamanho acima da peneira de tamanho máximo nominal. A Figura 2.3 ilustra os requisitos Superpave para granulometria de misturas contínuas com 12,5mm de TMN, como exemplo.

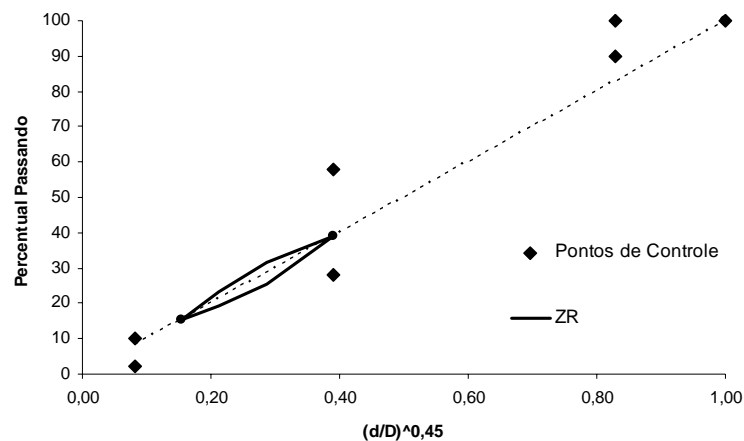


Figura 2.3: Requisitos Superpave para granulometria de misturas contínuas

Uma outra importante característica do gráfico contendo a distribuição granulométrica segundo as especificações Superpave é a linha de densidade máxima (LDM). Em referência ao trabalho original de GOODE e LUFSEY (1962) *apud* ROBERTS *et al.* (1996), existem três métodos para traçar a LDM. A opção recomendada pelos autores é a de que essa linha seja obtida construindo-se uma reta da origem ao ponto referente à peneira de maior abertura que ainda retém material. Porém, segundo ASPHALT INSTITUTE (2001), a LDM é uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto de agregado de tamanho máximo, sendo essa definição uma das descritas no trabalho de GOODE e LUFSEY (1962).

A especificação Superpave segue com a adoção da zona de restrição (ZR). Esta é a parte mais questionável das exigências da graduação, segundo ROBERTS *et al.* (1996). Os questionamentos vêm sendo feitos principalmente pelo fato de que muitas misturas densas, realizadas antes das especificações Superpave, violam a zona de restrição, mas vêm apresentando bom desempenho em campo (WATSON *et al.*, 1997 *apud* CHOWDHURY *et al.*, 2001; HAND e EPPS, 2001; KANDHAL e COOLEY JR., 2002a). A zona de restrição é uma área formada em ambos os lados da LDM, limitada nas peneiras intermediárias (2,36 ou 4,75mm) e na peneira de 0,3mm de abertura. A zona de restrição foi proposta a fim de evitar que uma quantidade excessiva de areia natural seja usada na mistura, além de assegurar que um mínimo de vazios no agregado mineral (VAM) seja atingido.

2.1.2.1 Zona de Restrição

A ZR vem sendo foco de diversos estudos nos últimos anos, devido principalmente aos questionamentos sobre a eficiência da mesma. As diretrizes apontadas pelo Superpave para agregados foram resultado do conhecimento de 14 especialistas, conhecidos como *Aggregate Expert Task Group*, e não de uma pesquisa laboratorial extensiva. Isso ocorreu devido ao foco dado pela pesquisa SHRP ao desenvolvimento de testes e especificações para ligantes asfálticos, bem como para dosagem das misturas, sem muito tempo para estudo dos agregados, que variam muito na natureza.

As especificações de granulometria para misturas asfálticas dosadas pela metodologia Superpave incorporaram, além das recomendações de não passagem pela ZR, que as misturas com granulometria abaixo da ZR deveriam ser utilizadas em preferência às que passavam acima da ZR para tráfego pesado (COMINSKY *et al.*, 1994a, 1994b). O mesmo foi observado por KENNEDY *et al.* (1994), que concluíram que essas graduações (abaixo da ZR) produzem granulometrias graúdas e maximizam o desenvolvimento de uma estrutura de agregados “robusta”. Existe, porém, divergências na literatura sobre o assunto, de forma que diversos autores propõem a extinção da ZR dos procedimentos de dosagem Superpave (CHOWDHURY *et al.*, 2001; HAND *et al.*, 2001; HAND e EPPS, 2001; KANDHAL e COOLEY JR., 2002a).

SEBAALY *et al.* (1997) analisaram misturas com quatro diferentes graduações: uma acima da ZR (AZR), uma através da ZR (TZR) e duas abaixo (BZR). Além dessa variação, os autores utilizaram quatro diferentes ligantes asfálticos e cinco tipos de agregados. A granulometria selecionada como melhor comportamento mecânico ao fim do estudo foi a TZR e a que apresentou piores resultados foi a AZR. Os critérios de eliminação das misturas foi através dos ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração, deformação permanente e *thermal stress-restrained specimen test* (TSRST).

HAND *et al.* (2001) estudaram misturas com três diferentes granulometrias (AZR, TZR e BZR), dois tamanhos máximos nominais (9,5 e 19mm), dois agregados graúdos (calcário e granito) e três agregados miúdos (areia natural, calcário e granito). Segundo os autores, a ZR deve ser omitida dos procedimentos de dosagem Superpave, visto que esta não foi pré-requisito para o bom desempenho das misturas estudadas. O tamanho máximo nominal dos agregados também não influenciou de forma significativa os resultados dos testes de desempenho. Os autores mencionam ainda que o teor ótimo de asfalto determinado usando dosagem Superpave por meio de parâmetros volumétricos pode ser até 0,5% maior que o teor necessário para o “desempenho ótimo” em relação à deformação permanente, sendo recomendada a incorporação de um teste de desempenho durante o procedimento de dosagem.

KANDHAL e MALLICK (2001) avaliaram três granulometrias (AZR, TZR e BZR), dois tamanhos máximos nominais (12,5 e 19mm) e três diferentes tipos de agregado (granítico, calcário e cascalho). Para as misturas com agregados granítico e calcário, a granulometria BZR apresentou, de forma geral, as maiores deformações permanentes, a TZR as menores e a AZR valores intermediários. Para misturas com cascalho, a BZR apresentou as menores deformações permanentes, seguida por TZR e AZR. Dessa forma, a ZR passa a não ser fator relevante na escolha da distribuição granulométrica a ser adotada.

CHOWDHURY *et al.* (2001) avaliaram o comportamento mecânico de misturas com três diferentes granulometrias (AZR, TZR e BZR) e quatro diferentes agregados (cascalho, granito, calcário e areia natural), não sendo mencionado o tamanho máximo

nominal das mesmas. As misturas foram avaliadas através do ensaio cisalhante *Superpave Shear Test* (SST) e do ensaio de deformação permanente *Asphalt Pavement Analyzer* (APA) e não foi verificada relação entre ZR e deformação permanente nas misturas analisadas. É citado ainda pelos autores que as graduações que passam abaixo da ZR freqüentemente apresentam maiores valores de deformação permanente.

KANDHAL e COOLEY JR. (2002a) analisaram misturas acima e abaixo da zona de restrição (ARZ e BRZ, respectivamente), tendo ainda como variantes: dois tamanhos máximos nominais (9,5 e 19mm), dois tipos de agregado graúdo (granito e pedregulho britado) e quatro tipos de agregado miúdo (areia, calcário, granito e diabásio). O comportamento mecânico dessas misturas foi testado através dos ensaios APA, SST e *Repeated Load Confined Creep Test* (RLCCT). Resultados estatísticos dos três testes realizados indicaram que as graduações BZR e AZR comportaram-se de forma semelhante.

O trabalho realizado por KANDHAL e COOLEY JR. (2002b) contou com a investigação de cinco granulometrias (AZR, BZR, TZR e duas cruzando a ZR com descontinuidade entre as peneiras de 2,36 e 0,6mm), dois agregados graúdos, dez agregados miúdos, dois tamanhos máximos nominais (9,5 e 19mm) e três esforços de compactação (75, 100 e 125 giros do compactador giratório). As granulometrias que cruzam a ZR (CZR) representam granulometrias com uma descontinuidade entre as peneiras de 2,36 e 0,6mm e geralmente apresentam baixa estabilidade. A quantidade maior de agregados miúdos em relação ao graúdo deve-se ao fato de que a ZR é aplicada às peneiras de agregados miúdos, de modo que a forma e a textura desse material passam a ser fatores importantes para o desempenho das misturas asfálticas. Segundo os autores, misturas que atendem aos requisitos Superpave e de angularidade da fração miúda, mas que violam a ZR, apresentam desempenho similar ou superior às misturas que têm granulometria fora da ZR. A utilização de agregados de alta angularidade leva a misturas resistentes à deformação permanente, mesmo que a distribuição granulométrica passe através da ZR.

ZHANG *et al.* (2004) investigaram a distribuição granulométrica de quatro misturas que já haviam sido aplicadas em rodovias de alto volume de tráfego no

Alabama, todas elas passando abaixo da ZR (por ser uma exigência do departamento de transportes do estado). Para cada uma dessas granulometrias foram montadas duas novas, sendo uma acima e outra através da ZR. As misturas foram analisadas através dos ensaios APA, *Rotary Loaded Wheel Tester* (RLWT) e estabilidade e fluência Marshall. Os autores também apontam para a ineficiência da ZR, visto que as misturas que violaram a mesma tiveram desempenho semelhante ou superior às misturas que não violaram. Os autores citam ainda que misturas com granulometria BZR, que são comumente tidas como mais resistentes à deformação permanente, aparecem como mais sensíveis às propriedades dos agregados, que as misturas AZR e TZR.

Diante das informações dos trabalhos mencionados, observa-se que a ZR é um fator ineficiente na definição da granulometria da mistura a ser adotada. O comportamento mecânico das misturas asfálticas em laboratório mostrou-se bastante sensível ao tipo de equipamento adotado para análise das mesmas. As características dos materiais utilizados, em especial os agregados, também é fator imponente no desempenho dessas misturas. Dos trabalhos citados, os três tipos de granulometria (AZR, TZR e BZR) podem apresentar melhor comportamento mecânico em relação uns aos outros, a depender dos testes escolhidos para análise e dos materiais adotados.

2.1.2.2 Método Bailey para Seleção de Granulometrias Densas e Contínuas

Segundo VAVRIK *et al.* (2001), na dosagem de uma mistura asfáltica para determinado esforço de compactação, três propriedades de agregados controlam os vazios no agregado mineral (VAM): granulometria, textura superficial e forma. Mudanças na granulometria de uma mistura provocam mudanças diretas no espaço existente no esqueleto mineral. O método Bailey (VAVRIK *et al.*, 2001) visa aperfeiçoar a seleção granulométrica por volume dos agregados e, conseqüentemente, o desempenho das misturas asfálticas.

O método apresenta ferramentas que permitem a avaliação da combinação de agregados para melhor compreensão da relação entre a granulometria e as propriedades da mistura. A otimização dos vazios e do intertravamento entre os agregados irá promover misturas resistentes à deformação permanente. Dessa forma, o método tenta

adequar as vantagens das misturas densas com as vantagens das misturas descontínuas (CUNHA *et al.*, 2004). O intertravamento dos agregados graúdos é quantificado através dos ensaios de massa específica solta e compactada.

Segundo VAVRIK *et al.* (2001), o método Bailey consiste basicamente de quatro etapas:

- avaliação dos vazios dos agregados graúdos e miúdos individualmente;
- definição da peneira de divisão entre agregado graúdo e agregado miúdo;
- avaliação da proporção de diferentes tamanhos de partículas de agregado; e
- avaliação dos agregados individuais e das combinações de agregados por volume.

Uma dos passos importantes desse método é a determinação de quais agregados funcionam como agregado graúdo e agregado miúdo. A peneira de divisão entre os dois tipos de agregado, denominada Primeira Peneira de Controle (PPC), é determinada de acordo com a Peneira de Tamanho Máximo Nominal (PTMN), que é a primeira peneira acima da qual se retém mais de 10% dos agregados, através da equação abaixo:

$$PPC = PTMN \times 0,22 \quad (2.1)$$

O fator de 0,22 usado na equação foi determinado empiricamente, conforme abordado em VAVRIK *et al.* (2001). O tamanho do espaço existente entre as partículas de agregado graúdo depende da forma e tamanho das partículas. Quando todas as faces dos agregados são circulares, o espaço existente entre estes é 0,15 vezes o diâmetro (0,15d) e quando todas as faces são planas esse espaço é de 0,29d, conforme ilustrado na Figura 2.4. O fator de 0,22 é uma média das quatro condições descritas na figura.

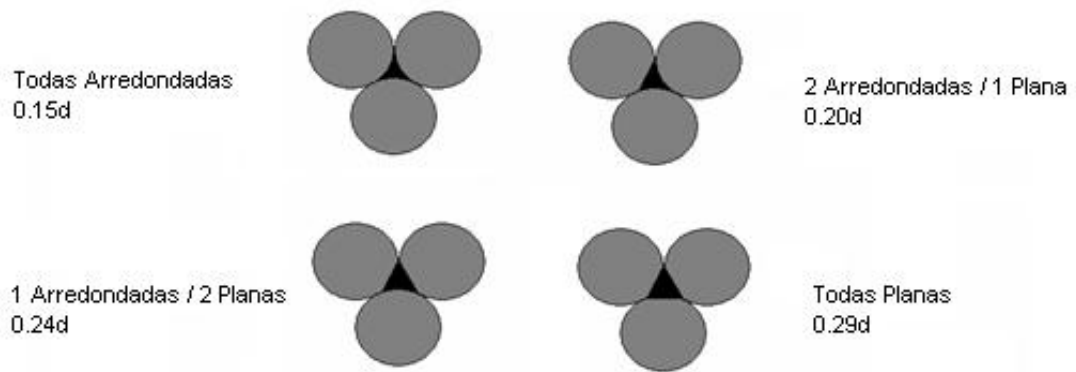


Figura 2.4: Combinação do formato de partículas e os vazios resultantes (Fonte: VAVRIK *et al.*, 2001)

Outra divisão é ainda feita na fração miúda da combinação de agregados, onde é estabelecida a Segunda Peneira de Controle (SPC). O material que passa na PPC e fica retido na SPC é denominado fração graúda do agregado miúdo e o material que passa na SPC é considerado como fração fina do agregado miúdo. A Terceira Peneira de Controle (TPC) é obtida a partir da SPC e é utilizada para a avaliação da fração fina do agregado miúdo. A fração graúda de agregados pode ser ainda dividida em duas partes, que são denominadas fração graúda do agregado graúdo e fração fina do agregado graúdo. Essa divisão é feita pela Peneira Metade (PM), que é determinada a partir da PTMN. A Figura 2.5 ilustra o esquema das peneiras definidas pelo método Bailey, além da fórmula para o cálculo das mesmas e dois exemplos para combinação de agregados com TMN de $\frac{3}{4}$ " e $\frac{1}{2}$ ".

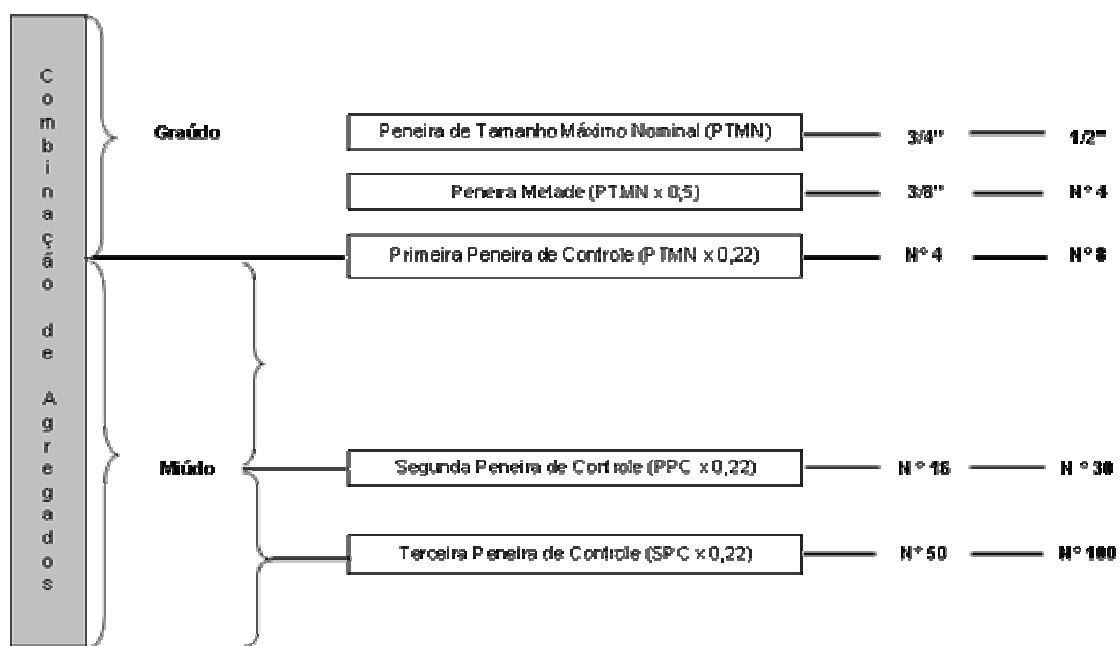


Figura 2.5: Esquema das peneiras definidas pelo método Bailey (Fonte: VAVRIK *et al.*, 2002)

Após a determinação das peneiras de controle e definição das frações graúda e miúda, prossegue-se com a combinação dos agregados por volume. É comum a utilização da combinação de agregados pela massa, porém, segundo VAVRIK *et al.* (2002), esse tipo de combinação não oferece ao projetista as informações necessárias para avaliação do grau de intertravamento entre os agregados. Esse fato se deve às diferentes massas específicas dos materiais utilizados produzirem diferentes quantidades volumétricas de cada tamanho de partícula com uma mesma massa.

Antes que a combinação de agregados seja feita por volume, algumas informações adicionais são necessárias. Para cada um dos agregados graúdos que estão sendo utilizados na mistura é necessária a determinação da massa específica solta e compactada, e para os agregados miúdos apenas a massa específica compactada é necessária. VAVRIK *et al.* (2001) descrevem o procedimento para determinação da massa específica solta e compactada dos agregados, conforme resumido a seguir.

A massa específica solta é obtida despejando-se o material em um recipiente, de volume conhecido, de pelo menos dez vezes o seu tamanho máximo nominal, a fim de minimizar os efeitos dos cantos nos vazios entre os grãos, até preenchê-lo

completamente. De posse da massa necessária para preencher o referido recipiente, obtêm-se a massa específica solta do material. A massa específica compactada é determinada quando o agregado é colocado dentro do recipiente em três camadas, cada uma sendo compactada 25 vezes. Após a compactação da terceira camada, o material que está excedendo o volume do recipiente é retirado e a massa dos agregados que o preencheu é determinada. De posse dessa massa e do volume do recipiente, determina-se a massa específica compactada. Ambas as massas específicas devem ser determinadas para cada agregado a ser utilizado na mistura separadamente. As normas AASHTO T19 e ASTM C 29 descrevem todo o procedimento de ensaio. A Figura 2.6 ilustra o esquema da escolha da massa específica a ser adotada para o agregado graúdo (VAVRIK *et al.*, 2002a apud CUNHA *et al.*, 2004).

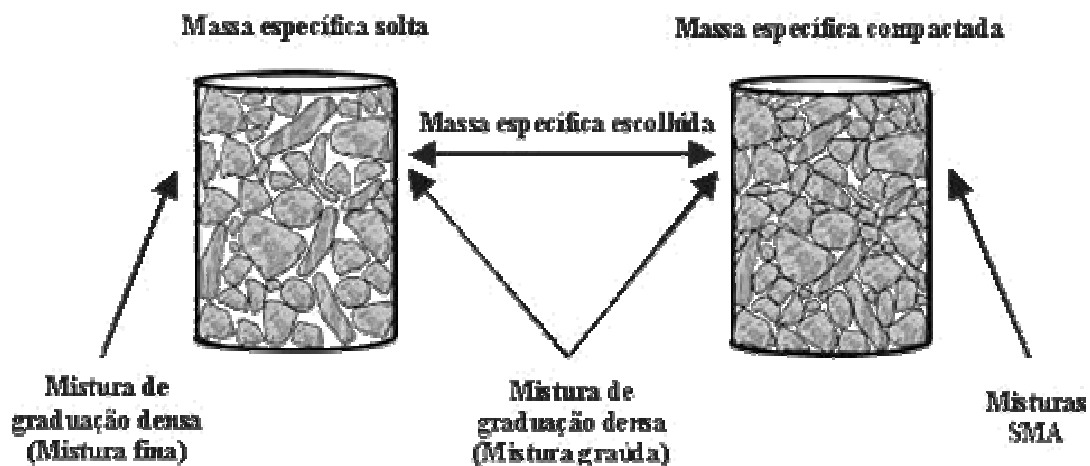


Figura 2.6: Esquema da metodologia para seleção da massa específica escolhida para os agregados graúdos (Fonte: adaptada de VAVRIK *et al.*, 2002a apud CUNHA *et al.*, 2004)

Segundo VAVRIK *et al.* (2002a) apud CUNHA *et al.* (2004), a porcentagem da massa específica escolhida deve ficar entre 95 e 105% da massa específica solta. Valores acima de 105% podem dificultar a compactação em campo e aumentar a probabilidade de degradação dos agregados, e valores abaixo de 90% podem resultar em misturas sem o intertravamento do agregado graúdo.

O método Bailey prossegue com a avaliação das proporções de agregado por meio de três parâmetros de controle:

- Proporção de Agregado Graúdo (PAG);

- Proporção Graúda do Agregado Miúdo (PGAM);
- Proporção Fina do Agregado Miúdo (PFAM).

Para cada uma dessas proporções são recomendadas faixas de valores a depender do diâmetro máximo nominal da mistura, conforme ilustrado na Tabela 2.2. Os valores dados para as três proporções são baseados em dosagens de misturas densas.

Tabela 2.2: Faixas recomendadas para as três proporções de agregados (Fonte: VAVRIK *et al.*, 2002a *apud* CUNHA *et al.*, 2004)

	Diâmetro Máximo Nominal (DMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PAG	0,80-0,95	0,70-0,85	0,60-0,75	0,50-0,65	0,40-0,55	0,30-0,45
PGAM	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50
PFAM	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50

A PAG é utilizada para descrever os vazios da porção graúda da graduação de agregados e é dada pela equação 2.2. Para misturas densas essa proporção deve estar entre 0,40 e 0,80 para assegurar balanceamento na estrutura da fração graúda. Baixos valores de PAG permitem que os agregados abaixo da PPC sejam compactados de forma mais fácil que no caso de altos valores. Uma mistura que apresenta baixos valores de PPC necessita de uma estrutura resistente de agregado fino e de graduação mais aberta para manter vazios suficientes. Misturas com baixos valores de PAG tendem ainda a segregar durante a construção. Valores próximos a 1,00 podem ser difíceis de compactar em campo, devido a tendência de se moverem durante a passagem do rolo compactador. Quando o valor de PAG excede 1,00, a proporção fina do agregado graúdo (entre a PM e a PPC) começa a controlar a formação do esqueleto do agregado graúdo.

$$PAG = \frac{\% \text{ passante } PM - \% \text{ passante } PPC}{100\% - \% \text{ passante } PM} \quad (2.2)$$

A PGAM é adotada para estimar os vazios da fração graúda do agregado miúdo e é calculada pela equação 2.3. O desejado é que essa proporção fique abaixo de 0,50, pois valores mais altos indicam um excesso de fração fina do agregado miúdo na mistura, podendo não ser adequada sob o ponto de vista estrutural. A PGAM tem um impacto considerável nos vazios no agregado mineral (VAM) da mistura, devido à

criação de vazios no agregado miúdo. O VAM da mistura aumenta com o aumento da PGAM. Segundo VAVRIK *et al.* (2002) essa proporção pode também tornar-se baixa a ponto de criar uma graduação não uniforme. Essa não-uniformidade pode causar instabilidade e levar a problemas de compactação.

$$PGAM = \frac{\% \text{ passante } SPC}{\% \text{ passante } PPC} \quad (2.3)$$

A PFAM é utilizada para avaliar a granulometria com relação às características dos vazios da menor porção da mistura de agregados e é dada pela equação 2.4. Assim como na PGAM, o valor da PFAM deve ser inferior a 0,50 para misturas densas típicas. VAVRIK *et al.* (2001) limitam esses valores entre 0,25 e 0,50. Os vazios no agregado mineral aumentam com a diminuição da PFAM.

$$PFAM = \frac{\% \text{ passante } TPC}{\% \text{ passante } SPC} \quad (2.4)$$

2.1.2.3 Stone Matrix Asphalt (SMA)

O SMA foi concebido na Alemanha na década de 60, a fim de se obter uma mistura que fosse mais resistente à deformação permanente, além de apresentar bom comportamento funcional relativo à qualidade de rolamento, durabilidade, aumento da aderência pneu/pavimento, redução da reflexão de luzes em pista molhada e de ruído (REIS, 2002; MOURÃO, 2003). Os EUA iniciaram a utilização do SMA na década de 90; época em que houve um grande aumento na utilização desse tipo de revestimento. As experiências obtidas nos países europeus serviram de exemplo para os procedimentos adotados nos EUA e, como resultado, grande parte das misturas até o fim dessa década apresentavam tamanho máximo nominal de 12,5 ou 19mm.

No Brasil ainda não é prática corriqueira a utilização desse tipo de mistura. Universidades e algumas empresas privadas já apresentam resultados de pesquisas experimentais de campo e de laboratório (REIS, 2002; MOURÃO, 2003; REIS, 2004), porém as misturas tipo SMA ainda não são utilizadas em larga escala.

O SMA consiste basicamente de duas frações: agregado graúdo e um elevado teor de mastique, que é formado tipicamente por agregado miúdo, fíler mineral, ligante asfáltico e fibras. O esqueleto mineral composto de agregado graúdo fornece à mistura um elevado intertravamento entre os grãos, de forma que a mistura ganha em resistência (a proporção de agregados graúdos é superior à proporção dos mesmos nas misturas densas e contínuas), enquanto o elevado teor de mastique fornece à mistura uma maior durabilidade.

O percentual de agregado graúdo (retido na peneira N° 4) em misturas SMA gira em torno de 70 – 80% em peso da mistura, formando uma mistura de granulometria descontínua. Esse elevado percentual de agregado graúdo faz com que surja um alto teor de vazios entre as partículas desses agregados, que são posteriormente preenchidos pelo mastique. Diversos autores citam a importância de assegurar um limite para o percentual de material passante na peneira N° 4 (4,75mm) a fim de garantir o intertravamento entre os agregados. O valor de 30% foi atribuído como limite máximo de material passante nessa peneira, visto que esse percentual é tido como o ponto no qual o VAM começa a aumentar, definindo assim a condição na qual o intertravamento entre os agregados passa a ocorrer (BROWN *et al.*, 1997a). Existem estudos porém, onde esse valor é ultrapassado, conforme mencionado no trabalho de BROWN *et al.* (1997b), em que foram analisados 86 projetos de SMA nos EUA e o material passante na peneira de 4,75mm chegou a 35%.

Exigências são feitas também para seleção da fração miúda a compor a mistura de SMA, apesar desta aparecer em menor proporção. Segundo NAPA (1999) *apud* REIS (2004), pelo menos 90% da fração fina de agregados deve ser composta por material granular com duas faces britadas.

Existe normalmente a necessidade de utilização de fibras, que podem ser de celulose (orgânica), vidro (inorgânica), ou material mineral. As fibras atuam de forma a evitar a segregação das misturas, quando essas são impostas às elevadas temperaturas de usinagem e compactação, além de possibilitar que a mistura seja submetida a baixas temperaturas sem sofrer degradação (LANCHAS, 1999).

As fibras de celulose são quimicamente inertes, de forma que não modificam o ligante. Porém, existe uma tendência das mesmas aumentarem a viscosidade do ligante evitando que este escorra do agregado antes da compactação (HORST, 2000 *apud* MOURÃO, 2003). A fibra de celulose tem ainda a vantagem de ser mais econômica, visto ser obtida a partir de uma fonte renovável. Essas fibras podem vir em forma de *pellet*, onde parte deste é composto de fibra e parte de ligante asfáltico. As fibras quando não impregnadas com ligante não conseguem se dispersar na mistura devido as mesmas serem fortemente unidas. Estas quando estão impregnadas com ligante apresentam, além da facilidade de dispersão, as seguintes vantagens segundo MOURÃO (2003):

- inodora e livre de pó;
- insensibilidade contra a umidade;
- facilidade de dosagem; e
- produção de mistura mais homogênea.

A Figura 2.7 ilustra as fibras de celulose sem ligante e quando impregnadas com ligante.

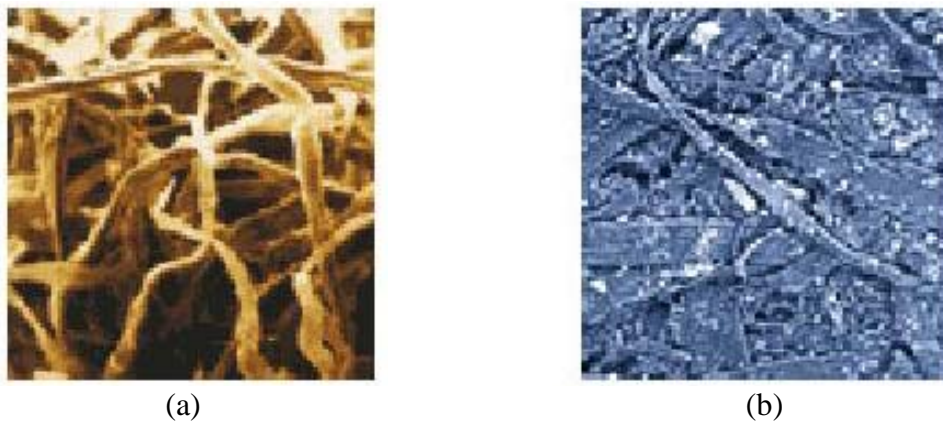


Figura 2.7: Fibra de celulose (a) sem ligante e (b) impregnada com ligante (Fonte: JRS, s/d *apud* MOURÃO, 2003)

Com relação ao ligante asfáltico a ser empregado, existe uma tendência para utilização de ligante convencional ou modificado com grau de desempenho (PG) um ou dois graus acima do que o recomendado para a região (BROWN e COOLEY, 1999 *apud* MOURÃO, 2003). O SMA é uma mistura rica em ligante asfáltico devido a sua

constituição granulométrica particular, com um consumo de ligante em geral entre 6 e 7% segundo LANCHAS (1999) e REIS (2002), e 6,5 e 8,0% segundo MOURÃO (2003). Esse maior teor de CAP proporciona um filme de ligante mais espesso no recobrimento dos agregados, aumentando a resistência do revestimento à fadiga, desgaste e ao envelhecimento. No trabalho realizado por MOURÃO (2003), é citado que o ligante convencional CAP 50/60 pode ser viável tecnicamente, além de ser uma opção mais econômica. REIS (2002), porém, acredita que a adição de polímeros seja um dos pontos requeridos para que o SMA tenha sucesso no Brasil.

2.2 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A utilização de material asfáltico data de anos antecedentes aos dias de civilização, porém o uso desse material em rodovias é bem mais recente que seu uso na construção de navios e em hidráulica (ROBERTS *et al.*, 2002). Segundo esses mesmos autores, somente após o começo do século 20, quando o asfalto manufaturado passou a ser mais disponível é que houve um aumento no número de proprietários de veículos, e que engenheiros passaram a se preocupar com o desenvolvimento de especificações, a fim de produzir rodovias de menor custo.

O primeiro procedimento de dosagem documentado para misturas asfálticas é conhecido como método *Hubbard-Field*. Este foi originalmente desenvolvido para dosagem de misturas de areia asfalto e depois modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (ASPHALT INSTITUTE, 1965 *apud* ROBERTS *et al.*, 2002). Após este procedimento, vários outros já foram formulados, porém para misturas asfálticas a quente (HMA) os mais utilizados foram os métodos de dosagem Hveem e Marshall. Segundo ROBERTS *et al.* (1996), 75% dos departamentos de transportes americanos utilizavam o método Marshall e 25% o método Hveem, entre a década de 40 e metade da década de 90.

Durante a década de 80, várias rodovias americanas de tráfego pesado passaram a evidenciar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Muitos engenheiros acreditavam que o impacto na compactação das misturas durante a dosagem Marshall produziam corpos de prova (CP) com

densidades que não condiziam com as densidades do pavimento em campo. Esse assunto foi abordado no já referido estudo realizado nos EUA sobre materiais asfálticos, denominado *Strategic Highway Research Program* (SHRP), que resultou em um novo procedimento de dosagem denominado Superpave, discutido no item 2.2.1 seguinte.

No Brasil, o método de dosagem Marshall de misturas asfálticas (DNER ME 043/95) ainda é o mais utilizado, porém este sofreu algumas alterações, como a exclusão dos parâmetros estabilidade e fluência como pré-requisitos na dosagem das misturas. Atualmente o teor de projeto de ligante asfáltico na dosagem Marshall para misturas a quente é determinado baseado em parâmetros volumétricos, geralmente volume de vazios (V_v) e relação betume vazios (RBV). O procedimento de dosagem adotado pela 3ª UNIT/DNIT encontra-se detalhado em SOARES *et al.* (2000).

2.2.1 Dosagem Superpave

A dosagem de misturas asfálticas no Brasil segue o procedimento Marshall na maior parte dos casos. A maioria das misturas asfálticas a quente produzida nos EUA nos últimos 50 anos, entre 1940 e 1990, foi dosada utilizando a metodologia Marshall ou Hveem (ROBERTS *et al.*, 1996). Desde 1993, porém, as universidades e departamentos de transporte americanos vêm utilizando a metodologia Superpave, ainda em fase de testes no Brasil.

Na pesquisa SHRP várias mudanças foram realizadas. Foi proposta uma metodologia distinta que consiste basicamente em estimar um teor provável de projeto através da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis. São escolhidas três composições granulométricas distintas, dentro da faixa a ser adotada, calculando-se a seguir as prováveis características volumétricas que estas três misturas vão apresentar. As características volumétricas são determinadas a partir dos valores da densidade máxima teórica e aparente a que vão chegar cada conjunto de agregados, levando-se sempre em conta o grau de absorção dos mesmos.

Moldam-se corpos de prova com as granulometrias distintas e, a partir das densidades aparentes efetivamente obtidas, escolhe-se a curva granulométrica, entre as três tentativas, que melhor atendeu aos requisitos volumétricos. Só depois desse primeiro teste é que se prossegue a moldagem com mais três teores de ligante: $\pm 0,5$ e $+1,0\%$ em relação ao teor testado, moldando-se três corpos de prova para cada um. Vale lembrar que para o caso de corpos de prova de dimensões maiores, estes podem ser serrados a fim de obter outros corpos de prova para ensaios mecânicos (MOTTA *et al.*, 1996).

Segundo SOARES *et al.* (2000), os critérios convencionais volumétricos não garantem que o teor “ótimo” corresponda necessariamente ao melhor teor para todos os aspectos do comportamento de uma mistura asfáltica dentro dos novos conhecimentos da mecânica dos pavimentos, que devem nortear a dosagem com a obtenção das características mecânicas da mistura em estudo. Reforça-se também a necessidade de explorar melhor a granulometria dos agregados disponíveis, além de se dosar cada mistura em função do CAP disponível e da estrutura na qual será empregada.

Segundo HISLOP e COREE (2000), especificar um mínimo de vazios no agregado mineral (VAM) para misturas asfálticas baseado no tamanho máximo nominal pode ser irrealista, de forma que a granulometria e a textura da superfície dos agregados parecem ser melhores indicadores de valores críticos de VAM.

Alguns autores crêem que o teor de projeto de ligante asfáltico é maior para as misturas dosadas pela metodologia Marshall (WANG *et al.*, 2000), outros acreditam que irá depender da temperatura para qual o pavimento está sendo projetado, tráfego ao qual será submetido e tipo de mistura (HAFEZ e WITCZAK, 1995). Essa discussão foi levantada por muitos engenheiros americanos durante a década de 80, que atribuíram os problemas de deformação prematura à uma compactação inadequada adotada no procedimento Marshall, levando a densidades diferentes das observadas em campo (ROBERTS *et al.*, 2002).

A graduação dos agregados desempenha papel de grande relevância no desempenho das misturas asfálticas. A dosagem é um processo complexo que requer

proporcionamento adequado dos materiais para satisfazer as propriedades volumétricas e mecânicas. Um revestimento pode desagregar, ou trincar, caso haja deficiência de menos de 0,5% de ligante asfáltico em relação a um certo valor “ótimo”, assim como pode apresentar exsudação e deformação permanente caso haja 0,5% de excesso. As propriedades volumétricas e mecânicas dependem de diversos fatores, dentre eles: graduação dos agregados, formato e textura dos grãos, processo de compactação, propriedades do ligante asfáltico e o proporcionamento de agregados e ligante asfáltico.

A forma de compactação dos corpos de prova foi uma das maiores mudanças propostas pelo Superpave. Os pesquisadores do SHRP desejavam um dispositivo que compactasse a amostra de mistura betuminosa mais próxima da compactação em campo, de forma que as densidades finais fossem aquelas obtidas no pavimento através de condições reais de clima e carregamento (MOTTA *et al.*, 1996). O compactador giratório Superpave (SGC) é um dispositivo mecânico composto do seguinte sistema de componentes (MOTTA *et al.*, 1996):

- estrutura de reação, base rotativa e motor;
- medidor de altura e sistema de registro de dados e de carregamento, cabeça de carga, medidor de pressão; e
- molde e placa base.

Conforme mencionado por MOTTA *et al.* (1996), a estrutura de reação apresenta um pórtico não deformável, de modo a permitir compressão pela cabeça de carga por ocasião da compactação do corpo de prova. A base do SGC gira e é afixada na estrutura de reação de carregamento. A base suporta o molde durante a compactação. Mancais são usados para posicionar o molde num ângulo de 1,25°, que é o ângulo de compactação do SGC. O motor elétrico aciona a base rotativa a velocidade constante de 30rpm. Um sistema hidráulico ou mecânico aplica carga na cabeça de carga, que fornece pressão de compactação de 600kPa ao corpo de prova. O acompanhamento da altura do corpo de prova é uma outra função importante do SGC.

Durante a evolução dos procedimentos de dosagem, diversas formas de compactação de amostras vêm sendo desenvolvidas. Dependendo do sistema, as amostras podem ser cilíndricas, trapezoidais, ou retangulares em forma e a compactação pode ser realizada através de impacto, amassamento ou vibração (HARMAN *et al.*, 2002). A compactação giratória aplica um esforço de amassamento na fabricação de amostras cilíndricas, que foi o processo escolhido pelo SHRP. A evolução da compactação giratória pode ser observada na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Evolução da compactação giratória (Fonte: HARMAN *et al.*, 2002)

Ano	Mecanismo/Agência	Tamanho da amostra	Esforço de compactação
1939	<i>Concept</i> <i>TX Highway Department</i>	D – 4” h – 2”	P – Desconhecido A – Manual s – Manual
1946	<i>TX Highway Department</i>	D – 4 & 6” h – 2 & 3”	P – Variável A – Fixado 6° s – 60 rpm
1957	<i>US Corps Engineers GTM</i>	D – 6” h – Variável	P – Variável A – Variável 0 a 3° s – Variável 12-18rpm h – Molde aquecido
1960’s	Primerio Protótipo Texas no LCPC, França	Não definido	P – Variável A – Variável s – Variável
1968	Segundo Protótipo Texas no LCPC, França	D – 80 ou 120mm	P – Variável A – Variável 0,5 a 5° s – Variável h – Molde aquecido
1974 a 1985	PCG1, PCG2 no LCPC, França	D – 160mm h – Fixado de 80 a 3000mm	P – 600kPa A – Fixado 1 a 4° s – Fixado 6 a 30rpm h – Molde aquecido
1991	Gyratory Shear Test Machine modificada, FHWA	D – 4” h – 2,5”	P – 600kPa A – Fixado 0,5 a 3° s – 30rpm
1991	TX Highway Department modificado, SHRP	D – 6” h – 3,75”	P – 600kPa s – Variável h – Molde aquecido
1993	SHRP/Superpave Gyratory Compactor, USA	D – 150mm h – 115mm	P – 600kPa A – Fixado 1,25°C s – 30rpm
1996	PCG3 no LCPC, França	D – 150mm h – Fixado 100 a 160mm	P – Fixada 500 a 800kPa A – Fixado 0,5 a 2° s – Fixado 6 a 30rpm

D – diâmetro; h – altura; P – pressão; A – ângulo; s – rotação

Todos os compactadores giratórios Superpave (SGC) são projetados para atender aos critérios especificados na norma AASHTO TP4. Os critérios incluem pressão vertical ($600 \pm 18\text{kPa}$), razão rotacional ($30 \pm 0,5\text{rpm}$), altura ($\pm 5,0\text{mm}$) e o ângulo de giro ($1,25 \pm 0,02^\circ$) (BUCHANAN e BROWN, 2001). Atualmente, existem diferentes marcas de SGC disponíveis para uso em dosagem e controle de misturas asfálticas. Todos eles devem, porém, ser avaliados e apresentar resultados aceitáveis segundo o protocolo de avaliação padrão existente em AASHTO PP35. É de grande importância que a variabilidade nos SGC seja pequena suficiente para que as “verdadeiras” propriedades volumétricas sejam obtidas.

Diversas pesquisas estão sendo realizadas sobre detalhes envolvendo o SGC e um dos temas abordados são as possíveis variações obtidas através de SGC de diferentes marcas. YILDIRIM *et al.* (2000) avaliaram sete diferentes SGC, resumidos na Tabela 2.4, e concluíram que todos os compactadores analisados apresentaram os mesmos resultados, assumindo as tolerâncias apresentadas no protocolo AASHTO PP35. BUCHANAN e BROWN (2001) e HINRICHSEN (2001) também realizaram testes a fim de verificar possíveis diferenças entre distintas marcas/modelos de SGC, porém os resultados indicaram diferenças significativas entre as marcas analisadas.

Tabela 2.4: Compactadores utilizados por YILDIRIM *et al.* (2000)

Compactador	Modelo	Localização
ITC	Interlaken	SCSC
Pine 1	Model AFGC125X	SCSC
Pine 2	Model AFGC125X	TxDOT
Pine 3	Model AFG1A	SCSC
Rainhart	Rainhart	SCSC
Test Quip	Test Quip	SCSC
Troxler 1	Model N° 4140	SCSC
Troxler 2	Model N°4141	SCSC

O tamanho do molde a ser utilizado na dosagem Superpave é outro ponto importante da investigação. O molde de 150mm de diâmetro é o requerido nas especificações Superpave, porém o SGC dispõe também de capacidade para moldagem de CPs com 100mm. A Figura 2.8 ilustra os dois tamanhos de molde utilizados pelo SGC.



Figura 2.8: Moldes cilíndricos de 150 e 100mm de diâmetro

No estudo realizado por JACKSON e COZOR (2003) não foi observada diferença significativa no percentual da densidade máxima teórica (%Gmm) para os corpos de prova moldados com o cilindro de 100 e 150mm. No artigo os autores não citam os tamanhos máximos nominais das quarenta misturas analisadas, porém advertem que a recomendação acima mencionada é limitada a misturas com tamanho máximo de agregado de 25,4mm, ou menor.

O tamanho do molde, porém, não é um consenso entre os pesquisadores. KANDAHL e BROWN (1990) avaliaram a dosagem de misturas tipo *large-stone* com os dois tamanhos de molde e a recomendação foi do uso do molde de 150mm. De forma semelhante, McGENNIS *et al.* (1996) concluíram não ser possível de forma satisfatória a dosagem de misturas asfálticas pela metodologia Superpave com o molde de 100mm.

A tentativa de adoção do molde de 100mm em substituição ao de 150 deve-se basicamente a três fatores (JACKSON e COZOR, 2003):

- o tamanho da amostra é reduzido em 400%;
- é possível conduzir testes laboratoriais convencionais com as amostras de 100mm; e
- a maioria das misturas asfálticas apresenta tamanho máximo nominal igual, ou inferior, a 25,4mm.

2.2.2 Dosagem SMA

A dosagem de misturas asfálticas SMA segue alguns procedimentos peculiares em relação aos métodos de dosagem convencionalmente adotados para as misturas densas e contínuas. A norma da *American Association of State Highway and Transportation Officials*, AASHTO PP41-01, apresenta os passos necessários para a dosagem desse tipo de mistura, que podem ser resumidos como segue:

- seleção dos materiais;
- seleção da graduação ótima;
- determinação do teor de projeto de ligante asfáltico;
- avaliação da mistura quanto à susceptibilidade à umidade; e
- avaliação da mistura quanto à sensibilidade à segregação.

Para cada uma das etapas acima, existem outras normas que são exigidas durante o procedimento de dosagem, que abrangem tanto os materiais isoladamente, quanto à mistura como um todo. Na fase de seleção dos materiais é necessário que esses cumpram alguns requisitos. A Tabela 2.5 apresenta os requisitos para os agregados a serem utilizados na mistura.

Tabela 2.5: Requisitos para agregados segundo as especificações Superpave para misturas SMA

Agregado Graúdo				
Teste	Método	Especificações		
		Min	Máx	
Abrasão Los Angeles, %	T 96	-	30	
Partículas Chatas e Alongadas, %	D 4791			
		3 pra 1	20	
		5 pra 1	5	
Absorção, %	T 85	-	2	
Sanidade, %	T 104			
		Sulfato de Sódio	15	
		Sulfato de Magnésio	20	
Material Britado, %	D 5821			
		1 Face	100	
		2 Faces	90	
Agregado Miúdo				
Teste	Método	Especificações		
		Min	Máx	
Sanidade, %	T 104			
		Sulfato de Sódio	15	
		Sulfato de Magnésio	20	
Limite de Liquidez, %	T 89	-	25	
Índice de Plasticidade, %	T 90	Não plástico		

Após a seleção dos materiais, inicia-se a seleção de granulometrias teste. A norma sugere a adoção de pelo menos três, onde uma passa pelo limite graúdo da faixa, outra pelo limite miúdo e a terceira pelo meio das duas anteriores. A essas três granulometrias deve ser adicionado um teor de ligante teste, que irá depender da densidade aparente da combinação de agregados. Após a seleção do teor de CAP teste, procede-se com a determinação dos vazios no agregado graúdo da mistura VCA_{DRC} ($DRC = Dry\ Rodder\ Unit\ Weight - Peso\ Unitário\ Seco\ Compactado$). A condição de intertravamento entre os agregados em uma mistura SMA é definida como o ponto no qual o VCA da mistura (VCA_{MIS}) é menor que o VCA_{DRC} . Os parâmetros volumétricos das misturas com as três granulometrias são determinados (vazios no agregado mineral – VAM; VCA_{MIS} ; e volume de vazios – Vv). A granulometria escolhida deverá ser a que apresentar menor percentual de agregado graúdo, mas que atenda ao requisito de mínimo VAM (Tabela 2.6).

Escolhida a granulometria, passa-se à determinação do teor de projeto de ligante asfáltico, a fim de obter uma mistura com Vv de 4%. Essa é feita de forma semelhante a

utilizada no procedimento de dosagem Marshall. Selecionam-se três teores de CAP e procede-se a compactação dos CPs para cada um dos teores, de forma que seja possível determinar para que teor de ligante a mistura atinge os 4% de vazios. A Tabela 2.6 aponta todos os requisitos que a mistura com a granulometria e o teor de CAP selecionados deve atender.

Tabela 2.6: Requisitos Superpave para misturas asfálticas tipo SMA

Propriedade	Requisito
Vv, %	4,0
VAM, %	17,0 min
VCA _{MIS} , %	Menor que VCA _{DRC}
Umidade Induzida	0,70 min
Escorrimento a Temperatura de Mistura, %	0,3 max
Percentual de Ligante Asfáltico	6,0 min

Atendidos os requisitos acima mencionados, passa-se à avaliação da suscetibilidade da mistura a umidade (AASHTO T283) e a sensibilidade da mesma à segregação (AASHTO T305), necessária devido ao elevado percentual de ligante asfáltico nas misturas SMA. Com as etapas acima mencionadas, conclui-se o procedimento de dosagem segundo recomendações da AASHTO.

2.3 DENSIDADE MÁXIMA TEÓRICA (DMT)

A DMT é numericamente igual a razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto (ROBERTS *et al.*, 1996), conforme ilustrado na Figura 2.9.

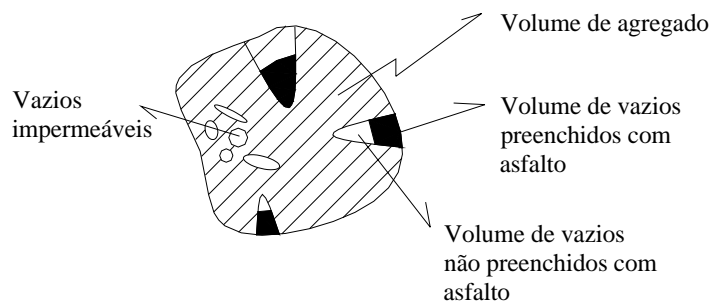


Figura 2.9: Ilustração da DMT para mistura asfáltica

A DMT, além de usada no cálculo do percentual de vazios de misturas asfálticas compactadas, é utilizada no cálculo da absorção de ligante pelos agregados, da densidade efetiva do agregado, do teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica e para fornecer valores alvo para a compactação de misturas asfálticas através do compactador giratório (ASTM D 2041). Uma outra utilização da DMT é na determinação da massa específica de misturas asfálticas já compactadas em campo. Juntamente com a espessura do pavimento, a DMT é necessária para que se estime a massa específica da mistura, sem extração de corpos-de-prova, através do método nuclear (SCHMITT *et al.*, 1997). Atualmente, muitos estados americanos especificam a massa específica de misturas asfálticas obtida em campo como um percentual da DMT (ROBERTS *et al.*, 1996).

Nos estados americanos, o método Rice, descrito no item 2.3.3, (ASTM D2041 e AASHTO T-209) é convencionalmente adotado. Existem, porém, propostas de outros procedimentos em substituição ao método Rice, como o apresentado por FRANCO e LEE (1990). O método foi chamado pelos autores de *pressure method* e é parte dos procedimentos descritos nas normas ASTM C 231 e AASHTO T-158, que trabalha segundo o princípio da lei de Boyle. O método consiste em igualar um volume conhecido de ar a pressão conhecida em uma câmara de ar selada, com um volume desconhecido de ar em uma amostra de mistura asfáltica e água. Não foi observada diferença de precisão entre o método Rice e o *pressure method*.

2.3.1 Ponderação das Densidades Reais

A determinação da DMT é comumente realizada por meio de uma ponderação das densidades reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica. O ensaio de densidade nesses agregados é feito segundo o DNER: para agregado graúdo - DNER-ME 81/98 e para agregado miúdo - DNER-ME 84/95. De posse das densidades reais de todos os materiais e suas respectivas proporções, faz-se uma ponderação para a determinação da DMT da mistura para os diferentes percentuais de ligante. A equação abaixo apresenta a fórmula adotada para o cálculo da DMT através dos pesos (P_i) e das densidades reais (D_{a_i}) dos materiais constituintes.

$$DMT = \frac{P_{cap} + P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_{cap}}{D_{a_{cap}}} + \frac{P_1}{D_{a1}} + \frac{P_2}{D_{a2}} + \dots + \frac{P_n}{D_{an}}} \quad (2.5)$$

Segundo LEAHY e McGENNIS (1999), a equação acima foi inicialmente apresentada no primeiro manual de dosagem do Instituto do Asfalto. Nessa publicação, é deixado a critério do projetista qual densidade dos agregados deve ser utilizada (aparente, real ou efetiva). Apesar de conveniente, o uso da densidade aparente resulta em um teor de vazios inferior ao real, visto que não é assumida absorção de asfalto. A adoção da densidade real também apresenta valores de vazios errôneos (superiores). Nesse caso é assumido que a absorção de asfalto é igual à absorção de água. Mc LEOD (1957) *apud* LEAHY e McGENNIS (1999) defendeu a utilização da densidade efetiva de agregados, a fim de obter o volume de vazios definido como “volume total das pequenas bolsas de ar entre os agregados cobertos com ligante”. No Brasil, porém, convencionou-se a adoção da densidade real dos agregados para o cálculo da DMT, possivelmente pela dificuldade de determinação da densidade efetiva. A determinação da DMT pela Equação 2.5 é diretamente afetada pela norma utilizada para a determinação das densidades reais dos materiais granulares, ASTM ou DNER, conforme reportado por VASCONCELOS e SOARES (2003).

Quando da ponderação das densidades reais dos materiais para cálculo da DMT, adota-se um conceito diferente de DMT daquele ilustrado na Figura 2.9. A densidade real dos agregados é numericamente igual a razão entre a massa da parte sólida e a soma

do volume de agregados e vazios impermeáveis, conforme ilustrado na Figura 2.10. A densidade do ligante asfáltico considera apenas o volume da parte sólida (DNER-ME 193/96).



Figura 2.10: Ilustração do volume considerado na determinação da densidade real de agregados e ligante asfáltico

2.3.2 Método do Querosene

O ensaio proposto por CASTRO NETO (1996) para determinação da DMT foi concebido visando criar um método em que os vazios de ar fossem expulsos da mistura sem a aplicação de vácuo. A motivação da proposição se deveu à dificuldade da realização do ensaio com aplicação de vácuo em obras, como é obrigado no Rice, visando implementar um processo que não utilizasse equipamentos sofisticados. Como o querosene é um diluente do asfalto, o estudo de uma metodologia que pudesse substituir a norma ASTM D 2041 foi iniciado.

Segue a seguir um resumo do procedimento realizado em laboratório para a determinação da DMT de misturas asfálticas através do método proposto por CASTRO NETO (1996), aqui denominado “método do querosene”.

- determinar a massa do picnômetro (P);
- completar o picnômetro com querosene com auxílio do Becker e determinar a massa do picnômetro completo com querosene (P_1) para temperaturas entre 10 e 35°C;
- determinar a massa do picnômetro completo com água destilada (P_2) para temperaturas entre 10 e 35°C;

- adicionar aproximadamente 1l de querosene no picnômetro e determinar a massa do conjunto (P_3) a qualquer temperatura;
- verter a mistura betuminosa lentamente dentro do picnômetro com querosene com o auxílio da espátula e funil. A quantidade mínima da amostra deve ser de 1200g com diâmetro máximo de 19,1mm e sua temperatura deve estar próxima de 100°C;
- determinar a massa do conjunto (P_4);
- realizar pequenos movimentos de rotação no conjunto e, logo após, agitar a amostra com uma haste para expulsão dos possíveis vazios. Ao retirar a haste, limpá-la com a pisseta;
- completar o picnômetro com querosene, colocar a tampa e determinar a nova massa (P_5);
- imediatamente após a determinação da massa (P_5), agitar a mistura e determinar a temperatura da mistura t com precisão de 0,5°C. É conveniente que a temperatura esteja entre $\pm 5^\circ\text{C}$ em relação à temperatura ambiente.

Após o procedimento descrito acima é possível calcular a massa específica máxima (MEM) da mistura a uma dada temperatura (t) através da Equação 2.6:

$$MEM(t) = \frac{(P_4 - P_3) \times (P_1 - P)}{(P_4 + P_1 - P_5 - P_3) \times (P_2 - P)} \quad (2.6)$$

A determinação da massa específica máxima a 25°C é dada por:

$$MEM(25^\circ\text{C}) = \left[\frac{MEM(t)}{1 + (3,783 \times 10^{-5} \times (25 - t))} \right] \quad (2.7)$$

Para a utilização desta fórmula, CASTRO NETO (1996) admitiu que a variação volumétrica por cm^3 por $^\circ\text{C}$ de uma amostra com 5% de ligante seja de $3,783 \times 10^{-5} \text{ cm}^3$, conforme ASTM D 2041-94. A DMT no ensaio, denominada DMTE, é obtida pela seguinte equação:

$$DMTE = \frac{MEM(25^\circ\text{C})}{0,9971} \quad (2.8)$$

A calibração do picnômetro é um passo indispensável para boa aproximação dos resultados. O peso do picnômetro completo com querosene, assim como com água destilada, varia de forma considerável com a temperatura que o conjunto apresenta. É importante que o picnômetro apresente tampa de borracha, para evitar entrada da parte líquida entre a tampa e o picnômetro, e que dentro da borracha exista um orifício preenchido com vidro, para que a leitura seja realizada em uma marca de referência nesse vidro de diâmetro reduzido, conforme ilustrado na Figura 2.11. Quanto menor o diâmetro, mais precisas serão as leituras, porém é importante que o diâmetro permita colocação do material líquido com uma pipeta.



Figura 2.11: Ilustração da tampa de borracha com orifício preenchido com vidro de diâmetro reduzido (VASCONCELOS *et al.*, 2003)

Nas conclusões apresentadas por CASTRO NETO (1996), foi verificado que durante a execução dos ensaios o querosene desestrutura qualquer grumo de ligante e agregado, fazendo com que a quase totalidade dos vazios fosse expulsa logo no primeiro contato entre estes constituintes. Isso pode ser explicado também pelo fato da temperatura de execução do ensaio chegar a próximo de 100°C, facilitando essa desestruturação. Esse é um fato relevante, pois se esse fenômeno realmente acontece, está se incorrendo na mesma inconsistência da determinação da DMT pela ponderação das densidades reais, conforme ilustrado na Figura 2.10. A total desestruturação dos grumos fará com que os vazios permeáveis existentes entre agregado e ligante, ilustrado na Figura 2.9, sejam preenchidos com querosene, modificando assim o volume considerado na determinação da DMT.

2.3.3. ASTM D 2041

A Figura 2.12 ilustra o equipamento utilizado para a determinação da densidade máxima medida (DMM), segundo os métodos americanos ASTM D 2041 e AASHTO T-209, ou o método europeu EN 12697-5. A DMM determinada por meio de vácuo é empregada em projetos de misturas betuminosas dos Estados Unidos, Canadá (MANUAL DE ASFALTO, 1989), África do Sul (JOOSTE *et al.*, 2000), Austrália (APRG, 1997) e Europa (HEIDE e NICHOLLS, 2003).



Figura 2.12: Equipamento de aplicação de vácuo para retirada do ar nos vazios da mistura (VASCONCELOS *et al.*, 2003)

Para a realização do ensaio pesa-se, inicialmente, 1500g da mistura (para tamanho máximo nominal de até 12,5mm) em um recipiente metálico de peso conhecido. Em seguida, este é preenchido com água a 25°C até que toda a mistura fique coberta. É então aplicada uma pressão residual no recipiente de 30mmHg (diferença entre 760mm e 730mm), por um período de 15 minutos, a fim de expulsar os vazios existentes entre os filmes de ligante, ilustrado na Figura 2.13. Logo após esse período é restabelecida pressão ambiente no recipiente metálico. Finalmente, o recipiente, juntamente com a mistura e a água, é pesado imerso. A DMT, ou G_{mm} , conforme descrito na referida norma, é determinada por:

$$G_{mm} = \frac{A}{A - (C - B)} \quad (2.9)$$

em que,

A: massa da amostra seca em ar, g;

B: massa do recipiente metálico imerso em água, g;

C: massa do recipiente + amostra imerso em água, g.

Observa-se no procedimento acima descrito, que a temperatura de ensaio gira em torno da temperatura ambiente, não havendo desestruturação de grumos formados por agregados e ligante asfáltico. A permanência desses grumos faz com que os vazios existentes entre os dois materiais permaneçam sem alteração, tendo o vácuo a função apenas de expulsão dos vazios entre os filmes de ligante, ou seja, entre os grumos (Figura 2.13).

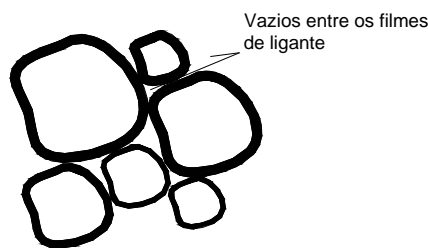


Figura 2.13: Ilustração dos vazios existentes entre os filmes de ligante

No trabalho realizado por KANDHAL e KHATRI (1990) foram testadas as variáveis: temperatura do ensaio (69, 77 e 85°F), pressão residual (16, 23 e 30mm Hg) e tempo de vácuo (5, 10 e 15min). Os valores encontrados como níveis ótimos pelos autores são os atualmente apresentados nas normas ASTM D 2041 e AASHTO T-209.

CASTELO BRANCO (2004) cita ainda como vantagens desse método o fato de ser desnecessária a determinação das densidades reais individuais dos agregados, além de haver o desconto dos poros preenchidos com ligante e não com água.

2.4 ENVELHECIMENTO DE CURTO PRAZO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

É sabido que o ligante asfáltico endurece em curto prazo após o aquecimento devido à perda de voláteis e no longo prazo devido, principalmente, a oxidação da mistura em campo. Segundo TONIAL *et al.* (2001), a espessura da película de ligante sobre o agregado é fundamental para a determinação do envelhecimento do ligante no curto prazo e pode se tornar importante também para a determinação do envelhecimento de longo prazo em massas com elevado teor de vazios. O envelhecimento da mistura

pode torná-la mais dura, quebradiça e suscetível a trincas e desintegração. Porém, o envelhecimento não é necessariamente um fenômeno negativo, visto que este processo pode levar a melhoria de algumas características da mistura, como uma melhor distribuição da carga, já que a mistura torna-se mais resistente à deformação permanente (BELL *et al.*, 1994).

Existe uma vasta bibliografia disponível sobre o envelhecimento do ligante asfáltico ,como exemplos: AGNUSDEI *et al.*, 1975; PETERSEN *et al.*, 1993, porém observou-se uma carência em material bibliográfico sobre o envelhecimento das misturas asfálticas. Não existe procedimento laboratorial padronizado para envelhecimento de misturas, nem de curto, nem de longo prazo, visto que a maioria das publicações existentes têm sido dedicadas ao envelhecimento do ligante asfáltico e não ao envelhecimento da mistura como um todo. Porém, segundo BELL *et al.* (1992), é possível que o envelhecimento da mistura apresente um comportamento diferente do envelhecimento do ligante asfáltico isoladamente, fato este devido ao tipo de ligante e agregados utilizados.

No estudo realizado por VASCONCELOS e SOARES (2004) foram observadas diferenças no teor de projeto de misturas asfálticas recicladas a quente (MARQ) submetidas a diferentes tempos de envelhecimento. Os autores reportaram que para as MARQ's analisadas a maior parte da absorção de ligante ocorre até duas horas de permanência em estufa. Para o CBUQ convencional estudado, a variação entre 0 e 4h em estufa foi inferior ao observado nas MARQ's.

O procedimento de dosagem Marshall não vislumbra o envelhecimento de curto prazo das misturas asfálticas, enquanto o Superpave adota o tempo de 2 horas em estufa à temperatura de compactação. O adoção do envelhecimento de curto prazo induz a uma maior absorção de ligante pelos agregados, levando assim a necessidade de um maior teor de ligante durante o procedimento de dosagem.

CAPÍTULO 3

OBTENÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1 AGREGADOS

Os agregados utilizados na presente pesquisa são provenientes da Pedreira de Itaitinga, localizada no município de Itaitinga a 30km da cidade de Fortaleza (Figura 3.1). Foi utilizado como agregado graúdo uma brita $\frac{3}{4}$ ", e como agregado miúdo um pó de pedra da mesma pedreira. Como material de enchimento utilizou-se o pó de pedra (fíler natural) e a cal hidratada (fíler artificial), a depender do tipo de mistura que se estava adotando.

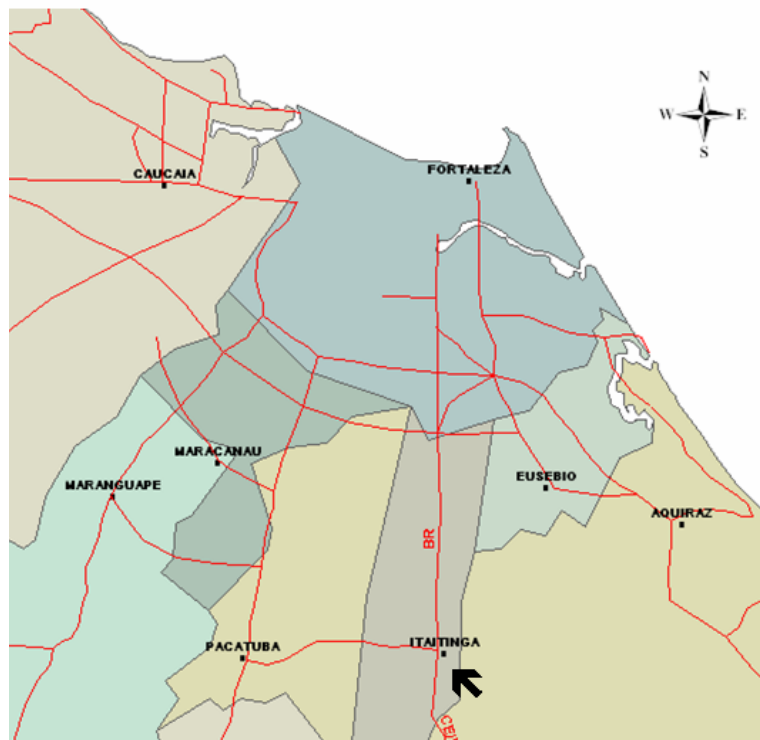


Figura 3.1: Localização da pedreira de Itaitinga

Na caracterização dos agregados foram adotados procedimentos convencionais preconizados pelo órgão rodoviário nacional (DNIT), além de alguns testes da especificação Superpave para agregados, realizados no centro de pesquisas da Petrobras (Cenpes).

Segundo as especificações nacionais, realizaram-se para a brita $\frac{3}{4}$ " os ensaios de granulometria por peneiramento (DNER ME 083/98); abrasão Los Angeles (DNER ME 035/98); além do ensaio de adesividade (DNER ME 078/94). No ensaio de adesividade obteve-se resultado satisfatório conforme ilustrado na Figura 3.2. Para o ensaio de abrasão Los Angeles obteve-se resultado de 49%, valor acima do permitido segundo DNER ES 313/97. Porém a mesma norma admite valores superiores, no caso do material já ter apresentado desempenho satisfatório em utilização anterior. Optou-se então por manter a brita, visto que a mesma é utilizada em várias obras no estado do Ceará, bem como em diversas pesquisas realizadas no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (LMP/UFC).



Figura 3.2: Etapas do ensaio de adesividade realizado para a brita $\frac{3}{4}$ "

Pelas especificações Superpave foram realizados os ensaios de densidade e absorção e lamelaridade, descritos a seguir. O ensaio de densidade de agregado graúdo foi realizado seguindo a norma ASTM C 127-88 (semelhante ao procedimento descrito na norma DNER ME 081/98). A Figura 3.3 ilustra alguns passos do procedimento de ensaio: (a) imersão dos agregados em água por 24h, (b) pesagem dos agregados na condição saturada superfície seca (SSS), condição em que os agregados estão com os poros preenchidos com água (após 24h de imersão), porém a superfície dos grãos está

seca, e (c) pesagem dos agregados imersos. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 3.1.



Figura 3.3: Alguns passos do ensaio de densidade de agregado graúdo (Fonte: VASCONCELOS e SOARES, 2003)

Tabela 3.1: Determinação das densidades e da absorção da brita $\frac{3}{4}$ ", segundo ASTM C 127-88

Ensaio	Resultado
Densidade real	2,658
Densidade aparente	2,543
Densidade aparente SSS	2,585
Absorção, %	1,6

O ensaio de lamelaridade foi realizado no Cenpes/Petrobras segundo o procedimento descrito em ASTM D 4791-99, que utiliza um paquímetro especial (Figura 3.4) denominado *Caliper*. De um lado do paquímetro mede-se a maior dimensão do agregado e do outro tenta-se passar o mesmo por uma abertura que corresponda a $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, ou $\frac{1}{5}$ da maior dimensão desse grão. Se o grão passa, este é considerado alongado ou achatado, caso não passe é considerado cúbico. O ensaio foi realizado separadamente para as frações $\frac{3}{4}$ " – $\frac{1}{2}$ " e $\frac{1}{2}$ " – $\frac{3}{8}$ ", na proporção de $\frac{1}{5}$ e o resultado foi 4% de partículas chatas e alongadas para ambas as frações, menor que os 10% permitidos nas especificações Superpave.



Figura 3.4: Paquímetro para determinação da lamelaridade de agregado graúdo

Para o pó de pedra foram realizados os ensaios de granulometria por peneiramento; densidade e absorção (ASTM C 128-97); e angularidade de agregado miúdo (ASTM C 1252-98).

A norma descrita pela ASTM (C 128-97) para ensaio de densidade de agregado miúdo não requer aparelhagem sofisticada, mas demanda um tempo maior para ensaio do que os métodos do DNER (ME 084/95 e ME 194/98). Optou-se por adotar a metodologia americana, devido ao fato desta possibilitar o cálculo da densidade aparente da amostra, o que não é possível pelas normas do DNER. Abaixo segue um resumo do procedimento de ensaio adotado nessa pesquisa (VASCONCELOS e SOARES, 2003):

- colocar aproximadamente 1000g de material imerso em água, em um recipiente que não absorva água, por 24 ± 4 h;
- passadas 24h, retirar o excesso de água tomando cuidado para não perder parte do material fino;
- iniciar uma corrente de circulação de ar quente sobre a amostra com um secador, sempre revolvendo o material para que a secagem seja feita de forma homogênea;
- estando o material “quase” seco, encher um tronco de cone metálico padronizado com o material (o diâmetro maior deve ficar para baixo);
- preenchido o tronco de cone, inicia-se a compactação da amostra com um peso metálico, também padronizado;
- o número de golpes a ser dado na amostra é 25, com o cuidado de soltar o peso a aproximadamente 5mm da superfície superior da amostra;

- os golpes podem ser dados de uma só vez, ou de forma alternada, por exemplo, aplicam-se 10 golpes, completa-se o tronco de cone com mais material, e aplicam-se os 15 golpes restantes;
- retira-se o tronco de cone e verifica-se se houve deslizamento ou desmoronamento do material, conforme ilustrado na Figura 3.5(a). Em caso de deslizamento, evidencia-se que o material está muito seco, e em caso de nenhum deslizamento, o material ainda está muito úmido. Em qualquer um dos casos o material deve ser colocado novamente na bandeja, a fim de deixá-lo mais seco ou mais úmido, a depender do resultado obtido na tentativa anterior;



Figura 3.5: Passos para determinação da densidade de agregado miúdo (ASTM C 128): (a) material muito seco; (b) deslizamento ótimo da amostra

- repete-se o procedimento do quinto ao oitavo passo até que apenas um pequeno deslizamento (em torno de 1cm) do material que se encontra nas paredes do tronco de cone, conforme ilustrado na Figura 3.5(b). Nessa condição, a amostra apresenta-se em situação de SSS;
- pesa-se, aproximadamente, 500g da amostra com SSS (A);
- pesa-se essa amostra em um picnômetro completo com água, tendo o cuidado de tirar as bolhas de ar existentes dentro dele (B);
- retira-se todo o material contido no picnômetro e despeja-se em uma bandeja, tomando cuidado para não perder material;
- coloca-se a bandeja, juntamente com a amostra, para secar em estufa a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ até peso constante;
- pesa-se o material seco (C);
- por fim, pesa-se o picnômetro utilizado no ensaio completo com água, até sua marca de referência (D).

O procedimento descrito acima pode ser melhor compreendido com as ilustrações descritas na Figura 3.6. As densidades e a absorção do material são calculadas conforme as expressões abaixo:

$$D_{real} = \frac{C}{(D + C - B)} \quad (3.1)$$

$$D_{aparente} = \frac{C}{(D + A - B)} \quad (3.2)$$

$$D_{aparente\ SSS} = \frac{A}{(D + A - B)} \quad (3.3)$$

$$Absorção, \% = \left(\frac{A - D}{D} \right) \times 100 \quad (3.4)$$

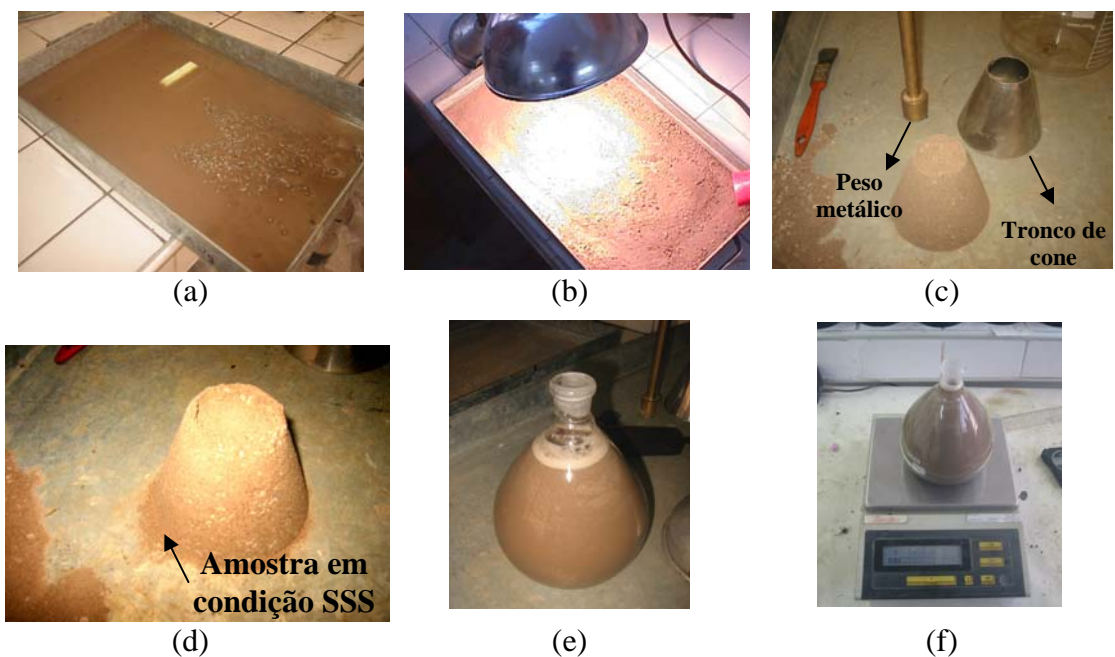


Figura 3.6: Resumo do procedimento de ensaio de densidade de agregado miúdo segundo ASTM C 128-97 (Fonte: VASCONCELOS e SOARES, 2003)

Os resultados das densidades e da absorção do pó de pedra encontram-se descritos na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Determinação das densidades e da absorção do pó de pedra, segundo ASTM C 128-97

Ensaio	Resultado
Densidade real	2,655

Densidade aparente	2,587
Densidade aparente SSS	2,603
Absorção, %	0,6

O ensaio de angularidade de agregado miúdo (ASTM C 1252-98) avalia a forma, angularidade e textura superficial desses agregados. Essa avaliação é realizada com o valor dos vazios não compactados de uma amostra vertida de uma altura de queda estabelecida em norma dentro de um cilindro de volume conhecido (GOUVEIA e FERNANDES JR., 2002), conforme ilustrado na Figura 3.7. Os vazios medidos nos agregados são um indicador do efeito do agregado miúdo na trabalhabilidade da mistura.



Figura 3.7: Algumas etapas do ensaio de angularidade de agregado miúdo

O ensaio pode ser realizado por três métodos distintos. O método A é adotado para agregados previamente graduados, o método B para as frações isoladamente (entre a peneira N°8 e a peneira N°50) e o método C para a fração passante na peneira N°4, sendo mantida a granulometria das frações abaixo da mesma. No presente trabalho adotou-se o método B para a realização dos ensaios e os resultados obtidos para as frações N°10 – N°40 , N°40 – N°80 e N°80 – N°200 foram 59,1, 56,2 e 50,1, respectivamente, todos acima do limite exigido nas especificações Superpave.

A cal hidratada, utilizada como fíler artificial em algumas misturas, foi cedida pela Carbomil S.A. Algumas características do material foram obtidas e encontram-se resumidas na Tabela seguinte.

Tabela 3.3: Características da cal hidratada (Carbomil, S.A.)
Análises Físicas

	Min	Resultado	Máx
Densidade real	-	2,78	-
Densidade aparente	-	-	-
Umidade, %	-	2,0	2,0
Análises Químicas			
	Min (%)	Resultado (%)	Max (%)
Perda ao Fogo	23,0	25,0	25,0
Resíduo insolúvel em HCl	-	0,4	0,5
CA(OH) ₂ Disponível	90,0	90,1	-
CaO	70,0	70,6	-
MgO	-	2,6	3,5
SiO ₂	-	0,2	0,3
Óxidos totais não voláteis	88,0	97,5	-
Pureza	92,5	93,3	-

3.2 CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO (CAP)

O CAP utilizado nessa pesquisa foi fornecido pela Lubrificantes do Nordeste (Lubnor/Petrobras) e é caracterizado por penetração como um CAP 50/60. Este é proveniente do petróleo nacional Fazenda Alegre e atendeu a todas as especificações da Agência Nacional do Petróleo (ANP, 1993), sendo os ensaios realizados na própria Lubnor (Tabela 3.4). O ligante foi inicialmente utilizado no projeto “Estudo de Resíduo de Vácuo de Petróleo Nacional como Matéria Prima para Pavimentação” desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC, onde o objetivo era uma comparação do comportamento mecânico de misturas asfálticas confeccionadas com esse ligante nacional, com as misturas confeccionadas com ligantes asfálticos produzidos a partir de petróleos venezuelanos. O Petróleo venezuelano Bachaquero foi utilizado durante muitos anos como principal matéria-prima da refinaria Lubnor/Petrobras, sendo de interesse da empresa substituí-lo por um produto nacional.

Tabela 3.4: Propriedades convencionais do CAP 50/60 Fazenda Alegre

Característica	Método	Especificação	Unidade	Resultados
Penetração	ASTM D 5	50 a 60	0,1 mm	57
Índice de Susc. Térmica	X 018	-1,5 a 1,0	-	-0,9

Ponto de fulgor	ASTM D 92	235 min	°C	296
Solubilid. no tricloroetileno	ASTM D 2042	99,5 min	% massa	100
Visc. Saybolt Furol a 135°C	ASTM E102	110 min	s	222
Aquecimento a 175°C	X 215	Não espuma	-	Não espuma
Efeito do calor e do ar – ECA – % Penetr. Original	X 021*	50 min	%	72
ECA – Variação de massa	ASTM D 1754	1,0 max	%	0,3

*Calculado da % da penetração original determinada pelo método ASTM D 5

Foi realizada a determinação da composição química desse ligante no laboratório do Cenpes/Petrobras. A Tabela 3.5 resume os resultados obtidos.

Tabela 3.5: Composição química do CAP 50/60 Fazenda Alegre

Ensaio	Método	CAP 50/60
Teor de nitrogênio total (%p/p)	-	0,65
Teor de nitrogênio básico (%p/p)	-	0,19
Fracionamento SARA (%)	IATROSCAN TLC/FID	-
Saturados		15
Aromáticos	Cromatografia em camada fina com	46
Resinas	detecção por ionização de chama	21
Asfaltenos		18
Tamanho molecular (%)		-
Alto (APM > 3700)	HP-GPC	17,5
Médio (425 < MPM < 3700)		59,5
Baixo (BPM < 425)		23,1
Carbono aromático (%)	NMR – Ressonância nuclear magnética	31,3
Teor de asfaltenos (%p/p)	IP143	11,3

Foram determinadas também as propriedades reológicas do ligante, por meio dos parâmetros G^* , $\text{sen}\delta$ e valor-m , usando os equipamentos DSR (*Dynamic Shear Rheometer*) e BBR (*Bending Beam Rheometer*) ilustrados na Figura 3.8. Com os resultados obtidos classificou-se o CAP como um PG 64-22. Este tipo de classificação refere-se ao grau de desempenho do ligante asfáltico, parâmetro utilizado na metodologia Superpave (MOTTA *et al.*, 1996). O primeiro número (64) refere-se a máxima temperatura, em graus Celsius, do pavimento que este material suporta sem se tornar suscetível à deformações permanentes. O segundo número (-16) refere-se a mínima temperatura do pavimento que o material suporta sem apresentar susceptibilidade às trincas térmicas (SHRP, 1994). Este parâmetro é referente apenas ao

ligante asfáltico, não havendo uma garantia de que o pavimento não apresentará tais defeitos precocemente. A Tabela 3.6 apresenta o resultado das análises relativas às especificações Superpave.

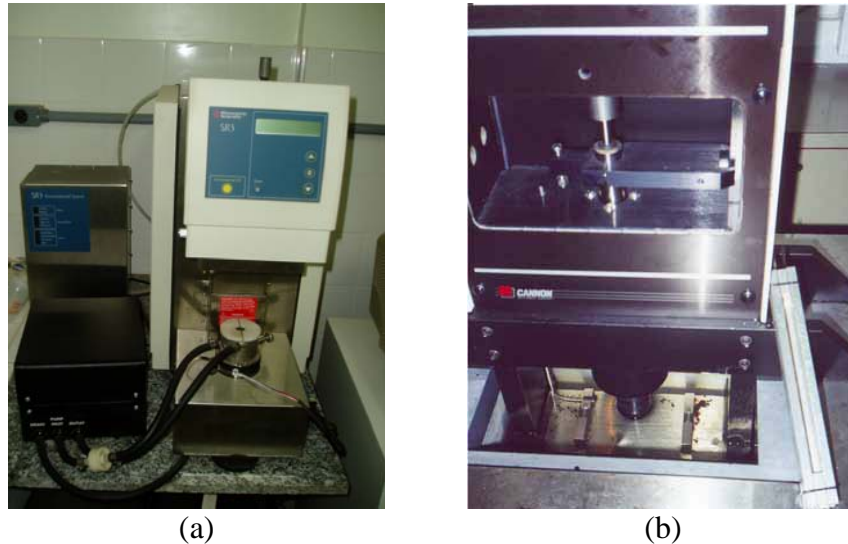


Figura 3.8: Equipamentos utilizados na determinação do grau de desempenho de ligante: (a) reômetro de cisalhamento dinâmico - DSR e (b) reômetro de flexão em viga - BBR

Tabela 3.6: Resultados das análises relativas às especificações Superpave do CAP 50/60 Fazenda Alegre

Ensaio	CAP 50/60
Viscosidade Brookfield 135°C, 20 rpm	474
Viscosidade Brookfield 150°C, 20 rpm	238
Viscosidade Brookfield 175°C, 20 rpm	89

Ductilidade a 25°C, cm	> 150
Cisalhamento $G^*/\text{sen}\delta$, °C	64
Penetração a 35°C, 100g, 5s, dmm	143
Penetração a 25°C, 100g, 5s, dmm	51
Penetração a 15°C, 100g, 5s, dmm	16
Ponto de Amolecimento, °C	51.1
Viscosidade absoluta a 60°C, P	3972
PVN	- 0.4
Após RTFOT	
Perda em massa, % RTFOT	0,08 (p)
Viscosidade absoluta a 60°C, P	10510
Ductilidade a 25°C, cm	> 150
Relação viscosidade após/antes RTFOT	2.7
Cisalhamento $G^*/\text{sen}\delta$, °C	64
Penetração a 25°C, 100g, 5s, dmm	36
Ponto de Amolecimento, °C	57
Após RTFOT/PAV	
Cisalhamento $G^*/\text{sen}\delta$, °C	19
Fluência – BBR, °C	-18
Grau de Desempenho Superpave	64-22
Classificação ANP	50/60

3.3 FIBRAS

As fibras utilizadas nessa pesquisa são de celulose e foram cedidas pela empresa Ecofibras, localizada no estado de São Paulo. O produto cedido é comercialmente designado como VIATOP 66, que é um granulado composto por 66,6% em peso de ARBOCEL ZZ 8-1 (fibra) e por 33,3% de asfalto. A Tabela 3.7 apresenta algumas características exigidas para as fibras orgânicas (celulose) para uso em misturas asfálticas tipo SMA, segundo a NCAT (1999) *apud* REIS (2002).

Tabela 3.7: Características exigidas para as fibras de celulose segundo NCAT (1999) (Fonte: REIS, 2002)

Características	Fibra Orgânica
Comprimento máximo, mm	6,0
Quantidade < 150µm, %	63 a 77
Teor de Cinzas, %	17 a 19
pH	6,5 a 8,5

Absorção de óleo, %	4,0 a 6,0
Teor de umidade máximo, %	5,0

As fibras VIATOP 66 têm forma granular cilíndrica e cor cinza. Outras características das mesmas foram fornecidas pela empresa e encontram-se resumidas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Resultado de testes em amostra da fibra VIATOP 66

Características do Granulado	Resultado
Quantidade de ARBOCEL ZZ 8-1	63 – 67%
Comprimento médio do granulado	2 – 8mm
Espessura média	4 ± 1mm
Quantidade < 3,55mm	max. 5%

O problema reportado por MOURÃO (2003) com relação à densidade aparente da fibra foi observado também no catálogo enviado com as características da amostra ao LMP/UFC. No catálogo enviado pelo distribuidor, a densidade aparente do granulado é informada como sendo $0,52 \pm 0,05$, porém, no mesmo catálogo, a densidade da fibra aparece novamente como sendo 1,3. MOURÃO (2003), a fim de obter o real valor de densidade aparente das fibras, realizou os ensaios novamente através dos métodos do DNER (ME 093/94 e ME 085/94). Os valores encontrados se aproximaram de 1,3, para os dois métodos empregados, de forma que esse foi o valor adotado também para essa pesquisa, visto que as fibras eram provenientes do mesmo fabricante e o catálogo fornecido apresentava os mesmos dados.

CAPÍTULO 4

DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ESTUDADAS

Um dos objetivos do presente trabalho foi a avaliação da influência do procedimento de dosagem das misturas asfálticas no teor de projeto, e conseqüentemente, no comportamento mecânico das mesmas. Os procedimentos de dosagem selecionados foram o Marshall e o Superpave (Nível 1), sendo as maiores diferenças entre eles: (i) forma de determinação da densidade máxima teórica; (ii) forma de compactação; e (iii) envelhecimento de curto prazo das misturas. Nos itens a seguir estão descritos os procedimentos de dosagem de forma mais detalhada, bem como as granulometrias adotadas.

4.1 SELEÇÃO DAS GRANULOMETRIAS

Para o presente estudo optou-se por adotar apenas misturas densas, com volume de vazios em torno de 4%. Variou-se porém as distribuições granulométricas, sendo ensaiadas granulometrias contínuas e descontínuas. A Figura 4.1 apresenta as cinco distribuições granulométricas adotadas, três CBUQ's, um abaixo da ZR (BZR), um acima da ZR (AZR) e um através da ZR (TZR), além de duas curvas descontínuas de SMA, uma de 12,5mm de tamanho máximo nominal (TMN) e outra de 9,5mm.

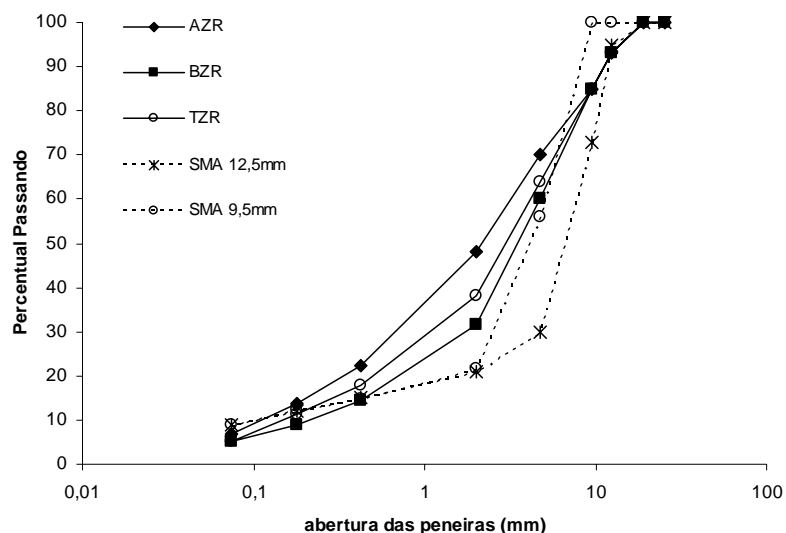


Figura 4.1: Cinco distribuições granulométricas adotadas nesse estudo

4.1.1 Granulometrias Densas e Contínuas

Foram selecionadas três distribuições granulométricas densas e contínuas, todas do tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). Para as três granulometrias de CBUQ optou-se por selecionar uma curva que passasse abaixo da ZR (BZR), conforme sugerido por diversos autores, uma acima da ZR (AZR) e uma através da mesma (TZR). Essas curvas foram escolhidas como uma forma de verificar a necessidade da zona de restrição para materiais locais como requisito para seleção da distribuição granulométrica na dosagem de misturas asfálticas. A Tabela 4.1 apresenta as distribuições granulométricas das misturas densas e contínuas. Todas apresentam TMN de 12,5mm e a mesma granulometria até a peneira de 4,76mm, de forma que a variação entre as três curvas se deu quase totalmente na fração miúda. As Figuras 4.2 e 4.3 ilustram as três granulometrias segundo especificações do DNIT e Superpave, respectivamente.

Tabela 4.1: Granulometria das misturas densas e contínuas

Peneira	Abertura (mm)	Granulometrias		
		AZR	BZR	TZR
¾"	19,1	100,0	100,0	100,0
½"	12,5	93,0	93,0	93,0
3/8"	9,5	85,0	85,0	85,0
N° 4	4,76	70,0	60,0	64,0
N° 10	2,00	48,1	31,6	38,0
N° 40	0,42	22,4	14,6	18,0
N° 80	0,18	13,6	9,0	11,2
N° 200	0,075	7,0	5,0	5,0

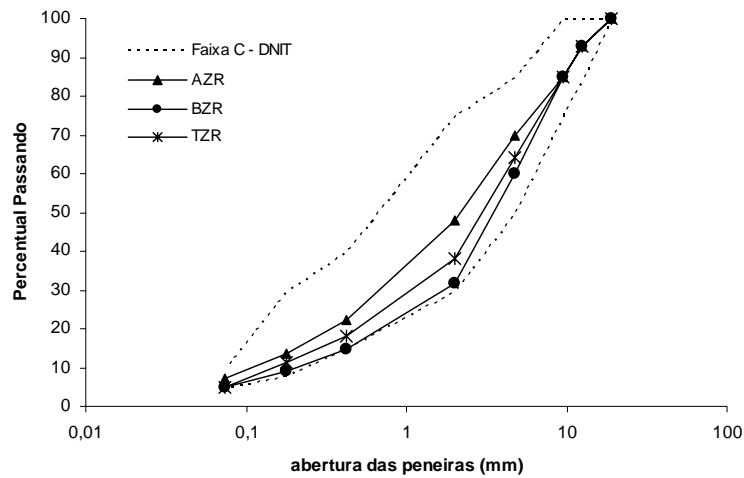


Figura 4.2: Distribuição granulométrica das misturas densas e contínuas segundo especificações do DNIT para Faixa C de CBUQ

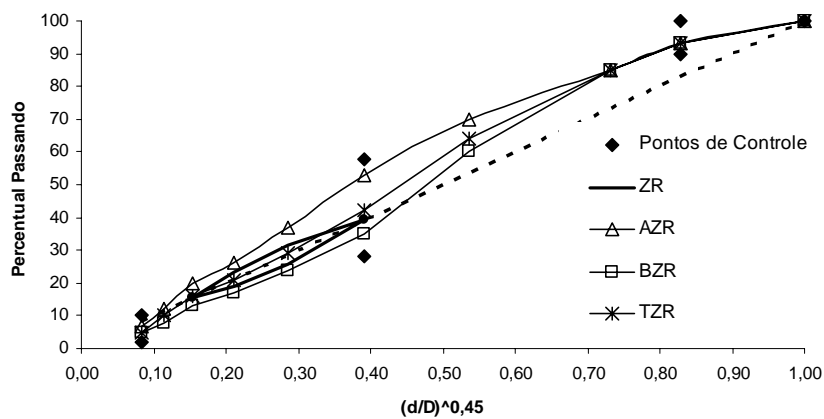


Figura 4.3: Distribuição granulométrica das misturas densas e contínuas segundo especificações Superpave para misturas com 12,5mm de TMN

Observa-se das duas figuras acima, que a Faixa C proposta pelo DNIT para CBUQ é bem mais ampla que a faixa proposta pelo Superpave para CBUQ's de TMN

de 12,5mm. A variação das três distribuições granulométricas de CBUQ adotadas para esse trabalho deu-se apenas na fração miúda, de forma que a curva acima da peneira de N°4 (4,76mm) é a mesma para as três granulometrias.

A seleção das distribuições granulométricas foi feita levando em consideração parte do método Bailey, a fim de fazer com que as granulometrias apresentassem intertravamento entre agregados, necessário ao bom desempenho das misturas. Do método Bailey foram testados apenas os parâmetros de controle (PAG, PGAM e PFAM) descritos no Capítulo 2 e representados pelas Equações 2.2, 2.3 e 2.4. A Tabela 4.2 apresenta os valores obtidos para os três parâmetros, bem como a faixa de valores recomendados para misturas de 12,5mm de tamanho máximo nominal, segundo VAVRIK *et al.* (2002a) *apud* CUNHA *et al.* (2004).

Tabela 4.2: Resultados dos parâmetros de controle descritos pelo Método Bailey

Parâmetros de Controle	Granulometrias			Faixa Recomendada
	AZR	BZR	TZR	
PAG	0,57	0,63	0,61	0,50 – 0,65
PGAM	0,49	0,49	0,50	0,35 – 0,50
PFAM	0,46	0,47	0,48	0,35 – 0,50

Dos resultados expostos na tabela acima observa-se que os valores obtidos para as três misturas foram próximos, principalmente para as proporções da fração miúda. Com relação à PAG, os valores foram próximos do extremo superior, indicando misturas com VAM mais elevado. A PGAM obtida também ficou no extremo superior, indicando que uma pequena variação nessa proporção para mais leva a um excesso de fração fina do agregado miúdo. Esse excesso, segundo alguns autores (VAVRIK *et al.*, 2002; CUNHA *et al.*, 2004), pode levar a uma densificação excessiva da mistura, trazendo falhas precoces pela ação do tráfego ao pavimento onde esta foi aplicada pela ação do tráfego. A PFAM, assim como as outras proporções, também se situou no extremo superior da faixa recomendada na tabela acima, indicando uma diminuição dos vazios com relação a misturas com PFAM inferiores.

As três granulometrias densas escolhidas para esse estudo se enquadraram nos parâmetros de controle propostos no método Bailey com valores próximos para a maioria deles. Dessa forma, observa-se que é possível obter granulometrias distintas,

que abrangem pontos extremos dos requisitos Superpave (Figura 4.3), mas que conseguem atender essas exigências dos parâmetros de controle do método, a fim de otimizar os vazios e o intertravamento entre os agregados, para uma melhor resposta da mistura com relação à deformação permanente.

4.1.2 Misturas SMA

Foram selecionadas duas granulometrias descontínuas, ambas enquadradas nas faixas de SMA das especificações da AASHTO (MP8-01) (Tabela 4.3), uma de 12,5mm e outra de 9,5mm de tamanho máximo nominal (Tabela 4.4). A adoção da mistura de 9,5mm deveu-se ao fato deste tipo de mistura poder ser aplicada em camadas mais finas, além de terem melhor trabalhabilidade, conforme mencionado por COOLEY JR. e BROWN (2002). Segundo esses autores, misturas de SMA com 9,5 e 4,75mm de TMN podem ser utilizadas como camadas resistentes à deformação permanente. Esse tipo de mistura vem apresentando bom comportamento sempre que colocada sobre “estruturas” já existentes.

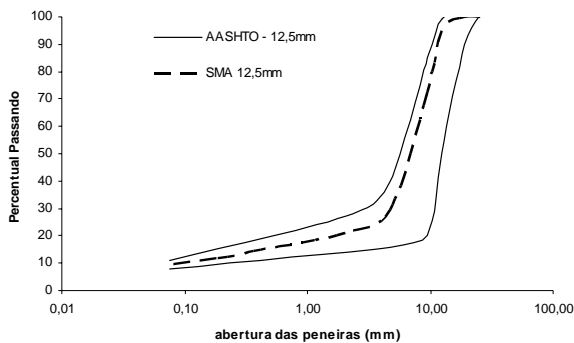
Tabela 4.3: Especificações da AASHTO (MP8-01) para granulometrias de misturas SMA

Abertura (mm)	9,5mm		12,5mm		19mm	
	L. Inferior	L.Superior	L. Inferior	L.Superior	L. Inferior	L.Superior
25	-	-	100	100	-	100
19,0	-	-	90	100	90	100
12,5	100	100	50	99	50	88
9,5	70	95	20	85	25	60
4,75	30	50	16	40	20	28
2,36	20	30	-	28	16	24
1,18	-	21	-	-	-	-
0,6	-	18	-	-	-	-
0,3	-	15	-	-	-	-
0,075	8	12	8	11	8	11

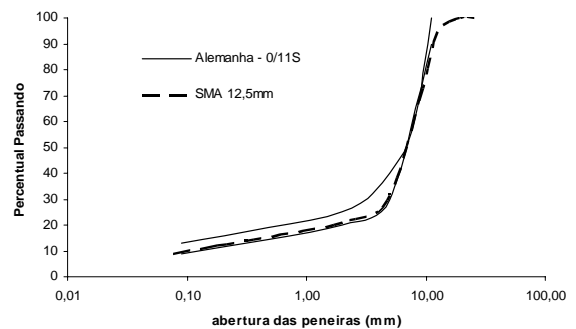
Tabela 4.4: Granulometria das misturas de SMA

Peneira	Abertura (mm)	Granulometrias	
		SMA 12,5mm	SMA 9,5mm
¾"	19,1	100,0	100,0
½"	12,5	95,0	100,0
3/8"	9,5	73,0	95,0
Nº 4	4,76	30,0	50,0
Nº 10	2,00	21,0	21,8
Nº 40	0,42	15,0	14,8
Nº 80	0,18	12,0	12,4
Nº 200	0,075	9,0	9,0

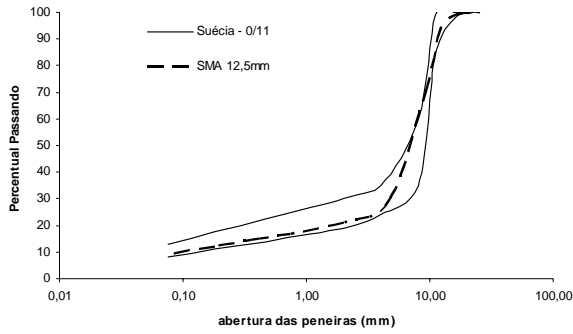
Tentou-se enquadrar as duas misturas SMA também nas especificações de outros países. As Figuras 4.4 e 4.5 ilustram as distribuições granulométricas das misturas SMA 12,5mm e 9,5mm, respectivamente, segundo diferentes especificações, onde observa-se que tanto o SMA 12,5mm, quanto o SMA 9,5mm obedecem as especificações americanas (AASHTO), alemãs, suecas e da comunidade européia. Vale salientar que as curvas foram montadas em laboratório realizando-se o peneiramento do material em toda série de peneiras da especificação do DNIT. Em campo, muitas vezes existe a dificuldade de enquadramento dos materiais na forma como são comercializados na faixa em que se deseja trabalhar.



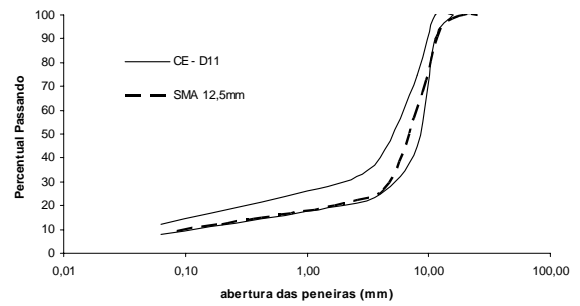
(a)



(b)

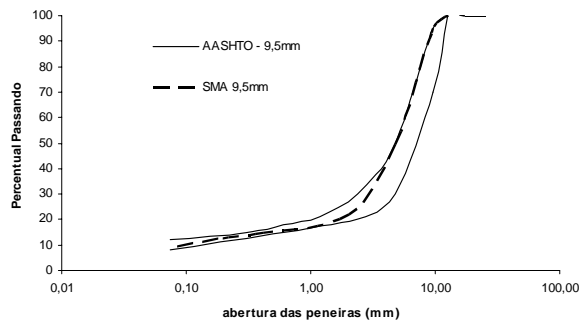


(c)

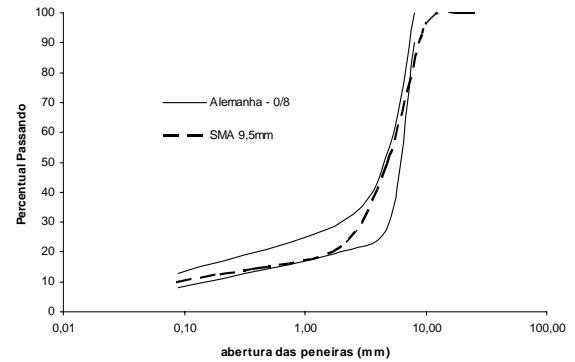


(d)

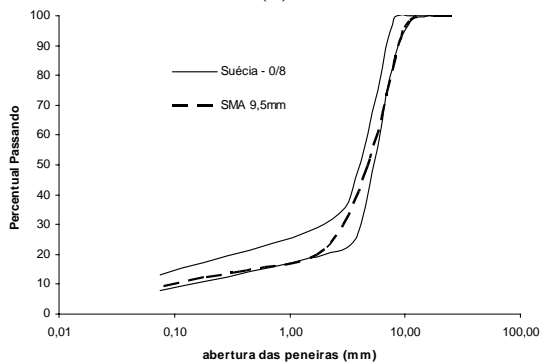
Figura 4.4: Distribuição granulométrica da mistura SMA 12,5mm segundo especificações da (a) AASHTO, (b) Alemanha, (c) Suécia, e (d) Comunidade Européia



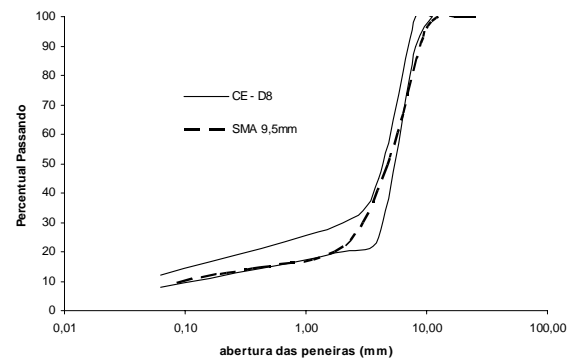
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.5: Distribuição granulométrica da mistura SMA 9,5mm segundo especificações da (a) AASHTO, (b) Alemanha, (c) Suécia, e (d) Comunidade Européia

4.2 DENSIDADE MÁXIMA TEÓRICA DAS MISTURAS

A densidade máxima teórica (DMT) é um dos parâmetros de grande relevância na determinação do teor de projeto das misturas asfálticas, visto que no Brasil o teor de projeto é geralmente baseado em parâmetros volumétricos. Apesar de existir uma definição já estabelecida de DMT, conforme mencionado por ROBERTS *et al.* (1996),

existem diferentes procedimentos para o cálculo e/ou determinação desse parâmetro, conforme abordado no item 2.3.

No presente trabalho foram adotados dois procedimentos: (i) através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes (DMT), e (ii) através da aplicação de vácuo (ASTM D 2041), que aqui foi denominada de densidade máxima medida (DMM). A correta interpretação da norma ASTM D 2041 e que a pressão a ser aplicada e a pressão residual $\Delta = 30\text{mmHg}$ (diferença entre 760 e 730mmHg). Porém, uma pressão abaixo da exigida em norma foi de fato aplicada, devido a não capacidade da bomba de aplicar pressões superiores a 140mmHg. A Tabela 4.5 apresenta os resultados da DMT e da DMM obtidas para os diferentes percentuais de CAP durante as dosagens das misturas, todas determinadas através do mesmo procedimento.

Tabela 4.5: Resultados de DMT e DMM obtidos para as dosagens das misturas estudadas

% CAP	Misturas									
	AZR		BZR		TZR		SMA 12,5mm		SMA 9,5mm	
	DMT	DMM	DMT	DMM	DMT	DMM	DMT	DMM	DMT	DMM
5,0	2,459	2,451	2,460	2,446	2,460	2,446	-	-	-	-
5,5	2,441	2,434	2,442	2,430	2,441	2,430	2,440	2,411	2,439	2,412
6,0	2,423	2,416	2,424	2,413	2,424	2,408	2,422	2,388	2,422	2,400
6,5	2,406	2,390	2,406	2,391	2,406	2,387	2,404	2,378	2,404	2,373
7,0	2,388	2,373	2,389	2,373	2,389	2,373	2,387	2,357	2,387	2,354
7,5	-	-	-	-	-	-	2,370	2,344	2,370	2,330

Conforme reportado por VASCONCELOS *et al.* (2003), os valores de DMT são maiores que os valores encontrados de DMM, fato este devido à exclusão dos vazios permeáveis não preenchidos com ligante quando da determinação da DMT através da ponderação das densidades reais dos materiais. A utilização de materiais porosos pode levar a valores de DMM maiores que os valores obtidos de DMT, conforme reportado por CASTELO BRANCO (2004). As diferenças foram atribuídas à diferença entre a obtenção das densidades reais (utilizadas no cálculo da DMT) e da DMM, onde esta última é obtida pela aplicação de vácuo enquanto as densidades reais não. Segundo MARQUES (2004) *apud* CASTELO BRANCO (2004), isso levaria a menores valores de densidades reais e conseqüentemente a menores valores de DMT. A Figura 4.6 ilustra de forma mais clara os resultados apresentados na Tabela 4.5.

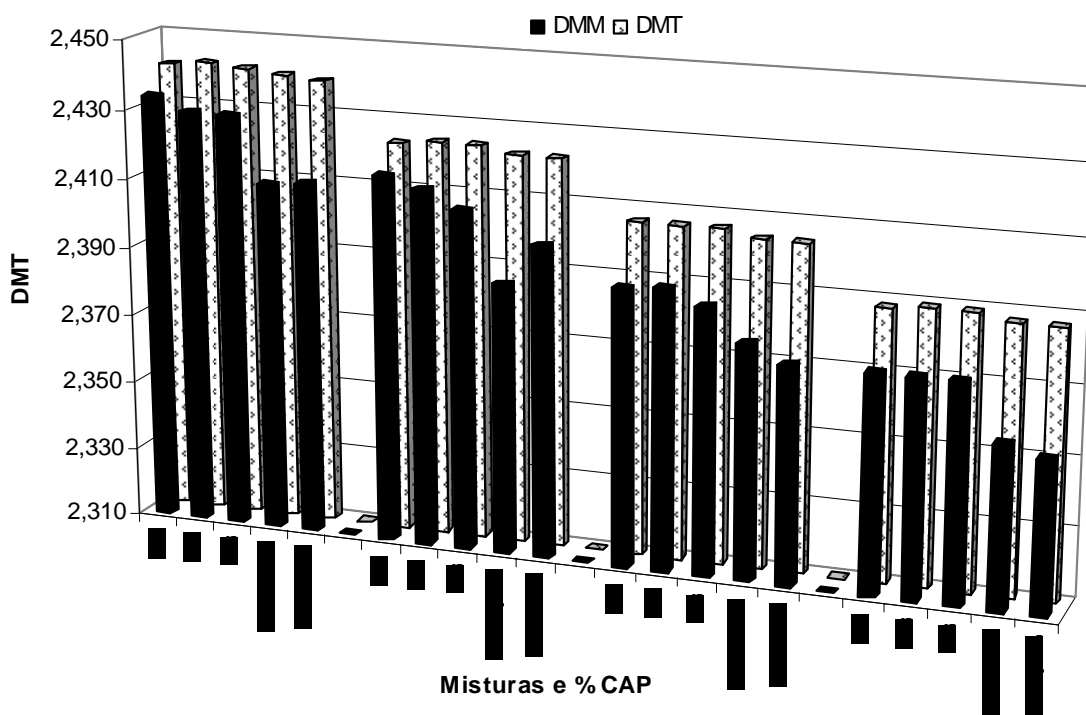


Figura 4.6: Resultados de DMT e DMM obtidos nas dosagens das misturas estudadas

Observa-se dos resultados acima, que os valores de DMM foram mais sensíveis ao tipo de mistura, que a DMT, principalmente quando comparando misturas contínuas e descontínuas. Isso se deve provavelmente ao fato da DMT não levar em conta a interação que existe entre agregado e ligante, onde as densidades reais são contabilizadas individualmente material por material.

4.3 DOSAGEM MARSHALL – TEOR DE PROJETO

O método Marshall ainda é o procedimento mais usado para determinação do teor de ligante no Brasil. A norma DNER-ME 43-64 recomenda o esforço de compactação de 50 golpes por face para pressão de pneu até 7kgf/cm² e de 75 golpes por face para pressão entre 7 e 14kgf/cm² (ALDIGUERI *et al.*, 2001). Não existe, porém, nenhuma recomendação na norma com relação à frequência de aplicação dos golpes, da mesma forma que não existe na norma da ASTM (D 5581-89). Existe crítica de alguns autores com relação à dispersão dos resultados obtidos para teor de projeto de ligante asfáltico, apesar da existência de normas padronizando o método Marshall (COELHO e SÓRIA, 1992; FRANKEN *et al.*, 1997 *apud* MOTTA, 1998). Pode ainda ser observada diferença de resultados quando da adoção de compactação automática, ou

manual, conforme reportado por KANDHAL e KOEHLER (1985) e ALDIGUERI *et al.* (2001).

O procedimento de dosagem Marshall pode apresentar diferentes métodos para escolha do teor de projeto de ligante asfáltico. Segundo NAPA (1982), a escolha do teor de ligante asfáltico é baseado somente no volume de vazios (V_v), correspondente a 4%, ou o V_v correspondente à média das especificações. ROBERTS *et al.* (1996) baseiam essa escolha na estabilidade Marshall, peso específico e V_v . Nesse caso, o teor de projeto é uma média de três teores, correspondentes aos teores associados à máxima estabilidade, ao peso específico máximo da amostra compactada e a um V_v de 4% (ou média das especificações).

A dosagem das misturas com as cinco granulometrias definidas no item 4.1, porém, seguiu o procedimento descrito em SOARES *et al.* (2000). Este é o método convencionalmente adotado pela 3ª Unidade de Infra-estrutura Terrestre (UNIT) do Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre (DNIT) e é baseado em dois parâmetros volumétricos: V_v e relação betume-vazios (RBV), determinados pelas equações abaixo.

$$V_v = \frac{DMT - D_a}{DMT} \times 100\% \quad (4.1)$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \quad (4.2)$$

em que,

DMT: Densidade Máxima Teórica;

D_a : Densidade Aparente da Mistura Compactada;

VCB: Vazios Cheios com Betume; e

VAM: Vazios no Agregado Mineral.

$$D_a = \frac{P_{ar}}{P_{ar} - P_{imerso}} \quad (4.3)$$

$$VCB = \frac{D_a \times P_{CAP}}{D_{CAP}} \quad (4.4)$$

$$VAM = V_v + VCB \quad (4.5)$$

O procedimento descrito em SOARES *et al.* (2000) consta da moldagem de corpos-de-prova (CPs) em cinco diferentes teores de ligante asfáltico. Desses CPs são determinados o Vv e o RBV de forma a traçar um gráfico onde a abscissa é dada pelo percentual de CAP, a ordenada y_1 pelo Vv e a ordenada y_2 pelo RBV, conforme mostrado na Figura 4.7. O teor de projeto (TP) é dado pela média dos dois valores centrais de CAP, obtidos pelas retas verticais provenientes das especificações de Vv e RBV.

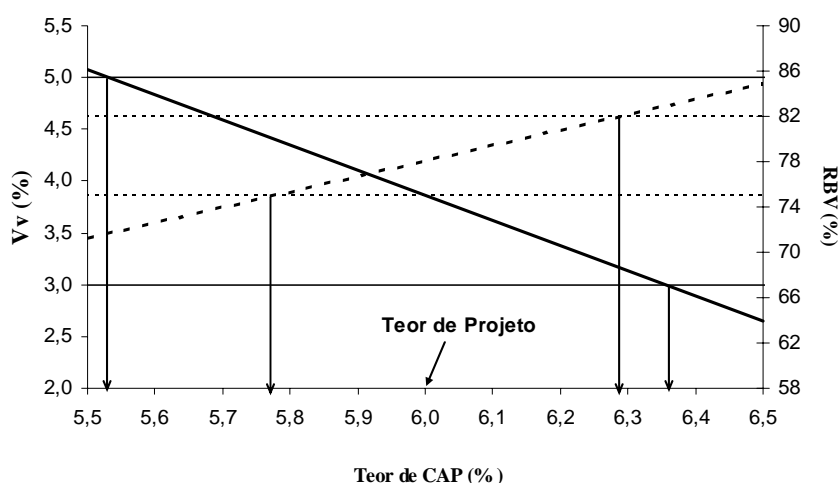


Figura 4.7: Exemplo de obtenção do teor de projeto

Para este trabalho convencionou-se chamar esse procedimento de Marshall, devido basicamente ao processo de compactação, apesar de este não contemplar a determinação da estabilidade e da fluência, conforme especificado na norma DNER ME 043/95. Foram feitas ainda algumas variações quando da dosagem das misturas tipo CBUQ, com relação às misturas tipo SMA. Essas variações estão melhores esclarecidas nos itens 4.3.1 e 4.3.2, onde são descritos os procedimentos para os dois tipos de mistura. Tanto o número de golpes (dosagem Marshall) como o número de giros (dosagem Superpave) foram escolhidos a fim de simular a passagem de tráfego médio a pesado.

A temperatura do ligante para a realização da mistura ficou entre 155 e 162°C e a temperatura de compactação entre 144 e 149°C. Essas temperaturas foram determinadas a partir do gráfico viscosidade \times temperatura do CAP utilizado (ASTM D 4402-87) (Figura 4.8).

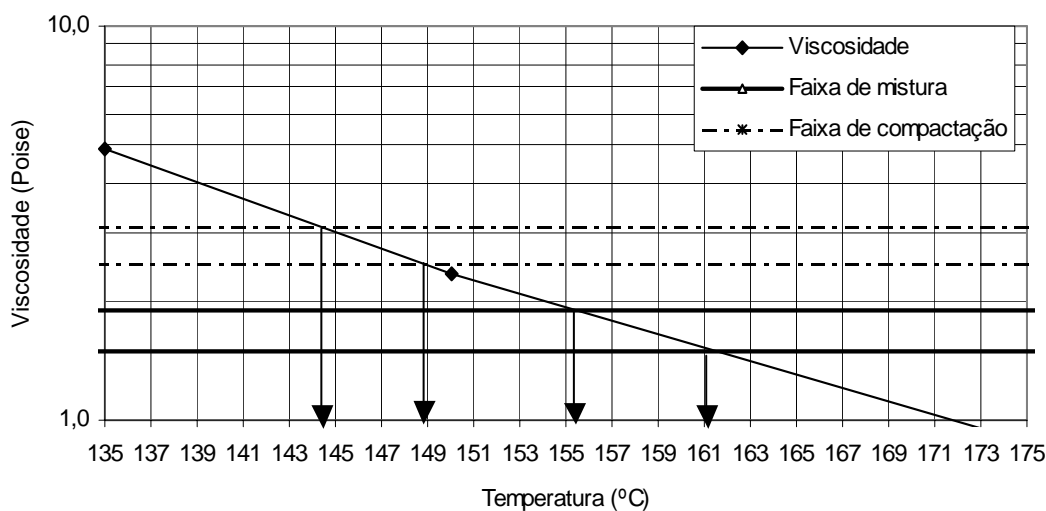


Figura 4.8: Gráfico Viscosidade (Poise) × Temperatura para o CAP 50/60 Fazenda Alegre

4.3.1 Misturas Densas e Contínuas

Para as misturas tipo CBUQ (AZR, BZR e TZR) optou-se por realizar as dosagens de forma semelhante ao que é adotado na maior parte das universidades e órgãos rodoviários brasileiros. Adotou-se 75 golpes por face com soquete Marshall, decidiu-se pela não adoção do envelhecimento de curto prazo e variou-se a forma de determinação da DMT e da densidade aparente do CP compactado (D_a).

Com relação a DMT, essa foi determinada através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes, conforme abordado no item 2.3.1, e por meio do procedimento descrito na norma ASTM D 2041, neste trabalho denominada densidade máxima medida (DMM), conforme adotado por outros autores (MOURÃO, 2003; CASTELO BRANCO, 2004). O procedimento normalmente utilizado nas universidades, órgão rodoviários e empreiteiras brasileiras é através da ponderação das densidades, muitas vezes devido a falta da aparelhagem necessária para aplicação do vácuo requerido no procedimento ASTM. No estudo realizado por VASCONCELOS *et al.* (2003), porém, é feita uma discussão sobre o conceito de DMT, onde, como conclusão, os autores sugerem a adoção do procedimento americano, DMM. Dessa forma, optou-se por verificar a influência da DMT na dosagem das misturas estudadas.

A densidade aparente (D_a) do CP compactado também é determinada de forma diferente quando seguida especificação do DNIT (DNER ME 117/87), com relação à especificação americana (ASTM D 2726-00). De acordo com a norma brasileira, a D_a é determinada segundo a equação 4.6, e quando seguida a norma americana, esta (D_a') é determinada conforme ilustrado na equação 4.7.

$$D_a = \frac{P_{ar}}{P_{ar} - P_{imerso}} \quad (4.6)$$

$$D_a' = \frac{P_{ar}}{P_{SSS} - P_{imerso}} \quad (4.7)$$

Observa-se das equações acima, que no procedimento americano é introduzido o P_{SSS} , que é o peso do CP em condição de saturação, porém com a superfície seca. O conceito de superfície seca saturada (SSS), conforme abordado no Capítulo 3, não é considerado no procedimento brasileiro, de forma que se optou por avaliar também a influência da forma de determinação da D_a na dosagem das misturas estudadas. A condição de SSS também foi discutida no item 3.1, quando da obtenção das densidades dos agregados. As misturas foram dosadas para V_v variando entre 3 e 5% e RBV variando entre 75 e 82%. A Tabela 4.6 apresenta os valores de teor de projeto obtidos para as três misturas, quando variados: (i) DMT, e (ii) D_a , que podem ser melhor visualizados na Figura 4.9.

Tabela 4.6: Teores de projeto obtidos para as misturas contínuas – Marshall

	AZR		BZR		TZR	
	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)
DMT	5,9%	6,2%	5,8%	5,9%	5,6%	5,6%
DMM	5,8%	6,0%	5,7%	5,8%	5,5%	5,5%

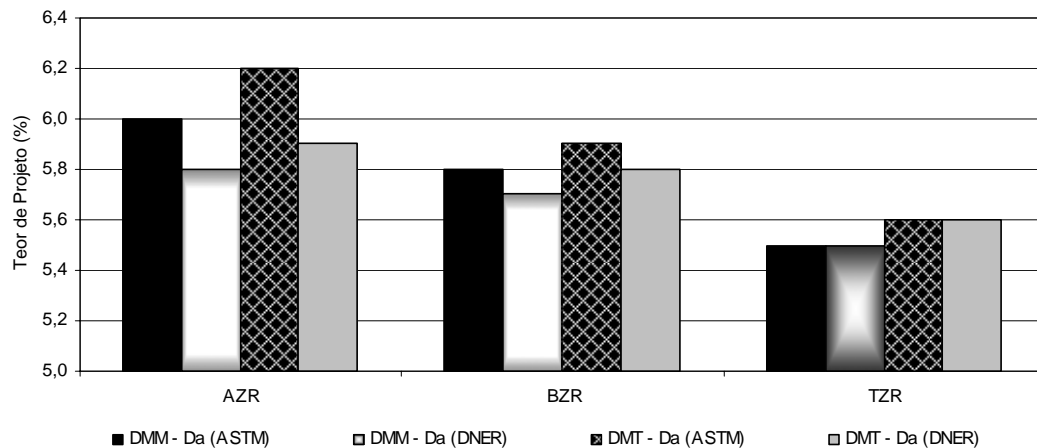


Figura 4.9: Teores de projeto obtidos para as misturas contínuas – Marshall

Dos doze teores de projeto encontrados, apenas três seguiram para a etapa de caracterização mecânica. Estes foram os referentes às três misturas analisadas, quando considerando a DMM e o método ASTM para determinação da D_a (valores em negrito na Tabela 4.6). O item seguinte contém uma discussão sobre os valores de teor de projeto obtidos para as misturas contínuas e para as misturas SMA.

4.3.2 Misturas SMA

A dosagem Marshall das misturas SMA assemelhou-se à dosagem realizada para os CBUQ's. As misturas SMA, porém, por apresentarem uma granulometria descontínua com elevado percentual de agregado graúdo, necessitam de cuidados durante a compactação das amostras. Dessa forma, adotou-se 50 golpes por face, a fim de evitar a degradação dos agregados durante o processo de compactação, visto que esse é o procedimento normalmente adotado para misturas SMA. A degradação das misturas foi analisada e encontra-se explanada com mais detalhes no item 4.5.1.

Com relação ao tempo de envelhecimento de curto prazo, este foi considerado nas duas misturas SMA, de forma que antes da compactação dos CPs as misturas foram colocadas em estufa por um período de duas horas, à temperatura de compactação.

Da mesma forma que foi realizado para os CBUQ's, as misturas SMA também foram verificadas com relação à sensibilidade às formas de determinação da DMT e D_a ,

conforme abordado no item 4.3.1. A Tabela 4.7 e a Figura 4.10 apresentam os resultados de teor de projeto das duas misturas SMA quando variados: (i) DMT e (ii) D_a .

Tabela 4.7: Teores de projeto obtidos para as misturas descontínuas – Marshall

	SMA 12,5mm		SMA 9,5mm	
	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)
DMT	6,6%	6,7%	7,1%	7,1%
DMM	5,9%	6,2%	6,6%	6,7%

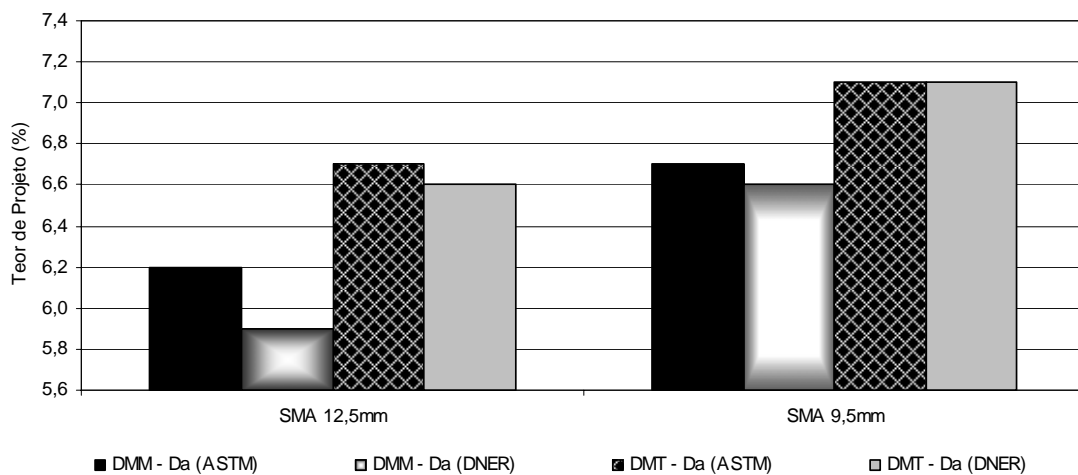


Figura 4.10: Teores de projeto obtidos para as misturas descontínuas – Marshall

Observa-se das Figuras 4.9 e 4.10, que as misturas contínuas apresentaram diferença semelhante no teor de projeto quando variadas a forma de determinação da DMT e da D_a . Para as misturas descontínuas, porém, a diferença no teor de projeto foi maior quando se variou a DMT, com relação a variação da D_a . Diante das variações no teor de projeto obtidas para os casos acima mencionados, deve-se atentar quando da seleção do procedimento de dosagem, bem como dos métodos de ensaio a serem empregados, principalmente para misturas descontínuas do tipo SMA, onde as variações encontradas foram maiores.

Da mesma forma que foi realizado para as misturas contínuas, dos oito teores de projeto encontrados para as misturas descontínuas, apenas dois foram selecionados para a etapa de caracterização mecânica. Estes foram os referentes às duas misturas analisadas, quando considerando a DMM e o método ASTM para determinação da D_a (valores em negrito na Tabela 4.7). Porém, após a compactação dos CPs no teor de projeto,

observou-se que estes apresentaram valores de V_v superiores aos valores encontrados para as misturas contínuas, mesmo sendo adotados os mesmos critérios de dosagem (através do V_v e do RBV).

Os CPs foram remoldados, a fim de eliminar um possível erro de execução na confecção dos mesmos, mas os valores elevados de V_v , e em consequência os baixos valores de de RBV, persistiram. Optou-se então por realizar novamente a dosagem de uma das misturas. A selecionada foi a mistura SMA 9,5mm, onde procedeu-se da mesma forma realizada na primeira dosagem (50 golpes, 2h em estufa antes da compactação, DMM, D_a determinada pela norma americana, e V_v e RBV como parâmetros de seleção do TP). O teor obtido para essa mistura foi de 6,6%, apenas 0,1% inferior ao teor obtido na primeira dosagem. Esse resultado eliminou também a possibilidade de erro de execução durante a confecção dos CPs no processo de dosagem. Passou-se então a acreditar que o procedimento de dosagem adotado para os CBUQs, descrito em SOARES *et al.* (2000) e baseado nos parâmetros volumétricos V_v e RBV, era inadequado para misturas do tipo SMA.

A etapa seguinte foi de avaliação das recomendações existentes nos procedimentos europeus (EAPA, 1998) e americanos (NAPA, 2002), a fim de verificar se existia divergência entre os diversos países no que diz respeito aos requisitos volumétricos exigidos durante os procedimentos de dosagem. A Tabela 4.8 ilustra de forma resumida essas exigências nos países europeus, bem como nos EUA, aplicadas a misturas com TMN entre aproximadamente 9,5 e 12,5mm.

Tabela 4.8: Exigências de alguns parâmetros volumétricos adotadas em países europeus (EAPA, 1998) e nos EUA (NAPA, 2002)

País	Parâmetros		
	Teor de ligante (%)	Vv (%)	RBV (%)
Alemanha	> 6,5	3,0 – 4,0	-
Dinamarca	-	1,5 – 4,0	78 – 93
EUA	> 6,0	4,0	-
Holanda	7,0	4,0 – 5,0	-
Hungria	6,0 – 7,5	2,5 – 4,5	-
Itália	5,5 – 7,0	1,0 – 4,0	-
Noruega	6,3	1,0 – 5,0	70 – 90
Portugal	> 5,0	3,0 – 6,0	-
Reino Unido	6,5 – 7,0	-	-
República Tcheca	6,5 – 7,5	3,0 – 4,5	-
Suécia	5,7 – 7,6	2,7 – 5,4	-

É possível observar da tabela acima, que existe uma grande variação no que diz respeito principalmente ao parâmetro Vv (1,0 – 6,0%), que pode levar também a um comportamento mecânico distinto para os casos extremos.

4.4 DOSAGEM SUPERPAVE – TEOR DE PROJETO

A maior diferença entre os dois procedimentos de dosagem analisados é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall, a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem Superpave é realizada por amassamento (giros). Para este trabalho, utilizou-se o compactador giratório existente no LMP/UFC, um Troxler modelo 4140, ilustrado na Figura 4.11. A Tabela 4.9 apresenta os valores de número de giros inicial ($N_{inicial}$), de projeto ($N_{projeto}$) e máximo ($N_{máximo}$) para outras temperaturas e volume de tráfego. Os esforços de compactação em $N_{inicial}$ e $N_{máximo}$ são usados para avaliar a compatibilidade da mistura, enquanto o $N_{projeto}$ é utilizado para selecionar o teor de asfalto (ASPHALT INSTITUTE, 2001).



Figura 4.11: Compactador giratório LMP/DET/UFC - Troxler 4140

Tabela 4.9: Seleção do número de giros para SGC (ROBERTS *et al.*, 1996)

ESALs Projeto (milhão)	Temperatura média máxima do ar											
	< 39°C			39-40°C			41-42°C			43-44°C		
	N _i	N _p	N _m	N _i	N _p	N _m	N _i	N _p	N _m	N _i	N _p	N _m
< 0,3	7	68	104	7	74	114	7	78	121	7	82	127
< 1	7	76	117	7	83	129	7	88	138	8	93	146
< 3	7	86	134	8	95	150	8	100	158	8	105	167
< 10	8	96	152	8	106	169	8	113	181	9	119	192
< 30	8	109	174	9	121	195	9	128	208	9	135	220
< 100	9	126	204	9	139	228	9	146	240	10	153	253
> 100	9	143	233	10	158	262	10	165	275	10	172	288

O compactador utilizado tem as seguintes características:

- ângulo de giro de $1,25 \pm 0,2^\circ$;
- rotação de 30 giros por minuto; e
- pressão vertical durante os giros de 600kPa.

As amostras foram compactadas com cilindro de 100mm a fim de possibilitar uma comparação com os resultados obtidos no procedimento Marshall, sem trazer como variável o tamanho do molde.

Para tráfego de médio a pesado, conforme estipulado para o projeto dessas misturas, seria necessária a realização de uma dosagem Superpave Nível 2 (Figura 4.12), conforme abordado em ASPHALT INSTITUTE (2001). Porém, pela impossibilidade de adoção da mesma, devido à falta de parte dos equipamentos necessários, optou-se por realizar essas dosagens apenas baseadas nos parâmetros volumétricos, conforme previsto para o Nível 1.

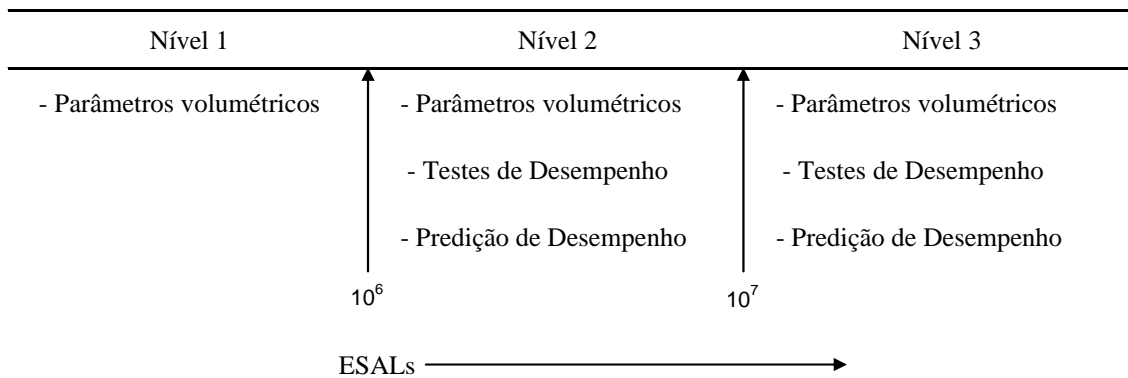


Figura 4.12: Organização hierárquica do sistema de dosagem Superpave: Nível de dosagem × Tráfego esperado (ESAL - *Equivalent Single-Axle Load*)

A Figura 4.13 ilustra os passos adotados durante a compactação das amostras segundo a metodologia Superpave: 4.13(a) peso do ligante; 4.13(b) mistura de agregados, ligante e fibras, para o caso das misturas SMA; 4.13(c) envelhecimento de curto prazo (2h) em estufa na temperatura de compactação; 4.13(d) preparação do molde para recebimento da mistura; 4.13(e) colocação da mistura no molde; 4.13(f) encaixe do molde com a mistura no compactador; 4.13(g) início da compactação; e 4.13(h) desforma do CP.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 4.13: Passos para compactação Superpave das amostras

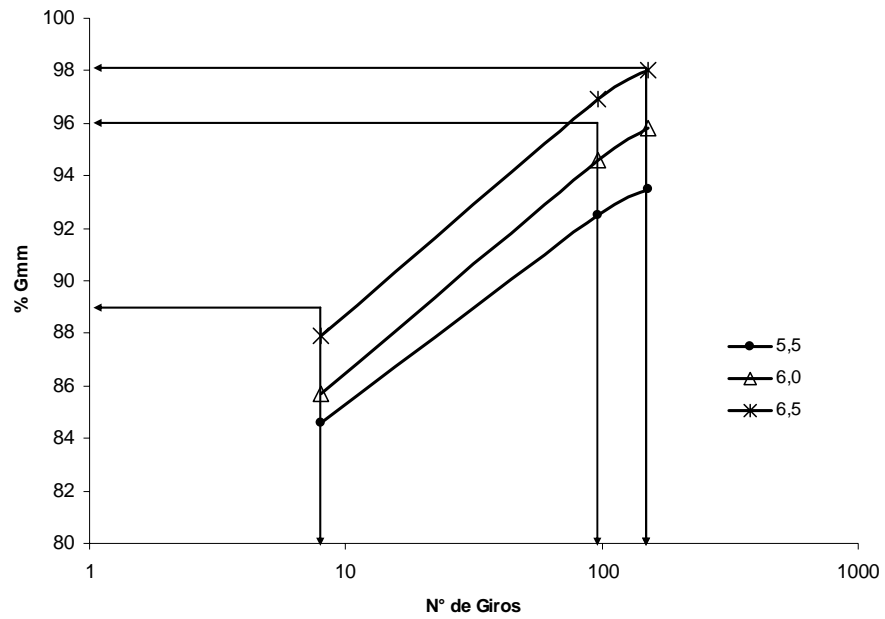
A dosagem Superpave de misturas asfálticas segue a metodologia descrita em ASPHALT INSTITUTE (2001). Durante o procedimento de compactação dos CPs (através do SGC), tem-se o acompanhamento das alturas, e conseqüentemente das densidades, durante o processo de compactação da amostra. Essas alturas irão possibilitar a dosagem da mistura através do cálculo dos parâmetros volumétricos para $N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$. A Figura 4.14 ilustra algumas etapas da determinação do teor de projeto segundo a metodologia Superpave.

PARÂMETROS	CP 01					CP 02					CP 03				
	H (mm)	H (corr)	Gmb (est)	Gmb (corr)	% DMT	H (mm)	H (corr)	Gmb (est)	Gmb (corr)	% DMT	H (mm)	H (corr)	Gmb (est)	Gmb (corr)	% DMT
< 39 °C e (10 ⁶)	6,28	6,99	1,918	2,060	85,4%	6,85	6,89	1,944	2,074	85,9%	6,19	6,80	1,944	2,069	85,7%
8	5,63	6,34	2,114	2,271	94,1%	6,22	6,26	2,140	2,263	94,6%	5,51	6,22	2,156	2,295	95,1%
96	5,55	6,26	2,141	2,300	95,3%	6,14	6,18	2,168	2,312	95,8%	5,43	6,14	2,184	2,325	96,3%
152	2,413					2,413					2,413				
DMT	1087,1					1085,6					1087,4				
Massa do CP	2,300					2,312					2,325				
Gmb (medido)	6,26					6,18					6,14				
h (real)															

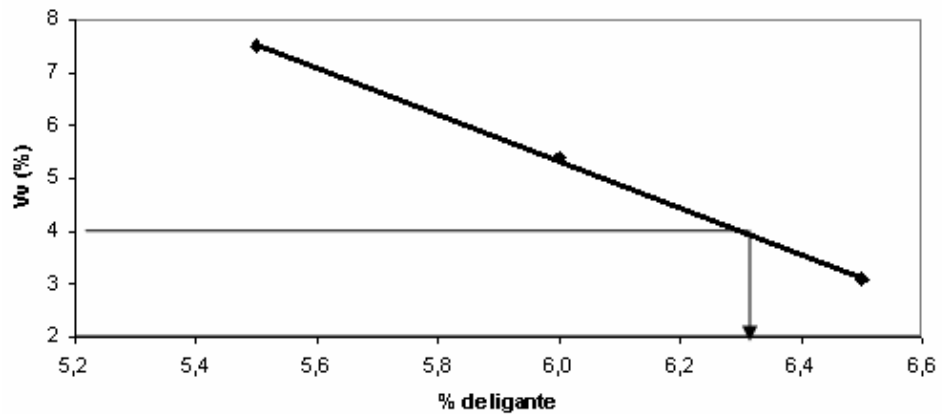
Resumo	Critério	Media	Resultado
N inicial	< 89%	85,7%	ok
N projeto	96%	94,6%	falhou
N máx	< 98%	95,8%	ok

Dados de entrada
Valores automatizados

(a)



(b)



(c)

Figura 4.14: Etapas para determinação do teor de projeto (Superpave)

4.4.1 Mistura Densas e Contínuas

A seleção do número de giros foi feita para temperatura média do ar inferior a 39°C e um tráfego menor que 10^7 ESALs, de forma que $N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$ foram 8, 96 e 152 giros, respectivamente, segundo a Tabela 4.9. As dosagens foram realizadas a fim de atender as exigências contidas na Tabela 4.10.

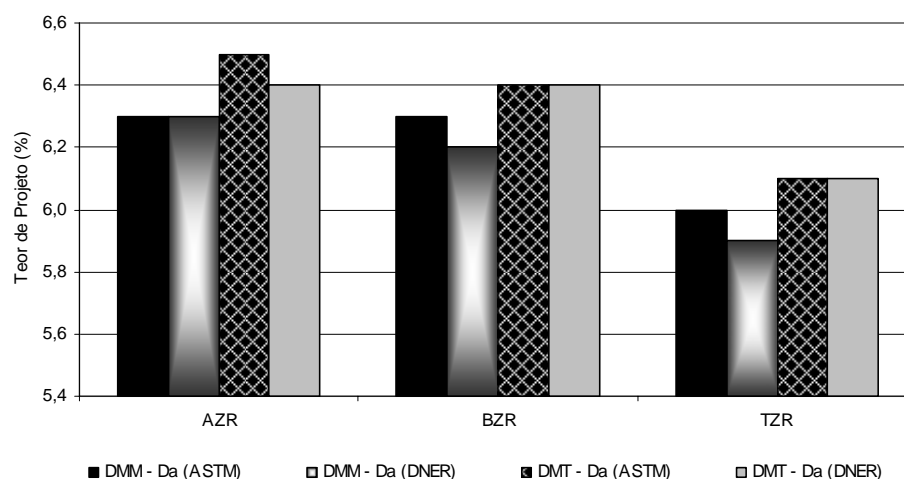
Tabela 4.10: Exigências para os parâmetros volumétricos na dosagem Superpave

ESALs	%Gmm			VAM (%), min		RBV (%)
	Projeto (milhão)	N _{inicial}	N _{projeto}	TMN (mm)		
				12,5	9,5	
3 a <10	≤89	96	≤98	14,0	15,0	65 - 75

A Tabela 4.11 e a Figura 4.15 trazem o resumo dos teores de projeto obtidos para as misturas contínuas dosadas pela metodologia Superpave, levando em consideração as variações da DMT e da D_a anteriormente explanadas.

Tabela 4.11: Teor de projeto obtido para as misturas contínuas – Superpave

	AZR		BZR		TZR	
	D _a (DNER)	D _a '(ASTM)	D _a (DNER)	D _a '(ASTM)	D _a (DNER)	D _a '(ASTM)
DMT	6,4%	6,5%	6,4%	6,4%	6,1%	6,1%
DMM	6,3%	6,3%	6,2%	6,3%	5,9%	6,0%

**Figura 4.15:** Teor de projeto obtido para as misturas contínuas – Superpave

As diferenças de teor de projeto obtidas para as misturas Superpave assemelharam-se às diferenças obtidas para as misturas Marshall, apesar dos teores de projeto para cada caso terem sido diferentes. Assim como no caso das misturas Marshall, a variação no TP foi semelhante quando variadas a forma de determinação da DMT e da D_a.

4.4.2 Misturas SMA

Para as misturas SMA (12,5mm e 9,5mm) procedeu-se de forma diferente. Foi adotado o procedimento descrito na norma AASHTO PP41-01, porém foi também verificada a sensibilidade do procedimento de dosagem às variações da forma de determinação da DMT e da D_a . A grande diferença entre o procedimento adotado para as misturas contínuas e as misturas SMA é que para essas últimas não são verificados os critérios volumétricos para $N_{inicial}$ e $N_{máximo}$. Segundo a norma acima mencionada, a compactação das misturas deve ser realizada para $N_{projeto}$ de 100 giros quando a abrasão dos agregados for inferior a 30%. Para o caso de agregados com abrasão maior, adota-se 75 giros como $N_{projeto}$. A obtenção dos parâmetros volumétricos e o cálculo do teor de projeto seguiu os mesmos passos descritos para as misturas de granulometria contínua.

Tabela 4.12: Teor de projeto obtido para as misturas descontínuas – Superpave

	SMA 12,5mm		SMA 9,5mm	
	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)	D_a (DNER)	D_a' (ASTM)
DMT	6,9%	7,1%	7,2%	7,3%
DMM	6,4%	6,7%	6,7%	6,9%

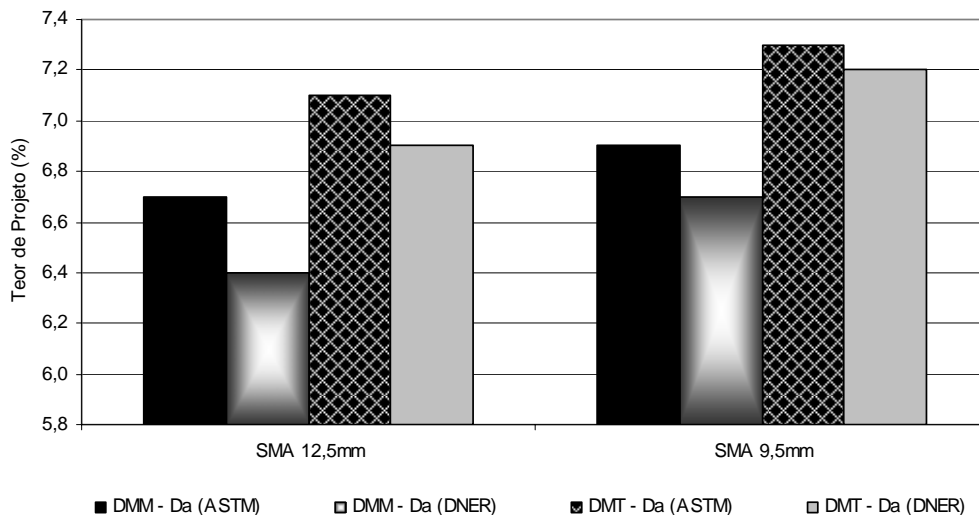


Figura 4.16: Teor de projeto obtido para as misturas descontínuas – Superpave

A mistura SMA 9,5mm apresentou maior teor de projeto para todas as variações realizadas, em comparação a mistura SMA 12,5mm, fato já esperado devido a maior superfície específica da mistura de 9,5mm.

Observa-se das Figuras 4.15 e 4.16, que as misturas contínuas apresentaram diferença semelhante no teor de projeto quando variadas: a forma de determinação da DMT e da D_a . Para as misturas descontínuas, porém, a diferença no teor de projeto foi maior quando se variou a DMT, com relação a variação da D_a , da mesma forma que se obteve para as misturas Marshall. Dessa forma, deve-se aumentar o cuidado quando da seleção do procedimento de dosagem, bem como dos métodos de ensaio a serem empregados, para misturas descontínuas do tipo SMA.

4.5 COMPARAÇÃO DAS DOSAGENS MARSHALL E SUPERPAVE

Conforme observado na Tabela 4.13, os valores de teor de projeto foram superiores para as dosagens Superpave, em relação às dosagens Marshall para todas as misturas, fato que não era esperado. Como mencionado no Capítulo 2, durante a década de 80, muitos engenheiros americanos passaram a questionar o teor de ligante obtido durante a dosagem Marshall. Eles atribuíram ao excesso de ligante, a responsabilidade pelas deformações permanentes prematuras nas rodovias americanas, de forma que se passou a acreditar que misturas asfálticas dosadas pela metodologia Marshall apresentavam teores de projeto superiores aos encontrados seguindo a metodologia Superpave.

Tabela 4.13: Parâmetros volumétricos dos CP's moldados no teor de projeto

	AZR		BZR		TZR		SMA 12,5mm		SMA 9,5mm	
	M	S	M	S	M	S	M	S	M	S
Da	2,329	2,318	2,344	2,313	2,331	2,337	2,240	2,295	2,244	2,248
Vv (%)	3,6	3,6	3,0	2,4	4,1	2,9	5,9	3,2	5,0	4,8
VCB (%)	13,7	14,3	13,3	14,3	12,6	13,7	13,6	15,1	14,7	15,2
VAM (%)	17,3	17,9	16,3	16,7	16,6	16,7	19,5	18,3	19,8	20,0
RBV (%)	79,3	80,0	81,7	85,5	75,6	82,4	69,9	82,6	74,6	76,2
TP (%)	6,0	6,3	5,8	6,3	5,5	6,0	6,2	6,7	6,7	6,9

Dessa forma, selecionou-se uma mistura (BZR) para que a dosagem Marshall fosse refeita, porém considerando o envelhecimento de curto prazo de 2h na temperatura de compactação, não considerado no procedimento Marshall inicial. O teor de projeto foi então de 6,5%, superior ao encontrado pela metodologia Superpave (6,3%), sendo provável que o processo de compactação seja um dos fatores responsável pelo aumento do teor de projeto nas misturas Marshall. Outro fato importante de se observar é a variação no volume de vazios obtido para as diversas misturas. Conforme mencionado anteriormente, os CPs das misturas SMA dosadas pela metodologia

Marshall não seguiram para a etapa de caracterização mecânica devido ao volume de vazios superior em relação aos vazios obtidos para as demais misturas, contínuas e descontínuas, conforme ilustrado na Tabela 4.13.

Outro fato que levantou alguns questionamentos foi a questão da variação dos V_v dos CPs moldados no TP para as misturas contínuas (AZR, BZR e TZR). Enquanto a variação do V_v para as três misturas dosadas pela metodologia Marshall foi de 1,1%, a das misturas pelo Superpave foi de 2,4%. Essa maior variação pode ser devido ao fator de correção adotado durante o procedimento de dosagem Superpave. A obtenção dos parâmetros volumétricos para 96 giros ($N_{projeto}$) durante a dosagem pode ter sido obtida de forma diferente para as três misturas, o que foge ao controle do operador. A organização dos agregados durante o processo de compactação das misturas pode variar, levando a fatores de correção que deveriam ser distintos.

A influência dos parâmetros abordados nesse estudo no teor de projeto das misturas asfálticas estudadas também foi analisada (Tabela 4.14). Os quatro parâmetros foram avaliados isoladamente, sendo abordados como única variável entre os procedimentos de dosagem. As setas para cima indicam que aquela variação provoca um aumento do teor de projeto, e as setas para baixo o oposto. Dessa forma, o aumento no teor de projeto atribuído às dosagens Marshall é influência da forma de determinação da DMT, bem como do processo de compactação. Vale ressaltar também, a importância da equivalência entre o número de golpes adotados na dosagem Marshall e o número de giros na dosagem Superpave, antes de se proceder a comparação entre os dois procedimentos.

Tabela 4.14: Influência de alguns fatores no teor de projeto de misturas asfálticas

Parâmetros	Variações	Teor de projeto
DMT	Fórmula (DMT)	↑
	Vácuo (DMM)	↓
D_a	DNER	↓
	ASTM	↑
Envelhecimento de curto prazo	Sem envelhecimento	↓
	2h à temperatura de compactação	↑
Compactação	Impacto (Marshall)	↑
	Amassamento (Superpave)	↓

A Figura 4.17 ilustra as variações no teor de projeto para cada uma das misturas estudadas, onde é possível observar que o maior teor (para todas as misturas) foi obtido quando adotada a DMT pela ponderação das densidades dos materiais constituintes, compactação por amassamento (Superpave) e D_a obtida pelo procedimento americano. Como já era de se esperar, o menor teor foi obtido quando adotada DMM (ASTM D 2041), compactação por impacto (Marshall) e D_a obtida pelo procedimento descrito nas especificações do DNER. Diante dos resultados obtidos é possível concluir que o teor de projeto de uma mistura asfáltica depende dos vários procedimentos de ensaio a serem adotados durante a dosagem, de forma que uma combinação desses procedimentos pode levar a teores distintos do teor “ótimo”.

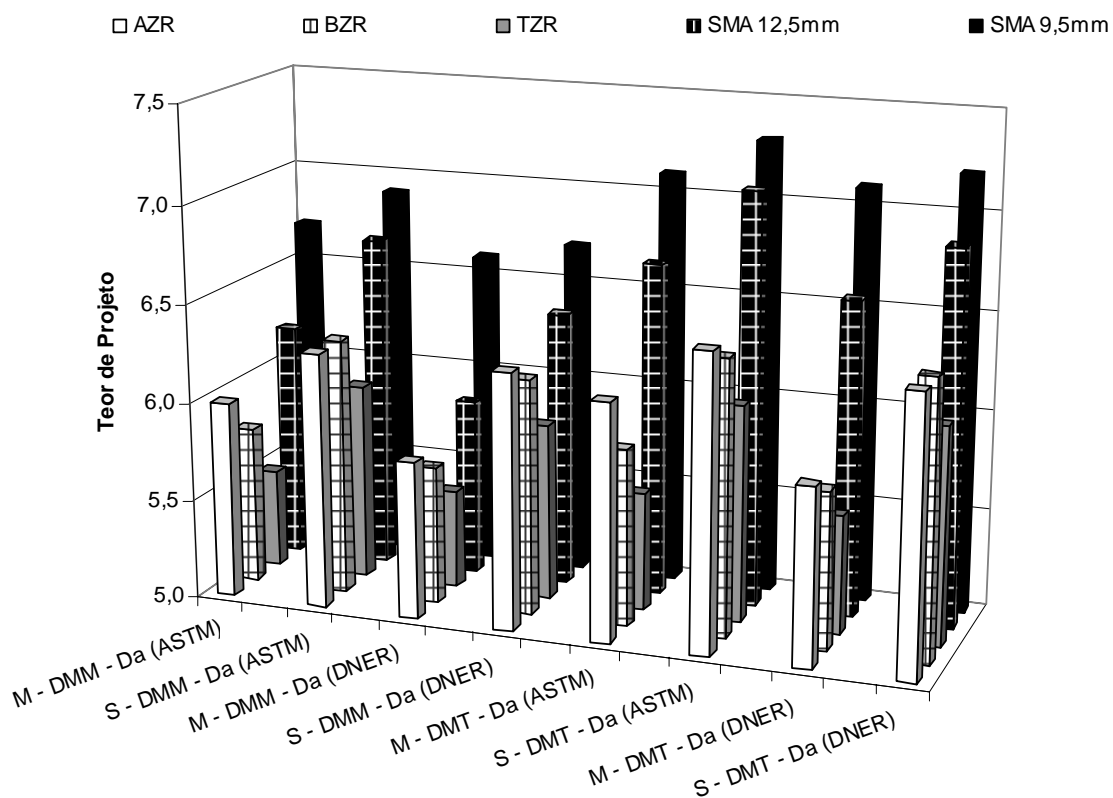


Figura 4.17: Resumo das dosagens das cinco misturas

Conforme mencionado anteriormente, nem todas as misturas mostradas na Figura 4.17 foram caracterizadas mecanicamente. A seleção foi feita selecionando como critério as misturas dosadas com a adoção da DMT determinada pela norma ASTM D 2041, e a densidade aparente dos CPs compactados determinada pela norma ASTM D 2726, para os procedimentos Marshall e Superpave e as cinco granulometrias descritas

no item 4.1. Para as misturas SMA, não foram caracterizadas mecanicamente as dosadas pela metodologia Marshall, devido ao Vv superior em relação às demais misturas analisadas. A Tabela 4.15 abaixo ilustra de forma resumida todas as misturas que foram dosadas, bem como aquelas que seguiram para caracterização mecânica (marcadas com um X na tabela).

Tabela 4.15: Resumo das misturas dosadas e das que seguiram para caracterização mecânica

Misturas	Dosagem	
	Marshall	Superpave
AZR – DMM – D _a (ASTM)	X	X
AZR – DMM – D _a (DNER)		
AZR – DMT – D _a (ASTM)		
AZR – DMT – D _a (DNER)		
BZR – DMM – D _a (ASTM)	X	X
BZR – DMM – D _a (DNER)		
BZR – DMT – D _a (ASTM)		
BZR – DMT – D _a (DNER)		
TZR – DMM – D _a (ASTM)	X	X
TZR – DMM – D _a (DNER)		
TZR – DMT – D _a (ASTM)		
TZR – DMT – D _a (DNER)		
SMA 12,5mm – DMM – D _a (ASTM)	*	X
SMA 12,5mm – DMM – D _a (DNER)		
SMA 12,5mm – DMT – D _a (ASTM)		
SMA 12,5mm – DMT – D _a (DNER)		
SMA 9,5mm – DMM – D _a (ASTM)	*	X
SMA 9,5mm – DMM – D _a (DNER)		
SMA 9,5mm – DMT – D _a (ASTM)		
SMA 9,5mm – DMT – D _a (DNER)		

* Para essas misturas só foi analisada a sensibilidade a ação deletéria da água através do ensaio de umidade induzida (AASHTO T 283), abordada no item 5.4

4.5.1 Degradação das Misturas – Compactação por Impacto × Compactação por Amassamento

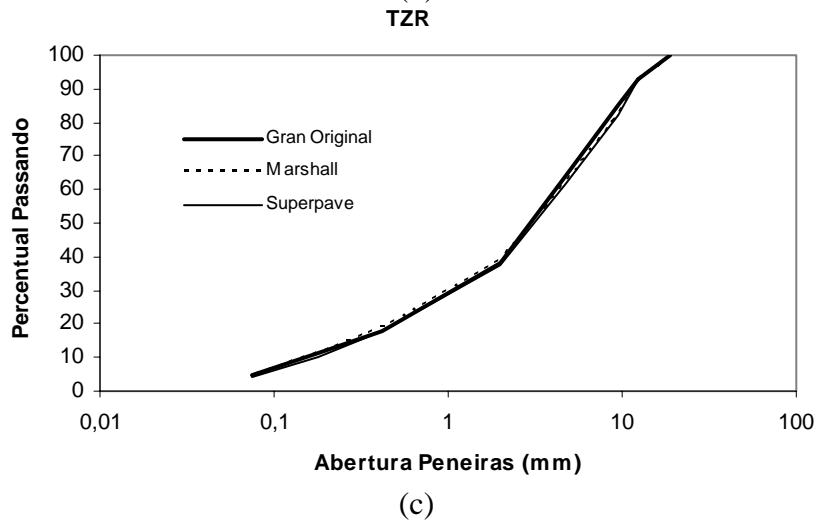
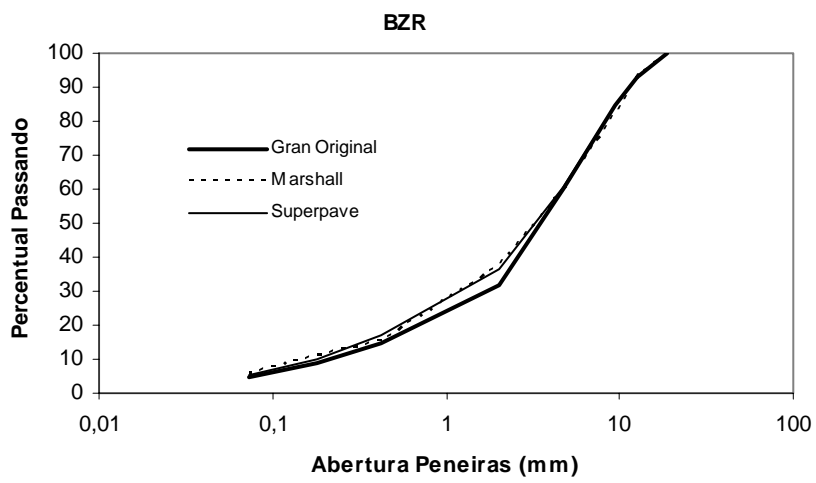
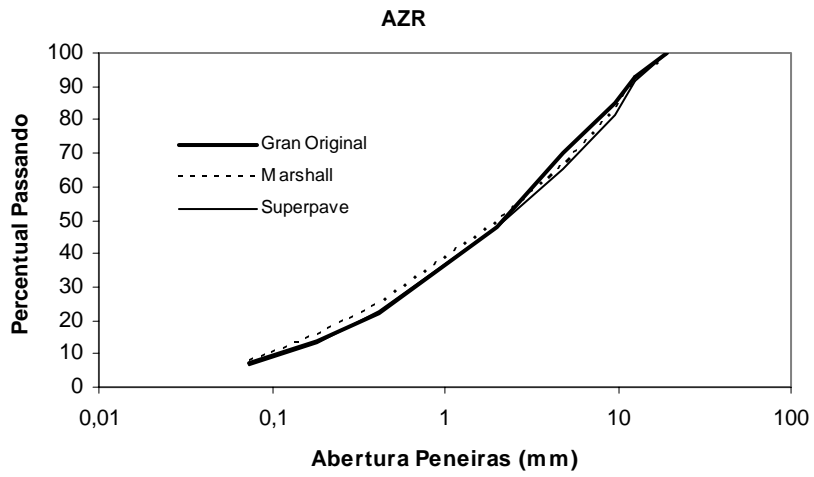
A degradação dos agregados durante a compactação e abertura ao tráfego pode causar mudanças na granulometria original da mistura, que em consequência pode afetar os parâmetros volumétricos da mesma. Existem alguns fatores que estão diretamente relacionados à degradação das misturas asfálticas, dentre eles: o tipo de agregado, a granulometria dos mesmos, o esforço de compactação e a forma das partículas. Para o

presente trabalho optou-se por avaliar a degradação das misturas por influência basicamente dos dois processos de compactação empregados (impacto e amassamento).

A metodologia que foi seguida para avaliação da degradação de cada uma das misturas foi:

- seleção de três corpos-de-prova utilizados na dosagem com teor de ligante de 6,0 ou 6,5%;
- aquecimento do CP para separação de aproximadamente 500g da mistura que seguem para a etapa de extração de ligante;
- extração de ligante pelo rotarex (DNER-ME 053/94);
- determinação da granulometria dos agregados resultantes da extração do ligante; e
- comparação da granulometria após compactação com a granulometria original de cada mistura.

O intuito inicial era avaliar a degradação das misturas através do método de ensaio do DNER (DNER-ME 401/99), que consta basicamente da compactação, seguida da extração do ligante asfáltico e por fim granulometria dos agregados após a compactação para o cálculo do índice de degradação (ID), que nada mais é que um somatório das diferenças, peneira a peneira, da granulometria após a compactação e a granulometria original. Os resultados obtidos, porém, apresentaram variação, algumas vezes para menos, no percentual passante em cada peneira após a compactação. As Figuras 4.18(a) a 4.18(e) ilustram as granulometrias originais, bem como as granulometrias após processo de compactação e extração para as cinco misturas analisadas no presente estudo.



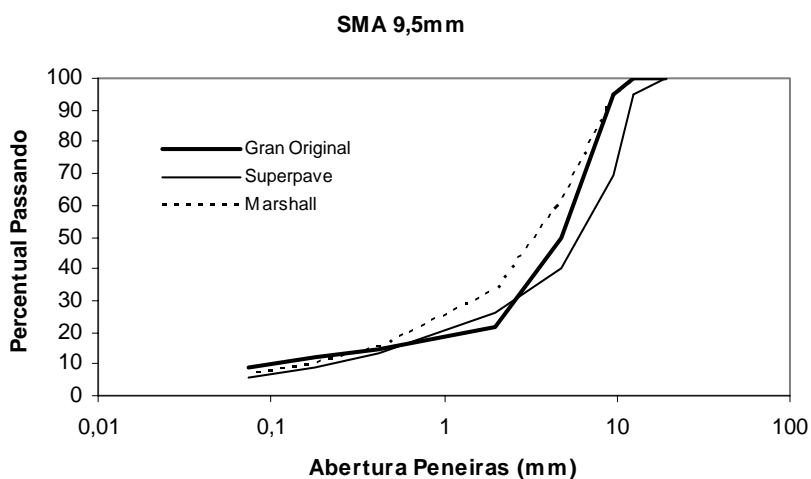
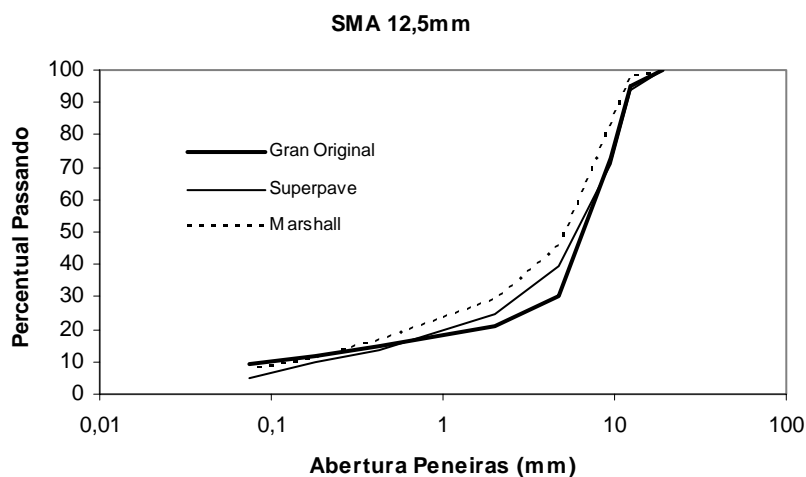


Figura 4.18: Análise da variação das granulometrias antes e após a compactação para as misturas: (a) AZR; (b) BZR; (c) TZR; (d) SMA 12,5mm; e (e) SMA 9,5mm

Observa-se dos gráficos 4.18(a) a 4.18(c), que para as misturas contínuas a variação com relação a granulometria original foi próxima para os dois processos de compactação, com diferença pouco superior para a compactação Marshall. É possível observar também, que, para alguns pontos, as granulometrias após a compactação passaram por baixo da curva da granulometria original, indicando que deve ter ocorrido um possível erro durante a etapa de extração de ligante, com perda de finos, apesar de terem sido utilizados dois papéis de filtro em cada ensaio. Outra possível fonte de erro pode ter sido na separação dos 500g de material extraídos do CP moldado, que prosseguiram para a extração, onde a amostra pode não ter sido representativa do CP completo. Cabe salientar que para as misturas contínuas, os CPs das dosagens Marshall foram moldados com 75 golpes e os CPs das dosagens Superpave com 152 giros.

Para as misturas SMA, a variação entre os dois processos de compactação foi bem mais visível, porém a passagem das granulometrias após compactação abaixo da granulometria original continuou a acontecer para alguns pontos, ficando mais evidente para a mistura SMA 9,5mm Superpave. Assim como para as misturas contínuas, as misturas descontínuas também apresentaram perda de finos, com valor ainda superior. Os CPs das dosagens Marshall forma moldados com 50 golpes e os CPs das dosagens Superpave com 75 giros, energias mais distintas que as observadas no caso das misturas contínuas.

Devido a esse problema, optou-se por analisar as misturas SMA de acordo com o abordado por XIE e WATSON (2004), onde a análise da degradação é realizada também através das diferenças de granulometria especificamente na peneira de descontinuidade de cada curva (peneira crítica). Para o caso da mistura SMA 12,5mm a análise foi feita na peneira de 4,8mm de abertura e para a mistura SMA 9,5mm na peneira de 2,0mm. Na Figura 4.19 é possível observar que a degradação para as misturas SMA ocorre de forma mais severa quando utilizada a compactação Marshall. Essa degradação provoca mudanças na granulometria original, produzindo uma mistura mais densa e próxima a linha de densidade máxima, descaracterizando a granulometria original descontínua das misturas SMA.

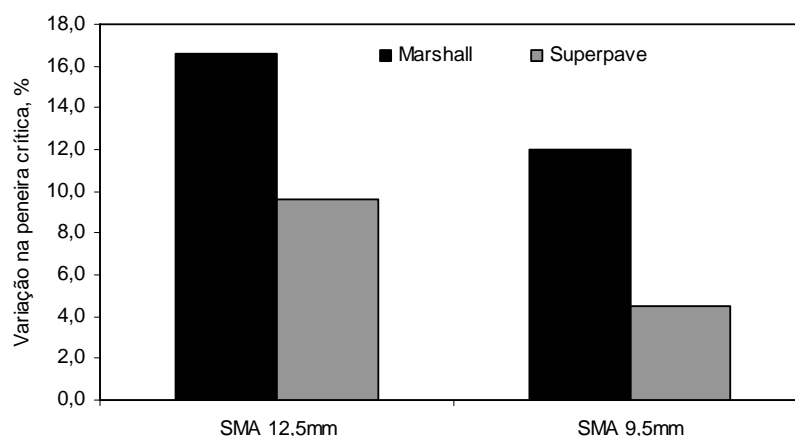


Figura 4.19: Variação da granulometria na peneira crítica, 4,8mm para a mistura SMA12,5mm e 2,0mm para a mistura SMA 9,5mm

O problema da perda de finos observado em quase todas as misturas pode ser solucionado com a adoção de um outro processo para extração do ligante da mistura. A queima do ligante pode ser uma das opções, visto que não é necessária recuperação do mesmo. Outros métodos podem ser testados a fim de minimizar os erros na execução dos ensaios.

CAPÍTULO 5

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Os ensaios de laboratório são utilizados extensivamente com o objetivo de proporcionar maior entendimento do comportamento mecânico dos materiais em campo, visto que os ensaios “in situ”, ou trechos experimentais são, muitas vezes, de difícil realização. Os ensaios de laboratório devem reproduzir tanto quanto possível a situação de campo, isto é, temperatura, tempo de carregamento, níveis de tensão, grau de compactação, etc. Contudo, essas condições sofrem mudanças continuamente em campo, tornando a seleção de condições de ensaio apropriadas uma tarefa não trivial.

O dimensionamento de pavimentos flexíveis foi durante muitos anos realizados apenas por métodos empíricos. Como exemplos destes métodos podem ser citados o método do DNER, elaborado pelo engenheiro Murilo Lopes com base no ensaio de CBR, e as curvas de dimensionamento da USACE (*United States Army Corps of Engineers*). A necessidade de um método de dimensionamento mais racional fez surgir o método de dimensionamento “mecânico”, que considera a análise de tensões e deformações em meios elásticos. Porém, um pavimento flexível não é composto apenas de materiais elásticos, de forma que não existe um método puramente mecânico, conforme mencionado por MOTTA (1991). Existe ainda a limitação de que as tensões/deformações calculadas numericamente para a passagem de uma carga não são usadas diretamente, mesmo quando considerados modelos constitutivos sofisticados. Estas são obtidas através das funções de transferência, que relacionam a resposta estrutural com a vida em campo. As análises numéricas deixam muitas vezes também de levar em consideração fatores que ocorrem em campo, como: envelhecimento do ligante, mudanças climáticas, etc.

No presente trabalho, o comportamento mecânico das misturas foi avaliado por meio dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, fadiga por compressão diametral a tensão controlada e resistência à tração

retida por umidade induzida, conforme exposto nos itens seguintes. As misturas selecionadas para realização dos ensaios mecânicos foram referentes às cinco granulometrias anteriormente mencionadas, com dosagens levando em consideração: (i) determinação da DMT pela aplicação de vácuo (ASTM D 2041), DMM, (ii) densidade aparente determinada pela metodologia americana (ASTM D 2726) e (iii) compactação por impacto (Marshall) e por amassamento (Superpave). Dessa forma, foram caracterizadas mecanicamente um total de dez misturas.

5.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO ESTÁTICA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

O ensaio de tração indireta por compressão diametral, também conhecido como “ensaio brasileiro”, foi desenvolvido por Lobo Carneiro (CARNEIRO, 1953) com a finalidade de determinar a resistência à tração de corpos-de-prova de concreto de cimento Portland por solicitações estáticas. A extensão do uso para misturas asfálticas se deve possivelmente ao fato dos revestimentos asfálticos, quando sujeitos às solicitações do tráfego, desenvolverem tensões de tração por flexão em suas fibras inferiores.

O ensaio é realizado em corpos-de-prova cilíndricos segundo a norma DNER-ME 138/94 e consiste na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, conforme ilustrado na Figura 5.1, a fim de se obter tensões de tração através do diâmetro horizontal, perpendicular à carga.

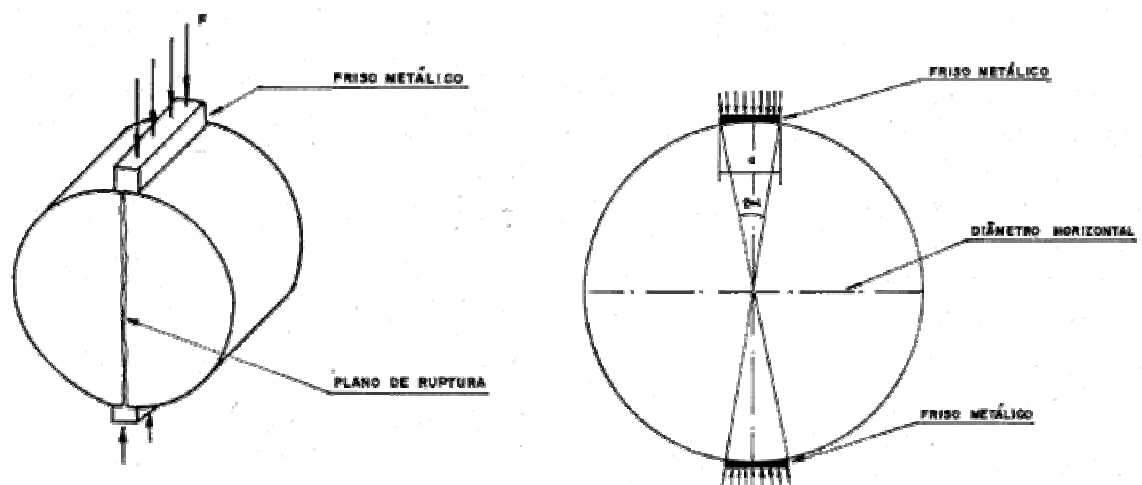


Figura 5.1: Esquema do ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral (DNER-ME 138/94)

A aparelhagem necessária à execução do ensaio consiste de:

- prensa mecânica com sensibilidade inferior ou igual a 19,6N (ou 2,0kgf), com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de $0,8 \pm 0,1\text{mm/s}$ (Figura 5.2);
- estufa capaz de manter a temperatura entre 30 e 60°C;
- sistema de refrigeração capaz de manter a temperatura em torno de 25°C;
- paquímetro.



Figura 5.2: Prensa mecânica utilizada para realização dos ensaios de resistência à tração

O procedimento de ensaio pode ser resumido conforme descrito a seguir:

- medir a altura (h) do corpo-de-prova com paquímetro em quatro posições diametralmente opostas; adotar como altura a média aritmética das quatro leituras;
- medir o diâmetro (D) do corpo-de-prova com paquímetro, em três posições; adotar como diâmetro a média aritmética das três leituras;
- colocar o corpo-de-prova na estufa, ou sistema de refrigeração, por um período de duas horas, de modo a se obter a temperatura requerida para o ensaio (25, 30, 45 ou 60°C);
- ajustar os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão, capaz de manter o corpo-de-prova em posição;

- aplicar a carga progressivamente, com velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até que se dê a ruptura do corpo-de-prova segundo o plano diametral vertical;
- com o valor de carga de ruptura (F) obtido, calcula-se a resistência à tração do corpo-de-prova segundo a expressão:

$$RT = \frac{2F}{100\pi Dh} \quad (5.1)$$

em que,

RT: resistência à tração, MPa;

F: carga de ruptura, N;

D: diâmetro do corpo-de-prova, cm;

h: altura do corpo-de-prova, cm.

Para o presente estudo adotou-se a temperatura de ensaio de 25°C. Os resultados obtidos para as misturas analisadas estão resumidos na Tabela 5.1 e ilustrados na Figura 5.3, onde os resultados são uma média do ensaio de três ou quatro corpos-de-prova para cada mistura.

Tabela 5.1: Resultados do ensaio de resistência à tração (MPa, 25°C)

	AZR	BZR	TZR	SMA 12,5mm	SMA 9,5mm
Marshall	1,13	1,07	1,28	-	-
Superpave (100mm)	1,72	1,47	1,43	0,98	0,82

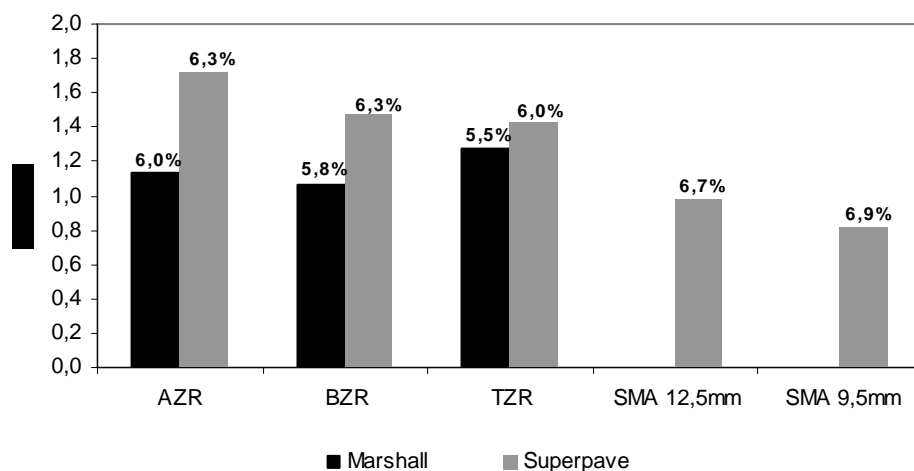


Figura 5.3: Resultados dos ensaios de resistência à tração com os respectivos teores de projeto de cada mistura

Observa-se dos resultados apresentados, que os valores de RT foram inferiores quando adotada a metodologia Marshall de dosagem em relação a Superpave (que considerou envelhecimento de curto prazo de 2h). Vale salientar que os CPs no teor de projeto confeccionados para execução dos ensaios mecânicos foram moldados com 96 e 75 giros para as dosagens Superpave das misturas contínuas e descontínuas, respectivamente, e 75 e 50 golpes para as dosagens Marshall. Os valores de RT obtidos para as misturas descontínuas também foram inferiores quando comparados aos valores das misturas contínuas dosadas pelo mesmo método.

5.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Conceitualmente, o módulo de resiliência (MR) vem sendo considerado como o módulo elástico que, juntamente com o coeficiente de Poisson, é o parâmetro que representa o comportamento dos materiais quando usada a teoria da elasticidade. É de conhecimento da comunidade acadêmica, que a maioria dos materiais utilizados na pavimentação não são elásticos, contudo, segundo HUANG (1993), se a carga aplicada é pequena quando comparada à resistência do material e é repetida por um número elevado de vezes (geralmente, acima de 200), a deformação sofrida pelo material é quase completamente recuperável e pode ser considerada como elástica. A Figura 5.4 ilustra a deformação de uma amostra de mistura asfáltica quando submetida a carregamento repetido. A maior parte da deformação permanente sofrida pela amostra ocorre no estágio inicial de aplicação de carga, e com o aumento do número de repetições essa deformação permanente diminui.

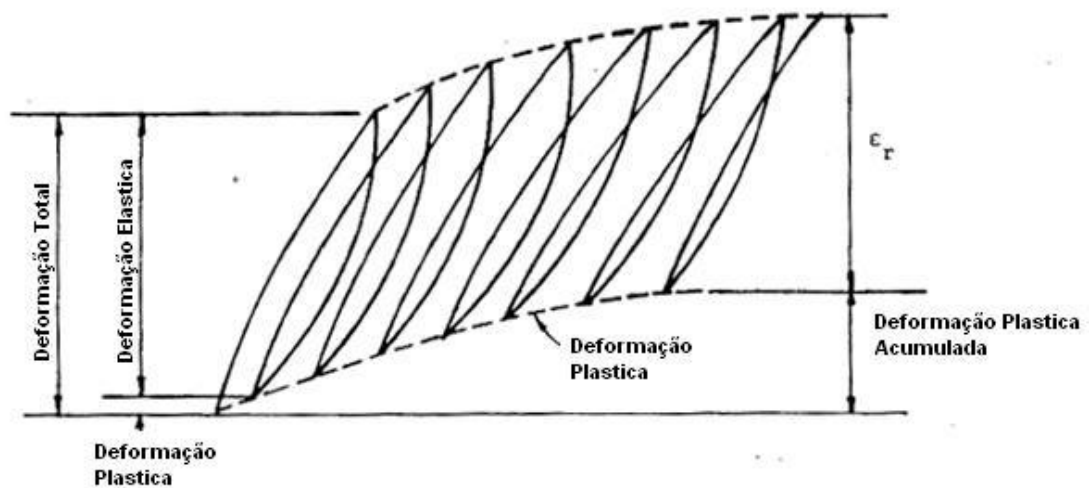


Figura 5.4: Deformações sobre carregamentos repetidos (HUANG, 1993)

No trabalho realizado por SOUZA e SOARES (2003) porém, os autores mencionam a importância de se considerar as misturas asfálticas como materiais viscoelásticos e não elásticos. No caso de materiais elásticos, é comum considerar-se os valores do módulo de Young, do módulo de resiliência e do módulo dinâmico numericamente iguais. Porém, para materiais viscoelásticos, até mesmo o módulo de resiliência e o módulo dinâmico diferem entre si.

O MR de misturas asfálticas é a relação entre a tensão de tração (σ_t), aplicada repetidamente no plano diametral de uma amostra cilíndrica, e a deformação específica recuperável (ϵ_t) correspondente à tensão aplicada, a uma determinada temperatura (T):

$$MR = \left(\frac{\sigma_t}{\epsilon_t} \right)_T \quad (5.2)$$

A determinação do MR para misturas asfálticas pode ser feita, basicamente, através dos ensaios de compressão diametral e compressão uniaxial (YODER e WITCZAK, 1975; HUANG, 1993). Nos EUA o ensaio de MR realizado por compressão diametral vem sendo reavaliado, a fim de serem propostas algumas modificações ao método da ASTM adotado (ASTM D 4123-82), porém no Brasil o procedimento ainda vem sendo largamente utilizado através do método de ensaio DNER ME 133/94, principalmente nas universidades. O presente trabalho contou com caracterização mecânica das misturas realizada também através do ensaio de MR por

compressão diametral. A norma brasileira não distingue MR instantâneo de MR total, como é feito na norma americana (ASTM D 4123-82), porém adotou-se para o presente estudo a determinação do MR instantâneo, que é calculado considerando a deformação recuperável que ocorre instantaneamente durante a fase de descarregamento do ciclo.

Para o presente estudo, o MR foi determinado em CPs moldados em laboratório (diâmetro de $10 \pm 0,02\text{cm}$ e altura de $6,35 \pm 0,13\text{cm}$) a 25°C , e o resultado foi obtido através da leitura da deformação instantânea. As tensões empregadas nos ensaios levaram em consideração o valor de tensão do ensaio de RT, com percentual variando entre 15 e 20%, a depender da mistura, devido a sensibilidade dos LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) (0,006mm) do equipamento de compressão diametral do LMP/DET/UFC. A norma brasileira limita esse percentual em 30%, enquanto a norma americana recomenda que a deformação vertical total acumulada não ultrapasse 0,025mm. A carga recomendada pela norma americana deve variar de 10 e 50% do valor de RT, a depender da temperatura de ensaio.

Segundo MEDINA (1997), a teoria da elasticidade aplicada à situação de distribuição de tensões e deformações em cilindros carregados diametralmente permite exprimir o módulo de elasticidade em função da força vertical aplicada no CP e do deslocamento horizontal produzido e mensurável, bastando que se conheça o coeficiente de Poisson do material, geralmente assumido 0,3 para misturas asfálticas, e as dimensões do CP, conforme exposto na equação 5.3.

$$MR = \frac{F}{100 \times \delta_r \times h} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (5.3)$$

em que:

- F: carga vertical repetida aplicada diametralmente no CP, N;
- δ_r : deslocamento elástico ou resiliente para N aplicações de carga, cm;
- h: altura do CP, cm;
- μ : coeficiente de Poisson.

A aparelhagem necessária à execução do ensaio pode ser resumida em:

- sistema pneumático de carregamento (Figura 5.5);
- sistema de medição de deformação da amostra;

- estrutura de suporte com acessórios.



Figura 5.5: Equipamento de carga repetida LMP/DET/UFC

O procedimento de ensaio pode ser resumido conforme descrito a seguir:

- posicionar o CP na base da estrutura de suporte, entre dois frisos;
- fixar e ajustar os LVDTs de modo a se obter o registro dos deslocamentos. Para esse estudo o LVDT foi ajustado em aproximadamente 0,5V;
- assentar o pistão de carga e os LVDTs no CP;
- condicionar o CP: aplicar 200 vezes uma carga vertical (F) repetida diametralmente no CP, de modo a se obter uma tensão menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático. A frequência de aplicação da carga é de 60 ciclos por minuto, com duração de 0,1 segundo. O registro dos deslocamentos resilientes deve ser feito para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F); e
- calcular o MR baseado na equação 5.3, que será uma média dos valores determinados a 300, 400 e 500 aplicações de carga.

Os resultados obtidos para as dez misturas analisadas encontram-se resumidos na Tabela 5.2 e podem ser melhor visualizados na Figura 5.6. Os valores apresentados são a média aritmética de três a cinco CPs a depender da mistura e da variação observada entre os mesmos. Vale salientar que os maiores valores apresentados para as

misturas dosadas pela metodologia Superpave são provavelmente devidos ao envelhecimento de curto prazo sofrido pelas misturas antes da compactação.

Tabela 5.2: Resultados do ensaio de módulo de resiliência (MPa, 25°C)

	AZR	BZR	TZR	SMA 12,5mm	SMA 9,5mm
Marshall	2.660	3.506	3.326	-	-
Superpave (100mm)	6.003	6.421	4.181	4.747	3.367

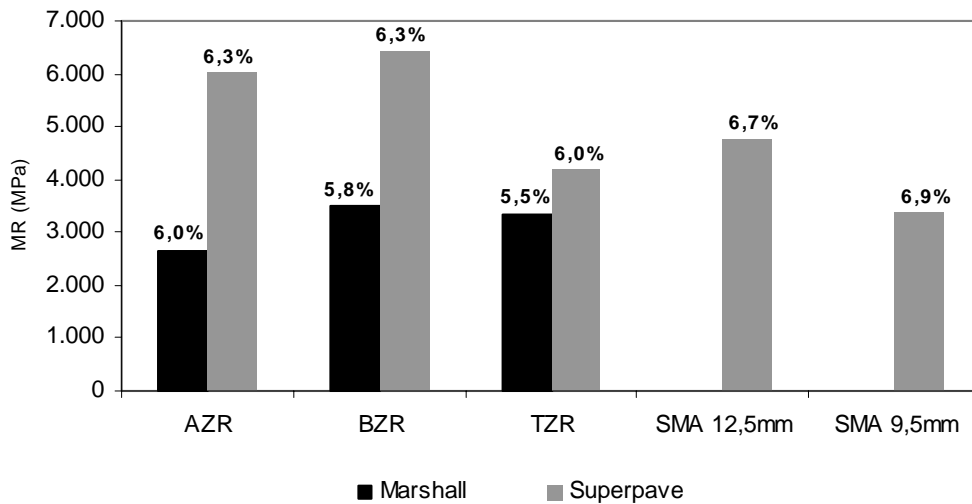


Figura 5.6: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência com os respectivos teores de projeto de cada mistura

Foi avaliado também o valor de MR/RT, a fim de comparar esses valores com os encontrados por SOARES *et al.* (2002) para misturas CBUQ na faixa C do DNER, que utilizaram o CAP 50/60 oriundo do petróleo venezuelano Bachaquero. Os resultados encontrados por esses autores variaram de 3.000 a 3.500. Para o presente estudo obtiveram-se os valores descritos na Tabela 5.3 e ilustrados na Figura 5.7.

Tabela 5.3: Resultados da razão MR/RT

	AZR	BZR	TZR	SMA 12,5mm	SMA 9,5mm
Marshall	2.354	3.277	2.598	-	-
Superpave (100mm)	3.490	4.368	2.924	4.844	4.106

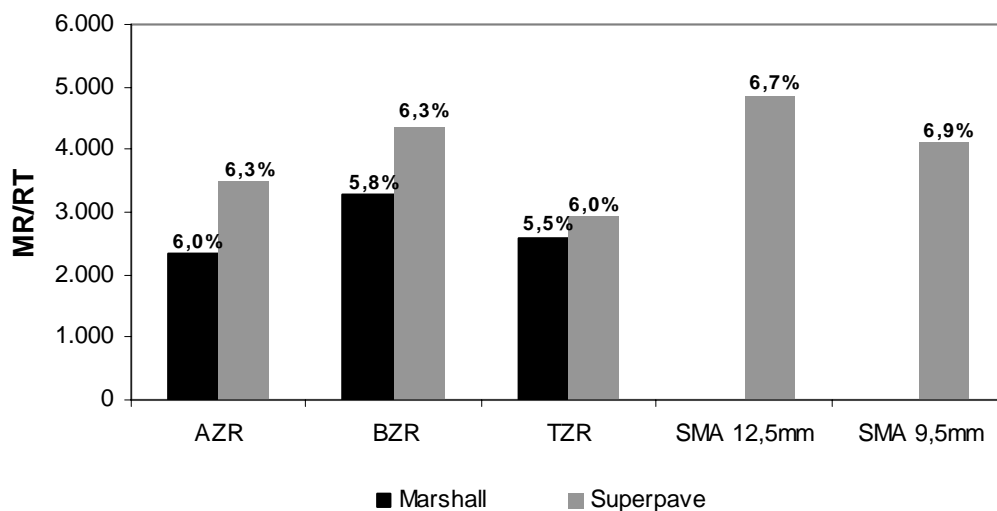


Figura 5.7: Resultados da razão MR/RT com os respectivos teores de projeto de cada mistura

O valor de aproximadamente 3.000 para a razão MR/RT é obtido para diversas misturas tipo CBUQ produzidas com o ligante da refinaria Lubnor/Petrobras. Alguns pesquisadores acreditam que quanto menor o valor dessa razão, maior será a vida de fadiga obtida para esse mesmo tipo de mistura asfáltica. A relação, porém, foi “criada” para ser utilizada por universidades que não dispunham do equipamento para ensaio de MR (sendo necessária uma análise para cada caso particular). Porém, ambos os fatos não foram verificados nesse estudo. Para os três CBUQs estudados, a razão MR/RT variou de 2.400 a 4.400 e não houve a correlação dos valores inferiores com uma maior vida de fadiga, conforme será abordado no item a seguir.

5.3 FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL A TENSÃO CONTROLADA

A fadiga de um material é um processo de deterioração estrutural quando este é submetido a um estado de tensões e deformações repetidas. A carga aplicada na amostra pode ser muito menor que a carga de ruptura do mesmo, resultando em trincas após um número elevado de repetições do carregamento.

Segundo MOURÃO (2003), é possível dividir o comportamento dos materiais de pavimentação sob carregamento dinâmico em dois grupos: (i) flexão repetida, que leva à fadiga dos materiais e, em consequência, ao trincamento, e (ii) compressão

simples repetida, que leva à deformação permanente e, em consequência, ao afundamento de trilha de roda.

O ensaio de fadiga por compressão diametral pode ser realizado a tensão e a deformação controlada, além de um “ensaio intermediário”, conforme abordado por LOUREIRO (2003). No ensaio a tensão controlada (TC), a carga aplicada é mantida constante e as deformações resultantes aumentam no decorrer do ensaio. O ensaio de deformação controlada (DC) envolve a aplicação de cargas repetidas que produzam uma deformação constante ao longo do ensaio, o que leva a uma diminuição da carga aplicada, a fim de manter a deformação constante. Neste último (DC) precisa-se ainda estabelecer um critério de ruptura específico, visto que o ensaio é caracterizado por um decréscimo na carga solicitante e, portanto, não existe de forma clara um momento de ruína completa do CP.

No Brasil, a prática comum é a utilização do ensaio de fadiga a tensão controlada, que não necessita da utilização de LVDT, nem do suporte para fixação do mesmo. MONISMITH (1958) *apud* LOUREIRO (2003) foi um dos primeiros autores a definir a vida de fadiga como sendo o número total de aplicações de carga necessário à fratura completa da amostra. A carga aplicada deve induzir a tensões normais horizontais de 10 a 50% do valor de RT (MEDINA, 1997). Este ensaio tem como objetivo simular a passagem da roda dos veículos sobre o revestimento dos pavimentos.

A vida de fadiga a tensão controlada pode ser expressa pelas equações 5.4 e 5.5 descritas abaixo.

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad (5.4)$$

$$N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (5.5)$$

em que,

N: vida de fadiga;

σ_t : tensão de tração;

$\Delta\sigma$: diferença entre as tensões de compressão e tração no centro da amostra;

k_1 , k_2 , n_1 e n_2 : constantes determinadas a partir de resultados experimentais.

Para o presente trabalho, adotou-se o procedimento utilizado na COPPE/UFRJ descrito por MOURÃO (2003):

- posicionar o CP na base da prensa, apoiando o mesmo no friso inferior;
- assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o CP diametralmente oposto ao friso inferior;
- aplicar uma carga que induza a tensões de tração horizontais aproximadamente entre 10 e 50% do valor de RT previamente determinada;
- e
- aplicar cargas com frequência de 1Hz com tempo de carregamento de 0,1s e 0,9s de descarregamento.

Foram realizados ensaios com três (30, 40 e 50% de RT), ou quatro (20, 30, 40 e 50% de RT) níveis de tensão, a depender da mistura, devido ao tempo disponível para execução dos ensaios. Para cada nível de tensão foram ensaiados de três a cinco CPs, a depender a dispersão dos resultados. O nível de tensão aqui referido diz respeito a tensão de tração no centro do CP não danificado submetido a compressão diametral. A carga no CP é ajustada de forma a produzir o nível de tensão desejado.

As cinco misturas (AZR, BZR, TZR, SMA 12,5mm e SMA 9,5mm) dosadas pela metodologia Superpave foram ensaiadas em três níveis de tensão, conforme mostrado na Figura 5.8. Para as misturas BZR e SMA 12,5mm foi realizado ainda um ensaio com nível de tensão de 20% RT, com valores de vida de fadiga de 271.082 e 515.376 golpes, respectivamente. Dessa forma, ficou impossibilitada a execução de outros ensaios a fim de compor uma média. Os valores foram colocados no gráfico a título ilustrativo e a ausência dos mesmos não influenciou a inclinação das retas. A Tabela 5.4 apresenta os valores de k_2 , n_2 e R^2 para as linhas de tendência das cinco misturas.

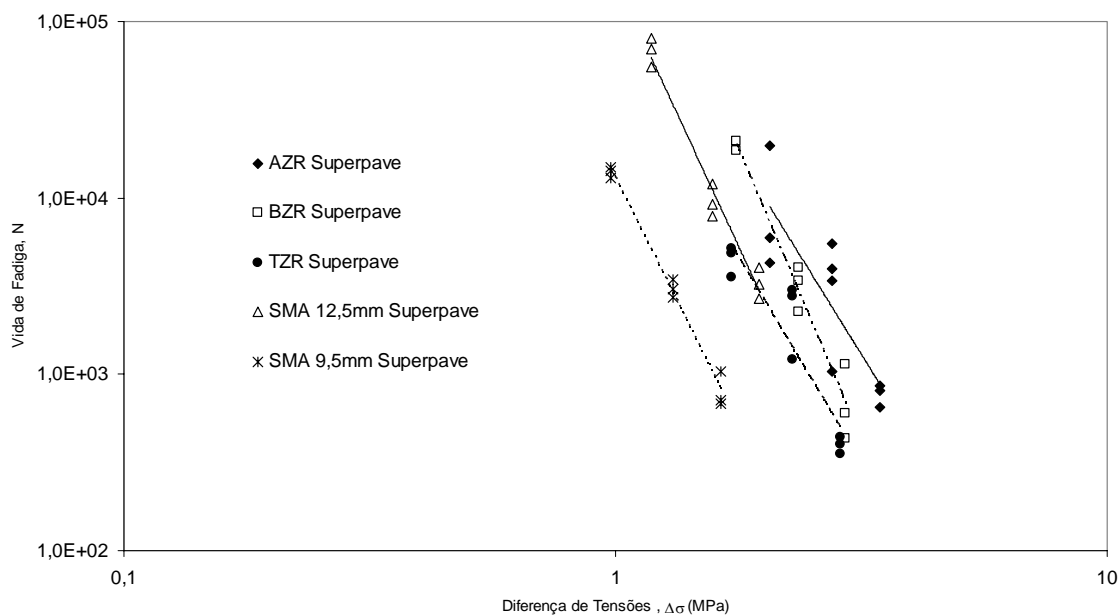


Figura 5.8: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas dosadas pela metodologia Superpave

Tabela 5.4: Valores dos coeficientes k_2 , n_2 e do coeficiente de determinação (R^2) para as misturas dosadas pela metodologia Superpave

Mistura	k_2	n_2	R^2
AZR Superpave	229.465	4,50	0,72
BZR Superpave	843.810	6,60	0,95
TZR Superpave	67.297	4,66	0,86
SMA 12,5 mm Superpave	170.888	6,02	0,97
SMA 9,5mm Superpave	12.854	5,55	0,99

Os resultados obtidos para as cinco misturas Superpave levam a algumas conclusões: (i) as misturas SMA apresentaram menor dispersão entre os resultados se comparadas com as misturas CBUQ; (ii) a mistura SMA 12,5mm apresentou vida de fadiga maior que a mistura SMA 9,5mm; (iii) a inclinação da reta para a mistura BZR assemelhou-se a inclinação obtida para as misturas SMA; (iv) das três misturas contínuas analisadas, a TZR foi a mistura que apresentou menor vida de fadiga; (v) as misturas AZR e TZR apresentaram inclinação de reta semelhantes entre si, porém inferior as outras três misturas, levando a uma queda na vida de fadiga com a diminuição da diferença de tensão; (vi) a mistura SMA 12,5mm foi a que apresentou maior vida de fadiga. Vale salientar que algumas das conclusões mencionadas foram baseadas após o prolongamento de algumas retas, a fim de se prever o comportamento das misturas para níveis mais baixos de tensão, conforme ilustrado na Figura 5.9. Outro

fator importante é que a análise da vida de fadiga das misturas em campo, deve ser feita levando em consideração a estrutura sobre a qual a camada asfáltica foi, ou será, aplicada.

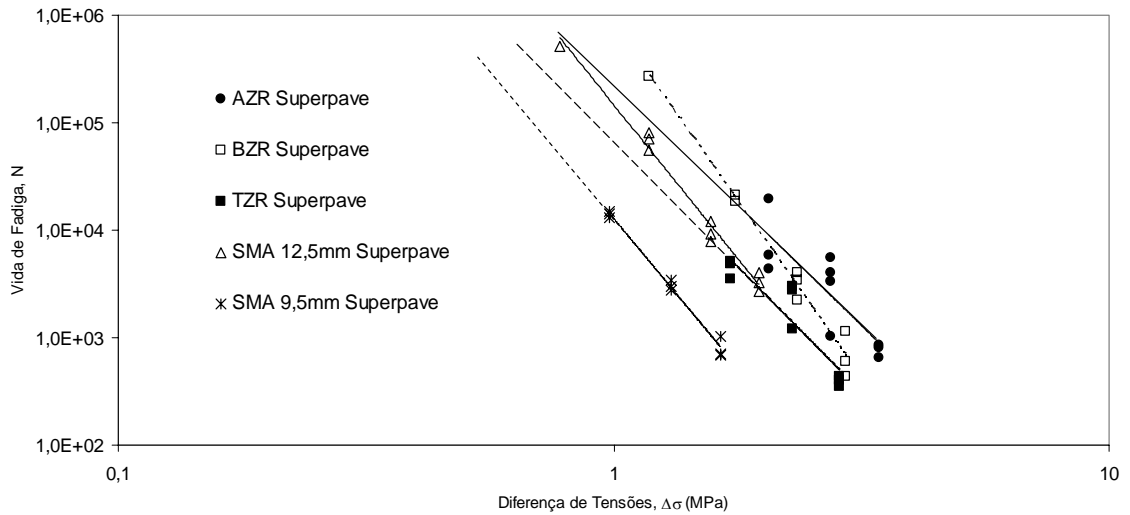


Figura 5.9: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas dosadas pela metodologia Superpave com prolongamento das retas para menores níveis de tensão

Para as misturas dosadas pela metodologia Marshall foram ensaiadas apenas as misturas contínuas (AZR, BZR e TZR), para três níveis de tensão. Para a mistura BZR realizaram-se também os ensaios com 20% do valor de RT, conforme ilustrado na Figura 5.10. A Tabela 5.5 apresenta os valores de k_2 , n_2 e R^2 para as linhas de tendências das cinco misturas.

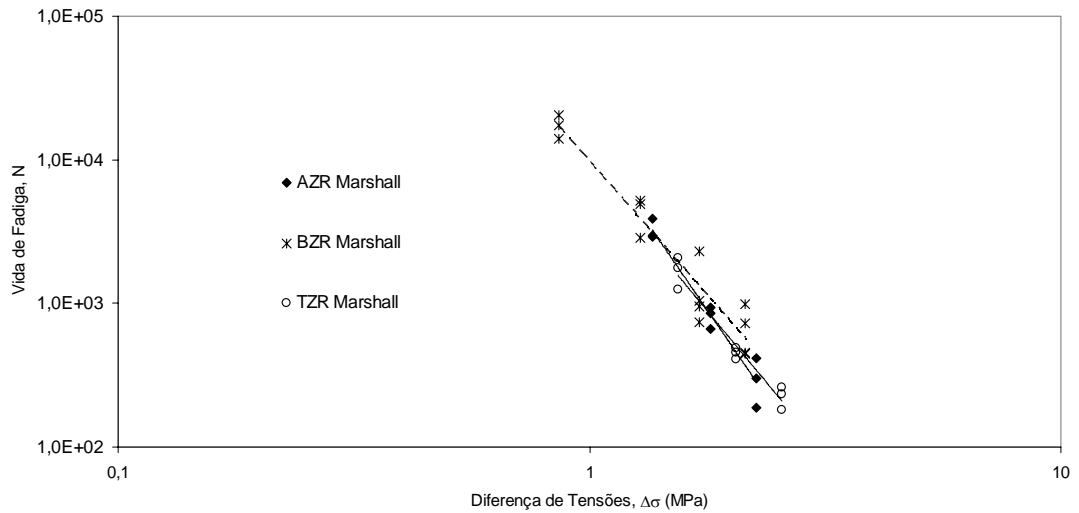
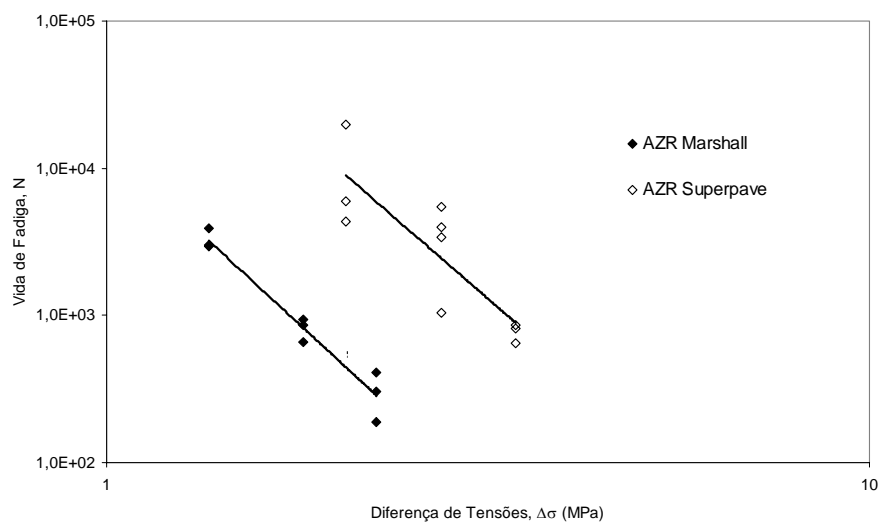


Figura 5.10: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas dosadas pela metodologia Marshall

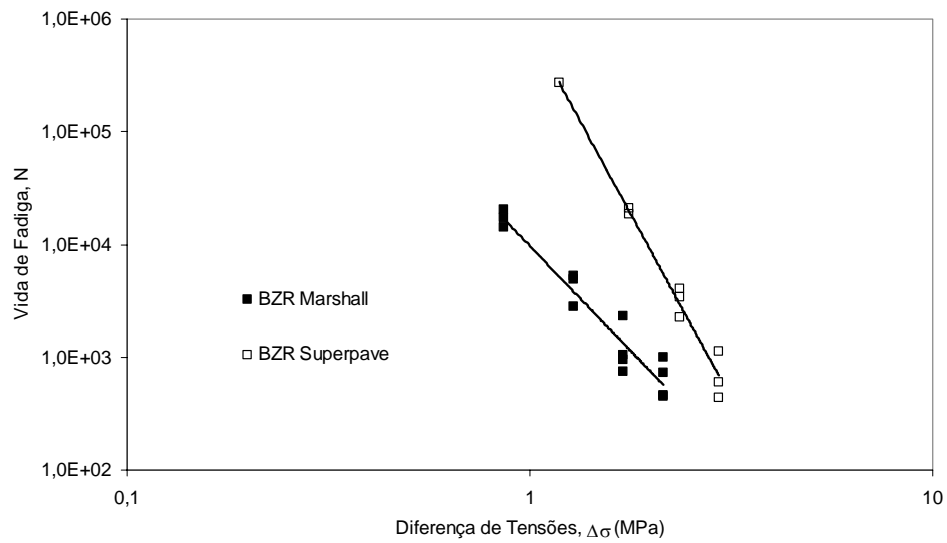
Tabela 5.5: Valores dos coeficientes k_2 , n_2 e do coeficiente de determinação (R^2) para as misturas dosadas pela metodologia Superpave

Mistura	k_2	n_2	R^2
AZR Marshall	14.089	4,79	0,95
BZR Marshall	9.705	3,73	0,93
TZR Marshall	8.705	3,97	0,95

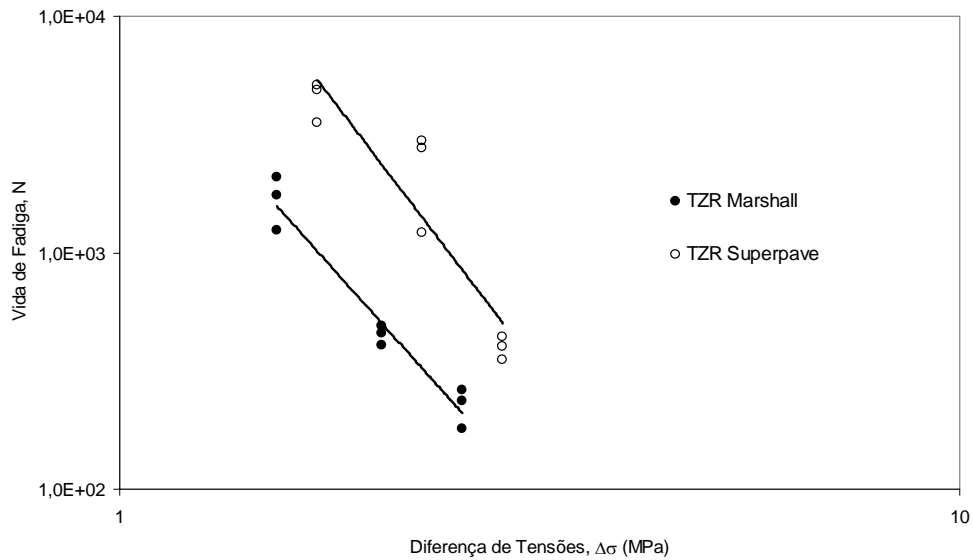
Dos resultados obtidos para as três misturas contínuas dosadas pela metodologia Marshall e pela metodologia Superpave observa-se que as retas apresentaram inclinação bastante semelhante. As Figuras 5.11(a) a 5.11(c) ilustram as diferenças obtidas para cada uma das misturas contínuas quando foi variado o procedimento de dosagem.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.11: Vida de fadiga versus diferença de tensões para as misturas contínuas dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave

Observa-se dos três gráficos apresentados na Figura 5.11, que a vida de fadiga para as misturas contínuas dosadas pela metodologia Superpave tende a ser superior que a vida de fadiga das misturas dosadas pela metodologia Marshall. A comparação entre as vidas de fadiga para este tipo de ensaio é limitada porque o desempenho das misturas em campo está associado às tensões na estrutura do sistema de camadas (CTPETRO, 2003).

É importante também observar que como em campo o número de aplicações é bem maior do que ocorre no ensaio, a inclinação das retas torna-se mais importante do que o fato de uma estar ou não sobre a outra (CASTELO BRANCO, 2004). De forma geral, as misturas contínuas dosadas pelas duas metodologias apresentaram inclinação das retas muito semelhantes, com exceção da mistura BZR, onde a inclinação da mistura dosada pela metodologia Superpave foi superior.

Essa tendência de maior vida de fadiga das misturas dosadas pela metodologia Superpave pode ser influência da orientação de agregados obtida durante o processo de compactação das misturas com o compactador giratório. Conforme mencionado por HUNTER *et al.* (2004), a compactação por amassamento tende a orientar os agregados circunferencialmente no plano horizontal, devido ao efeito do confinamento da borda, ou do efeito da força cisalhante. No trabalho realizado pelos referidos autores as misturas compactadas com o compactador giratório e com o compactador vibratório produziram misturas mais resistentes à deformação permanente, que as misturas compactadas em placas. A Figura 5.12 apresenta dois CPs serrados da mistura BZR investigada no presente estudo. O CP da esquerda representa o CP obtido através do compactador Marshall, enquanto o da direita, um CP obtido através de compactação por amassamento. Visualmente é difícil quantificar a orientação dos agregados, até mesmo porque essa orientação varia de forma considerável de CP para CP.

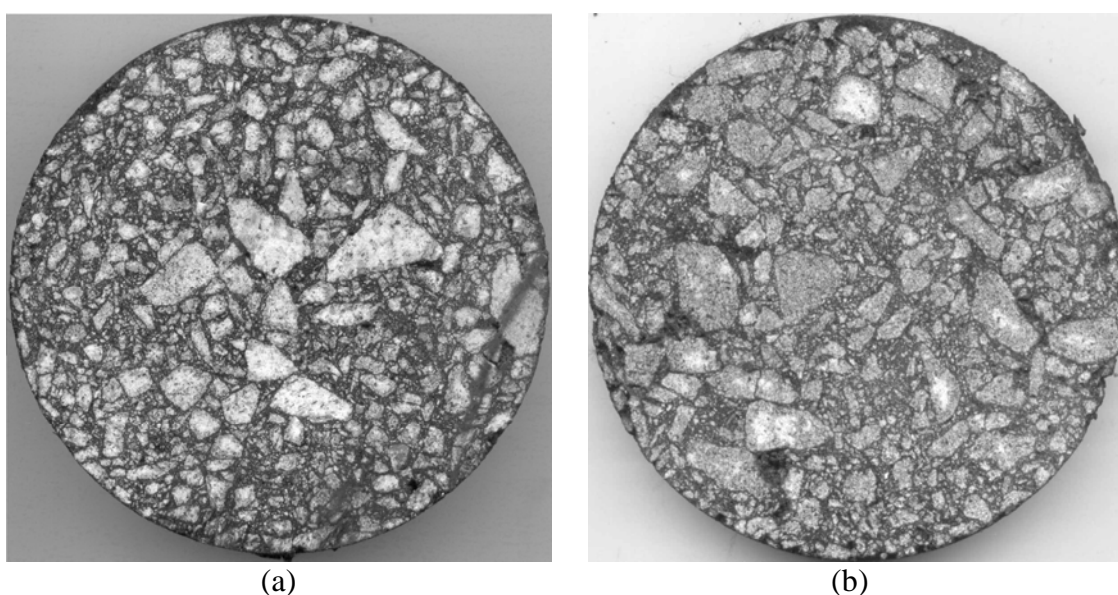


Figura 5.12: CPs serrados da mistura: (a) BZR Marshall, e (b) BZR Superpave

5.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO RETIDA POR UMIDADE INDUZIDA

A avaliação do dano causado pela umidade é de grande importância, visto que este afeta diretamente o desempenho e a vida de serviço dos pavimentos. Os testes para identificação do potencial ao dano por umidade em misturas asfálticas podem ser classificados em duas categorias: aqueles realizados em misturas não compactadas e os realizados em misturas compactadas (SOLAIMANIAN *et al.*, 2004). Existe, porém, a dificuldade de associar os resultados de testes obtidos em laboratório com o desempenho das misturas em campo (EPPS *et al.*, 2000). A Tabela 5.6 apresenta um resumo dos testes de sensibilidade à umidade existentes para amostras compactadas.

Tabela 5.6: Testes de sensibilidade a umidade para amostras compactadas (Fonte: SOLAIMANIAN *et al.*, 2004)

Teste	ASTM	AASHTO	Outros
<i>Moisture vapor susceptibility</i>			California Test 307
<i>Immersion-compression</i>	D1075	T 165	ASTM STP 252
<i>Marshall immersion</i>			Stuart 1986
<i>Freeze-thaw pedestal test</i>			Kennedy <i>et al.</i> 1982
<i>Original Lottman indirect tension</i>			NCHRP Report 246 (Lottman 1982) Transportation Research Board 515 (1974)
<i>Modified Lottman indirect tension</i>		T 283	NCHRP Report 274 (Tunnicliff e Root 1984), Tex 531-C
<i>Tunnicliff-Root</i>	D 4867		NCHRP Report 274 (Tunnicliff e Root 1984)
<i>ECS with resilient modulus</i>			SHRP-A-403 (Al-Swailmi e Terrel 1994)
<i>Hamburg wheel tracking</i>			1993 Tex-242-F
<i>Asphalt pavement analyzer</i>			Método em estudo na ASTM
<i>ECS/SPT</i>			NCHRP 9-34 2002-03
<i>Multiple freeze-thaw</i>			

Para o presente estudo, o teste de sensibilidade à ação deletéria da água foi realizado seguindo o procedimento descrito em AASHTO T 283. Este procedimento de ensaio foi elaborado baseado no trabalho de R.P. Lottman (NCHRP Project 4-08), e um posterior trabalho realizado por D.G. Tunnicliff e R.E. Root (NCHRP Project 10-17) (EPPS *et al.*, 2000; MOURA, 2001).

Segundo AASHTO T 283, os CPs podem ser preparados em laboratório seguindo os métodos Marshall, Hveem ou Superpave. O procedimento de ensaio pode ser resumido através dos passos descritos a seguir.

- moldar seis CPs com vazios entre 6 e 8% no teor de projeto de ligante;
- separar três desses CPs para aplicação de uma pressão de 254 – 660mm Hg, a fim de obter saturação entre 55 e 80%;
- colocar os três CPs para congelamento (-18°C) por um período mínimo de 16h. Os CPs devem ser cobertos por um filme plástico, colocados dentro de um saco vedado com 10ml de água;
- imergir os CPs em um banho a 60°C por um período de $24 \pm 1\text{h}$, após a retirada do filme e do saco plástico;
- retirar os três CPs do banho de 60°C e imergi-los em um banho a 25°C por um período de $2 \pm 1\text{h}$;
- realizar ensaio de resistência à tração nos três CPs após todo o ciclo de condicionamento (RT_u). Os outros três CPs devem ser submetidos ao ensaio de resistência à tração sem o ciclo de condicionamento (RT);
- calcular a resistência à tração retida por umidade induzida, que e a razão entre RT_u e RT .

As Figuras 5.13(a) a 5.13(f) ilustram alguns passos adotados no processo de condicionamento e ensaio de RT e RT_u dos CPs.



(a)



(b)



(c)



(d)

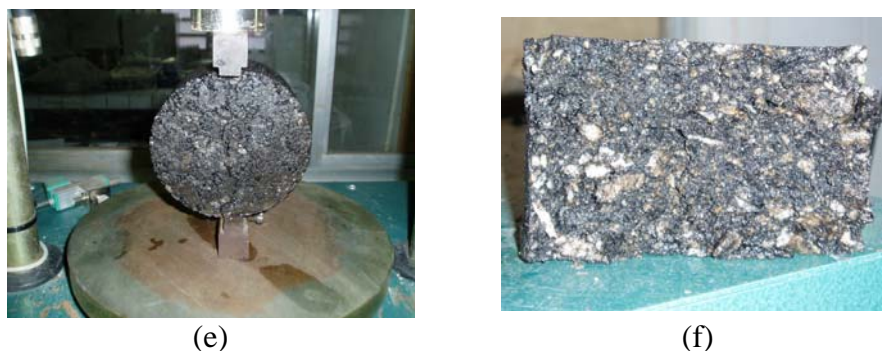
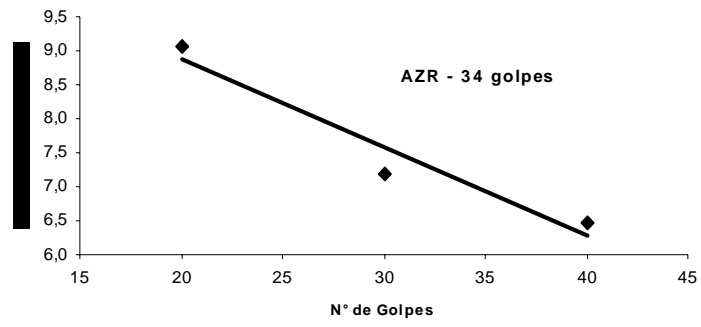


Figura 5.13: Alguns passos para a determinação da RT e RT_u

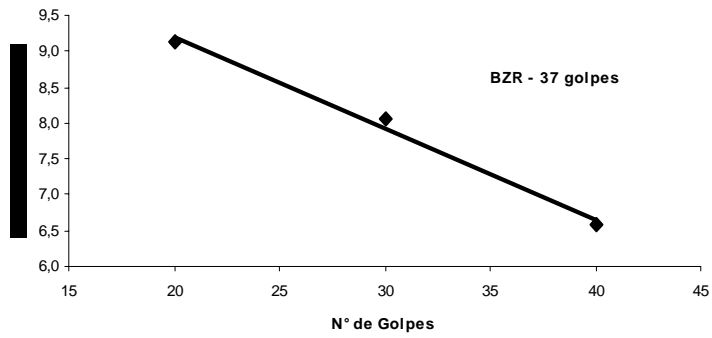
Para a confecção dos CPs das dosagens Marshall com vazios entre 6 e 8%, foi necessária a moldagem de CPs com diferentes números de golpes, a fim de traçar um gráfico número de golpes \times volume de vazios, para que se obtivesse o número de golpes necessários. A Figura 5.14 ilustra os gráficos obtidos para as misturas AZR, BZR, TZR, SMA 12,5mm e SMA 9,5mm. Observa-se que para as misturas descontínuas (SMA 12,5mm e SMA 9,5mm) não foi realizada caracterização mecânica, diante do exposto no item 4.5. Para a realização do ensaio de RRT, porém, o número de golpes deve ser determinado para cada mistura separadamente a fim de fixar o Vv. Dessa forma, optou-se por realizá-lo para as misturas descontínuas no teor de projeto especificado na Tabela 5.5. A Tabela 5.7 resume o número de golpes necessário para obtenção dos vazios exigidos em norma para as cinco misturas Marshall.

Tabela 5.7: Número de golpes para obtenção dos vazios exigidos em AASHTO T 283 – Marshall

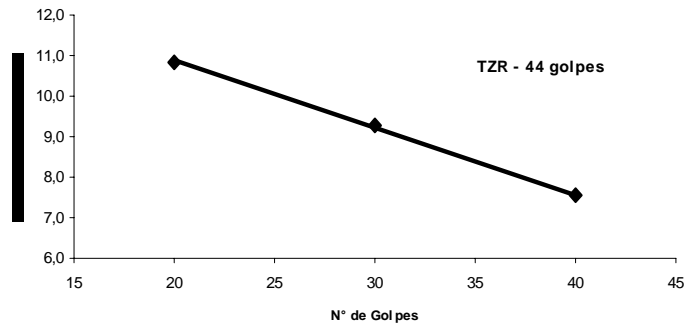
Misturas	Nº de golpes
AZR	34
BZR	37
TZR	44
SMA 12,5mm	32
SMA 9,5mm	43



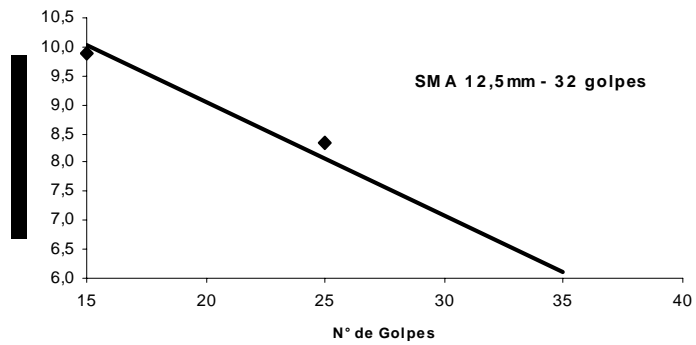
(a)



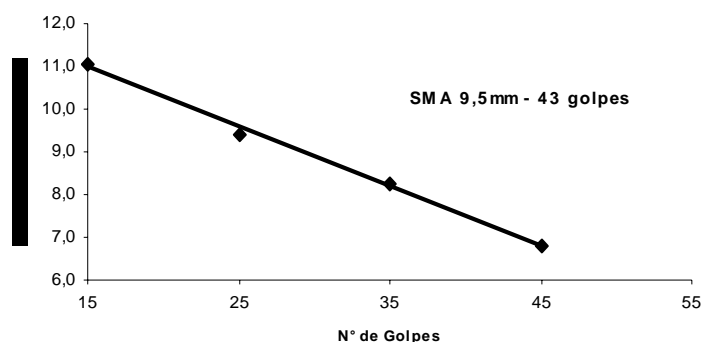
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.14: Gráficos para obtenção do número de golpes necessários para Vv entre 6 e 8% (a) AZR, (b) BZR, (c) TZR, (d) SMA 12,5mm e (e) SMA 9,5mm

Para as misturas dosadas pela metodologia Superpave, procedeu-se de forma diferente para a obtenção do número de giros necessários para obtenção de vazios entre 6 e 8%. No procedimento de compactação Superpave tem-se o acompanhamento das alturas do CP durante todo o processo. Dessa forma, é possível obter-se uma estimativa dos volumes de vazios para os diferentes números de giros. Os parâmetros volumétricos adotados como referência foram determinados a partir dos CPs moldados no teor de projeto para realização dos demais ensaios mecânicos. A Tabela 5.8 apresenta o resultado do número de giros necessários à obtenção dos vazios exigidos em AASHTO T 283 para as diferentes misturas.

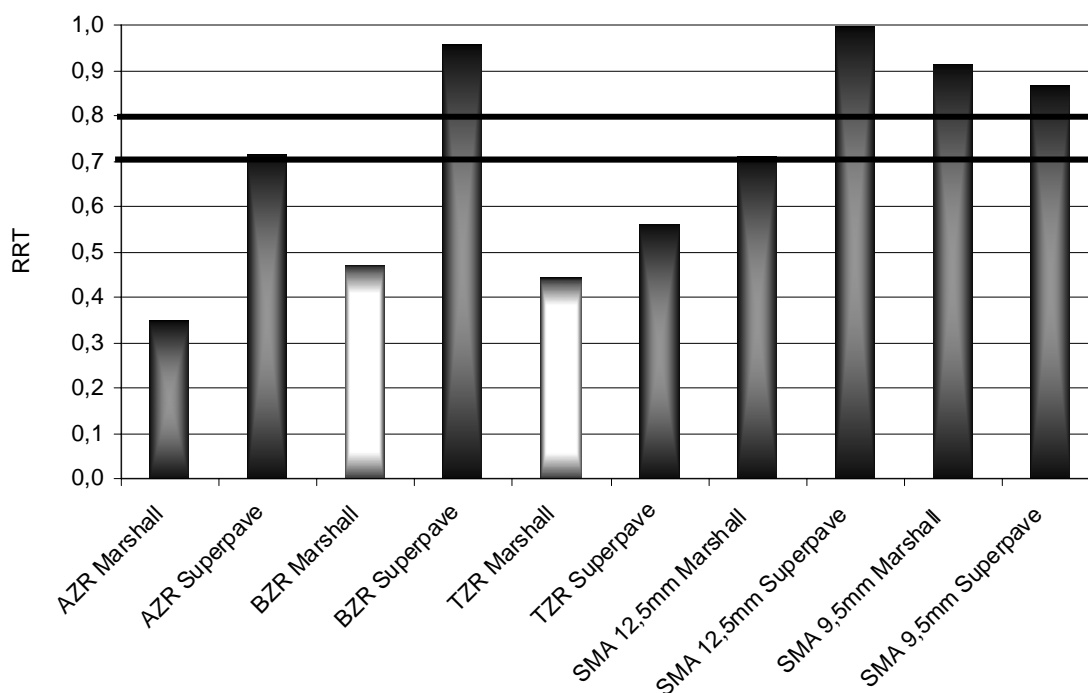
Tabela 5.8: Número de giros para obtenção dos vazios exigidos em AASHTO T 283 – Superpave

Misturas	Nº de giros
AZR	25
BZR	25
TZR	22
SMA 12,5mm	25
SMA 9,5mm	25

A Tabela 5.9 apresenta os resultados obtidos para a resistência a tração por compressão diametral após o condicionamento (saturação, congelamento e aquecimento em água), a resistência a tração por compressão diametral sem condicionamento e a resistência a tração retida por umidade induzida (RRT) para as misturas analisadas.

Tabela 5.9: Resultados de RT, RTu e RRT para as misturas analisadas

		AZR	BZR	TZR	SMA 12,5mm	SMA 9,5mm
Marshall	RT (MPa)	1,03	0,92	0,99	0,91	0,88
	RT _u (MPa)	0,36	0,43	0,43	0,64	0,80
	RRT	35%	47%	44%	71%	91%
Superpave	RT (MPa)	1,22	0,89	0,68	0,54	0,76
	RT _u (MPa)	0,87	0,85	0,38	0,53	0,66
	RRT	72%	96%	56%	100%	87%

**Figura 5.15:** Resultados de RRT para as misturas analisadas

Observa-se da figura acima que a maioria das misturas contínuas, com exceção da mistura BZR Superpave, apresentou valor de RRT inferior a 80%, que segundo MOURA (2001) deve ser o limite para que a amostra seja aprovada. As misturas contínuas dosadas pela metodologia Superpave, mesmo apresentando valor inferior ao limite de 80%, foram maiores que as misturas dosadas pela metodologia Marshall. Esse fato deve-se provavelmente ao maior percentual de ligante nas misturas obtidas pela dosagem Superpave, havendo assim uma película maior de ligante sobre os agregados.

Para as misturas SMA, o limite para RRT cai para 70% segundo a especificação AASHTO MP8-01. Todas as quatro misturas apresentaram valores superiores ao limite imposto pela norma. Da mesma forma que foi mencionado para as misturas contínuas, as misturas descontínuas SMA apresentam sempre teor de ligante superior, a fim de

compensar os vazios gerados pelo excesso de agregado graúdo. Esse teor de ligante mais elevado para as quatro misturas foi o provável responsável pela melhor resistência das misturas a ação deletéria da água. Um outro fator importante a ser levado em consideração é o fato das misturas SMA terem em sua composição a cal hidratada, que é um melhorador de adesividade. Observa-se dos resultados obtidos nessa pesquisa, que o ensaio de adesividade realizado para a brita ¾” isoladamente (DNER ME 078/94) não garante que a mistura como um todo irá apresentar bom comportamento à ação deletéria da água.

5.5 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Para o presente estudo foi realizado ainda o ensaio de deformação permanente para apenas três misturas. As misturas selecionadas foram SMA 12,5mm, SMA 9,5mm e BZR, todas com as dosagens realizadas pela metodologia Superpave. Os ensaios de deformação permanente são geralmente realizados em simuladores de tráfego de laboratório, ou ensaios tipo *Creep* (REIS, 2002). Nesse trabalho utilizou-se o simulador de tráfego tipo LCPC (Laboratoire des Ponts et Chaussées) do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP.

Os ensaios são realizados em placas retangulares moldadas com 50cm de comprimento, 18cm de largura e 5cm de espessura, que são compactadas por amassamento, através da passagem de pneu, por meio de um equipamento denominado Mesa Compactadora tipo LPC (Figura 5.16), conforme especificação francesa NF P 98-250-2 (AFNOR, 1991a).



Figura 5.16: Mesa compactadora tipo LPC (LTP/EPUSP)

As placas moldadas na mesa compactadora são levadas ao simulador de tráfego tipo LPC (Figura 5.17), depois de deixadas a temperatura ambiente. O ensaio é realizado a 60°C, com aplicação de carga correspondente a um eixo de 100kN (50kN sobre cada placa), e 30.000 ciclos, conforme especificação francesa NF P 98-253-1 (AFNOR, 1991b). A pressão do pneu é de 6psi (0,41MPa).



Figura 5.17: Simulador de tráfego tipo LPC (LTP/EPUSP)

A passagem da roda sobre as placas é feita em ciclos de ida e volta do pneu na frequência de 1Hz. As medidas de afundamento são realizadas em quinze pontos distintos da trilha de roda. O valor final é a média das quinze leituras e o resultado é dado em termos de porcentagem de afundamento de trilha de roda. A figura abaixo

ilustra esses percentuais de afundamento em relação à espessura da placa para as três misturas analisadas.

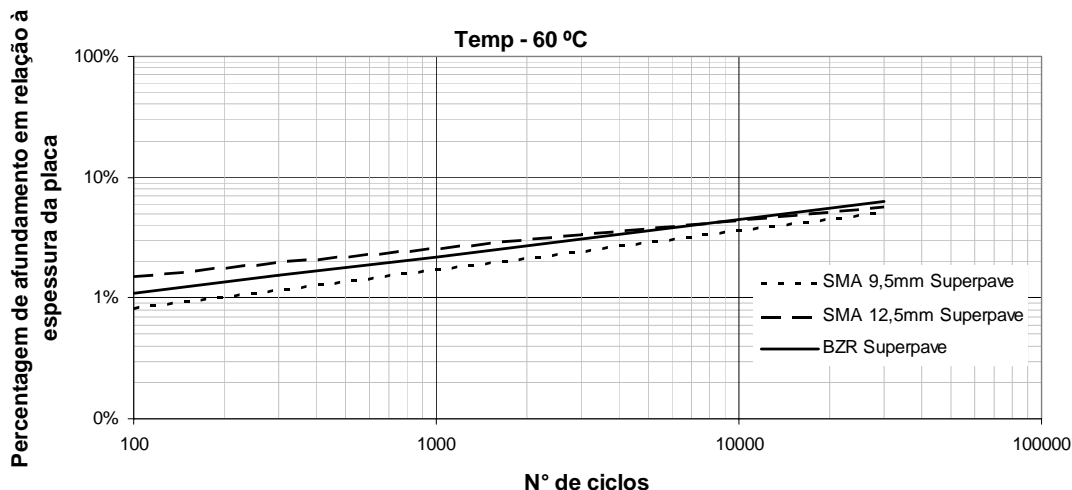


Figura 5.18: Resultados de deformação permanente das três misturas analisadas

Observa-se do gráfico acima, que os percentuais de afundamento para 30.000 ciclos foram semelhantes para as três misturas. O SMA 12,5mm apresentou 5,65%, o SMA 9,5mm 5,15% e o CBUQ BZR 6,24%. Os três resultados encontram-se acima do limite de 5% estipulado pelo grupo europeu de especificações para misturas asfálticas submetidas a tráfego intenso e pesado, e empregadas como camada de rolamento, porém inferiores aos 10% para misturas asfálticas utilizadas como camada de rolamento e submetidas a tráfego médio e leve (BELIGNI *et al.*, 2000 *apud* MOURÃO, 2003).

A semelhança dos resultados obtidos para os SMAs e para o CBUQ são provavelmente devido a qualidade do ligante asfáltico empregado nas misturas. O mesmo CAP foi testado no estudo realizado por SILVA *et al.* (2004), onde as misturas de SMA com o CAP 50/60 Fazenda Alegre apresentaram valores semelhantes aos obtidos com CAP modificado por polímero.

CAPÍTULO 6

PROCESSAMENTO DE IMAGENS

Um concreto asfáltico é um material heterogêneo e consiste de agregados, vazios e ligante asfáltico. A estrutura interna de um concreto asfáltico é influenciada por muitos fatores incluindo ligante asfáltico, graduação dos agregados, forma e grau de compactação (MASAD *et al.*, 1999).

O desempenho das misturas asfálticas é influenciado pela estrutura interna dos materiais constituintes, arranjo dos agregados e dos vazios. Já é de conhecimento do meio técnico que o método de compactação tem grande influência nas propriedades mecânicas das misturas (BUTTON *et al.*, 1994). HARVEY e MONISMITH (1993) avaliaram diversos métodos de compactação e concluíram que a seleção do procedimento de compactação tem pelo menos o mesmo efeito no desempenho das misturas que o tipo de agregado, tipo de ligante, percentual de finos, ou volume de vazios.

A utilização do processamento digital de imagens para misturas asfálticas vem sendo aprimorada como uma forma de caracterização da estrutura interna de diversos materiais. O processamento digital de imagens consiste na conversão da imagem digital e aplicação de vários procedimentos matemáticos a fim de extrair informações da imagem. No presente estudo utilizou-se o programa de análise *Imagetool*, que foi desenvolvido pelo *Department of Dental Diagnostic Science* da *Texas Health Science Center* em Santo Antonio, Texas (IMAGETOOL, 1997 *apud* HARMAN *et al.*, 1999), a fim de obter informação da estrutura de agregados de algumas misturas.

O processamento das imagens foi realizado a fim de analisar apenas a orientação dos agregados para misturas com granulometrias e processos de compactação diferentes. Um resumo do procedimento adotado encontra-se resumido abaixo:

- escolha de três CPs no teor de projeto (Figura 6.1a);

- serragem de cada um dos CPs a mais ou menos 1/3 da altura do CP do topo e 1/3 do fundo (Figura 6.1b);
- digitalização da imagem através de *scanner* (Figura 6.1c);
- correção da imagem (Figura 6.1d); e
- processamento da imagem, utilizando o programa *Imagetool* versão 3.0.

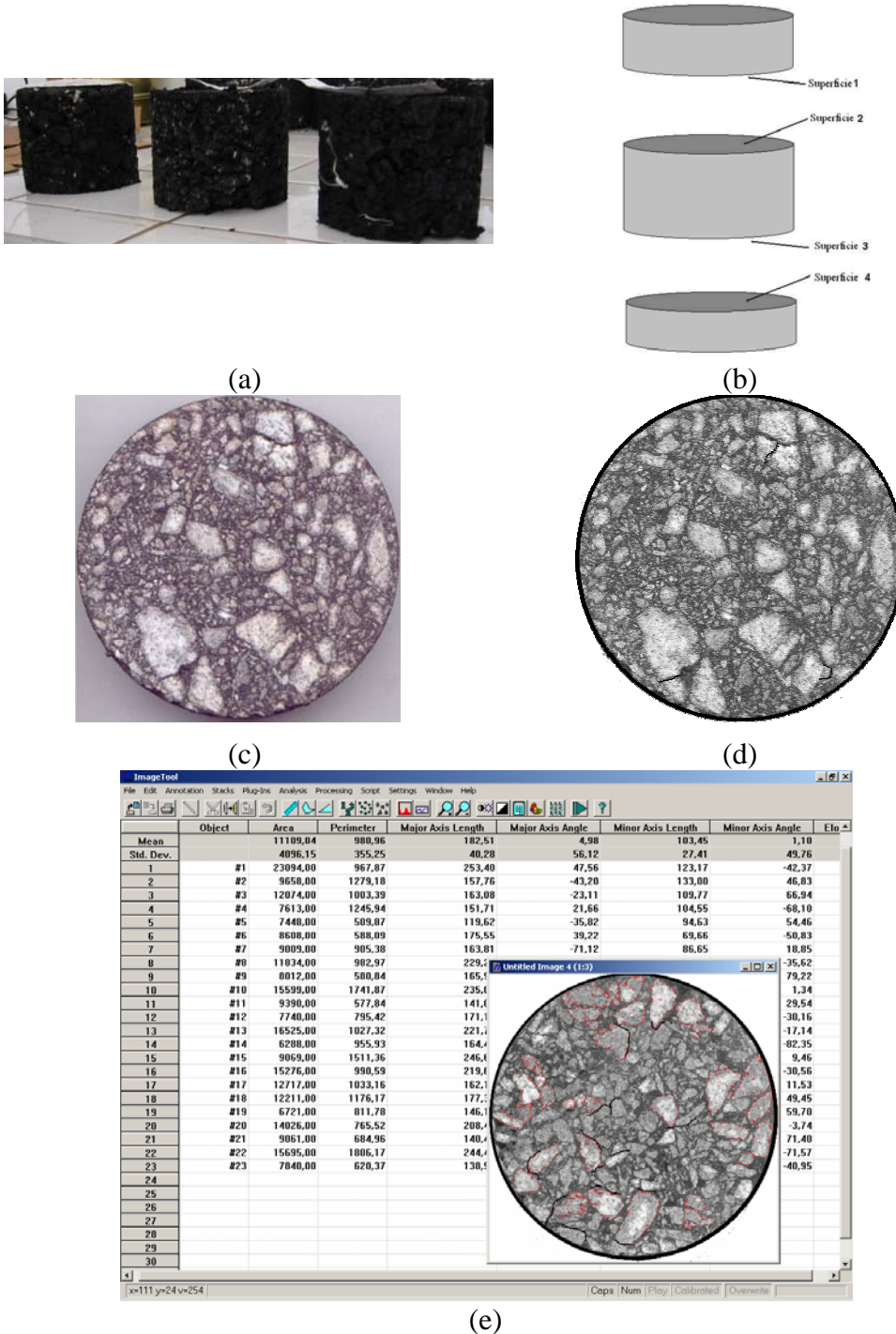


Figura 6.1: Resumo dos passos adotados para o processamento das imagens

A orientação dos agregados foi quantificada para agregados graúdos com diâmetro médio igual ou maior que 4,76mm (retidos na peneira N°4). A orientação foi medida através do ângulo entre o maior comprimento da partícula de agregado e a linha horizontal da imagem digitalizada. O maior comprimento da partícula é definido como a maior distância entre dois *pixels* dos limites de contorno do agregado, conforme reportado por MASAD *et al.* (1999).

Usando a orientação dos agregados individualmente, parâmetros estatísticos puderam ser calculados para quantificar a distribuição direcional dos agregados. Os parâmetros adotados para quantificar a orientação foram os mesmos adotados por CURRAY (1956) (vetor magnitude, Δ), e por MASAD (1998) (média dos ângulos de inclinação com a horizontal, θ). Os parâmetros são calculados conforme as equações 6.1 e 6.2.

$$\Delta = \frac{100}{N} \sqrt{(\sum \text{sen} 2\theta_k)^2 + (\sum \cos 2\theta_k)^2} \quad (6.1)$$

$$\theta = \frac{\sum |\theta_k|}{N} \quad (6.2)$$

em que,

θ_k : orientação de um agregado isoladamente, varia de -90° a $+90^\circ$;

N: número de agregados na imagem.

Os valores de Δ podem variar de 0% a 100%, onde uma distribuição completamente randômica assume valor de 0%, enquanto 100% é obtido caso todos os agregados da análise apresentem a mesma orientação. O valor de θ representa o ângulo médio que as partículas de agregado fazem com a horizontal.

Foram analisadas apenas três, das dez misturas desse trabado, duas Superpave (BZR e SMA 12,5mm) e uma Marshall (BZR). Os resultados encontram-se resumidos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Valores obtidos de Δ e θ para as três misturas analisadas

Misturas	Δ	θ
BZR Marshall	16,2	10,1
BZR Superpave	19,5	4,4
SMA 12,5mm Superpave	17,0	9,2

Observa-se dos resultados apresentados na Tabela 6.1, que a orientação das três misturas foi semelhante. Porém, devido ao número reduzido de misturas analisadas não é possível tirar conclusões com relação à orientação de misturas com compactação por impacto e por amassamento de uma forma geral. Apesar da existência de alguns estudos sobre processamento digital de imagens, torna-se ainda necessária à aplicação dessas técnicas em materiais locais, bem como em materiais alternativos. A resposta encontrada através da análise interna dos CPs, pode trazer explicações para os resultados obtidos na caracterização mecânica dos mesmos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

As principais conclusões sobre o tema proposto, fundamentadas em literatura e nos ensaios realizados nas misturas adotadas, são:

- a) A determinação da DMT através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes, e do procedimento com aplicação de vácuo (DMM) resultaram em valores numericamente próximos, mas que produzem parâmetros volumétricos e, em consequência, teores de projeto distintos. Os valores de DMM foram mais sensíveis a variação do tipo de mistura, que a DMT, principalmente quando comparam-se misturas contínuas e descontínuas.
- b) O procedimento de dosagem adotado para CBUQs, descrito em SOARES *et al.* (2000) e baseado nos parâmetros volumétricos Vv e RBV, pareceu ser inadequado para misturas do tipo SMA.
- c) A variação dos métodos de ensaio para determinação da DMT e da densidade aparente do CP compactado levou a teores de projeto diferentes em até 0,3% para as misturas contínuas analisadas, e 0,8% para as misturas SMA.
- d) O aumento no teor de projeto atribuído às dosagens Marshall é influência da forma de determinação da DMT, através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes, bem como do processo de compactação (impacto).
- e) A maior dispersão nos parâmetros volumétricos dos CPs moldados no TP para as misturas Superpave, em relação a Marshall, pode ser devido ao fator de correção adotado para correção da densidade aparente durante o procedimento de dosagem, que é assumido como constante ao longo de todos os giros.

- f) A degradação das misturas contínuas apresentou uma tendência a ser inferior à degradação das misturas descontínuas. Com relação ao processo de compactação, o procedimento Marshall (impacto) foi mais severo que o Superpave (amassamento). Isso foi mais evidenciado para as misturas SMA, sendo o maior desvio da granulometria original obtido na peneira que caracteriza a descontinuidade da distribuição granulométrica (peneira crítica).
- g) A resistência à tração das misturas SMA apresentaram valores de RT inferiores em relação aos CBUQs, bem como as misturas dosadas pela metodologia Marshall em relação as misturas dosadas pela metodologia Superpave.
- h) Foram obtidos maiores valores de módulo de resiliência para as misturas Superpave em relação às misturas Marshall, provavelmente devido ao envelhecimento de curto prazo sofrido pelas primeiras.
- i) O CBUQ mais aberto (BZR) foi o que teve a vida de fadiga mais semelhante a dos SMAs, com praticamente a mesma inclinação da reta. Os outros dois CBUQs apresentam vida de fadiga inferiores, porém semelhantes entre si. A vida de fadiga do SMA 12,5mm foi superior a do SMA 9,5mm, apesar da semelhança na inclinação das retas, sempre considerando as misturas sobre um mesmo sistema de camadas.
- j) Foi observada uma tendência de maior vida de fadiga das misturas dosadas pela metodologia Superpave com relação a dosagem Marshall, que pode ser influência da distribuição dos agregados obtida durante o processo de compactação, e também do processo de envelhecimento de curto prazo.
- k) A maioria das misturas contínuas apresentou valor de RRT inferior a 80%, que segundo MOURA (2001) deve ser o limite para que a amostra seja aprovada. As misturas contínuas dosadas pela metodologia Superpave, mesmo com valor inferior ao limite de 80%, apresentaram valores maiores que as misturas dosadas pela metodologia Marshall. Esse fato deve-se provavelmente ao maior percentual de ligante nas misturas obtidas pela dosagem Superpave, havendo assim uma película maior de ligante sobre os agregados. Para as misturas descontínuas, a exigência é de

RRT igual ou superior a 70% e todas as misturas apresentaram valores acima do limite imposto pela norma. Mais uma vez, o maior percentual de ligante, característico de misturas SMA, e a utilização da cal hidratada é o provável responsável por valores mais elevados de RRT.

- 1) Os resultados de deformação permanente foram semelhantes para as três misturas analisadas (dois SMAs e um CBUQ), todas dosadas pela metodologia Superpave. A semelhança dos resultados obtidos para os SMAs e para o CBUQ são provavelmente devido a qualidade do ligante asfáltico empregado nas misturas, um CAP 50/60 proveniente do petróleo Fazenda Alegre.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation (1994) *T 209 – Standard Method of Test for Maximum Specific Gravity of Bituminous Paving Mixtures.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation (1997) *T 305 – Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation (2000) *T 19 – Standard Method of Test for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation (2001) *PP-41 – Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA).*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation (2001) *MP8 – Standard Specification for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA).*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *T 85 – Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *T 89 – Determining the Liquid Limit of Soils.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *T 90 – Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *T 96 – Resistance to Degradation of Small Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *T 104 – Soundness of Aggregate by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *T 283 – Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage.*
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation – *TP 4 – Preparing and Determining the Density of Hot-Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyrotory Compactor.*

- AFNOR (1991a) Preparation des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 2: Compactage des Plaques. NF P98-250-2. *Association Française de Normalisation*, Paris, France.
- AFNOR (1991b) Deformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 1: Essai d'orniérage. NF P98-253-1. *Association Française de Normalisation*, Paris, France.
- AGNUSDEI, J; FREZZINI, P.O.; COMAI, A.A. (1975) *Envelhecimento de Asfaltos durante a Mistura*. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro.
- ALDIGUERI, D.R.; SILVEIRA, M.A.; SOARES, J.B. (2001) Estudo Comparativo entre Compactação Manual e Automática de Misturas Asfálticas. 33ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Florianópolis, v.I, p. 804 -813.
- ANP (1993) Portaria DNC, 5 de 18 de fevereiro de 1993. Agência Nacional do Petróleo, Brasília.
- APRG (1997) *Selection and Design of Asphalt Mixes: Australian Provisional Guide*. Austroads APRG Report N° 18 published May 1997, updated 1998 and March 1999 ARRB Transport Research.
- ASPHALT INSTITUTE (2001) *Superpave Mix Design*. Superpave Series N°2 (SP-2), Third Edition, USA.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1988) *C 127 – Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1993) *E 102 – Standard Test Method for Saybolt Furol Viscosity of Bituminous Materials at High Temperatures*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1997) *C 29 – Unit Weight and Voids in Aggregate*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1997) *C 128 – Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregates*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1997) *D 5 – Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials*.

- ASTM – American Society for Testing and Materials (1997) *D 1754 – Standard Test Method for Effect of Heat and Air on Asphaltic Materials (Thin-Film Oven Test)*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1998) *C 1252 – Standard Test Method for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (1999) *D 4791 – Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2000) *D 2041 – Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2000) *D 2726 – Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2001) *D 2042 – Standard Test Method for Solubility of Asphalt Materials in Trichloroethylene*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2001) *D 5821 – Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2002) *D 92 – Standard Test Method for Flash and Fire Points by Cleveland Open Cup Tester*.
- ASTM – American Society for Testing and Materials (2003) *C 231 – Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method*.
- BELL, C.A.; ABWAHAB, Y.; KLIOWER, J.E.; SOSNOVSKE, D.; WIEDER, A. (1992) *Aging of Asphalt-Aggregate Mixtures. 7th International Conference on Asphalt Pavements*. Nottingham, U.K.
- BELL, C.A.; ABWAHAB, Y.; CRISTI, M.E.; SOSNOVSKE, D. (1994) *Selection of Laboratory Aging Procedure for Asphalt-Aggregate Mixtures*. SHRP-A-383, National Research Council, Washington, DC.

- BROWN, E.R.; HADDOCK, J.E.; MALLICK, R.B.; LYNN, T.A. (1997a) Development of a Mixture Design Procedure for Stone Matrix Asphalt (SMA). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 66, p. 1-24.
- BROWN, E.R.; MALLICK, R.B.; HADDOCK, J.E.; BUKOWSKI, J. (1997b) Performance of Stone Matrix Asphalt (SMA) Mixtures in the United States. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 66, p. 426-449.
- BUCHANAN, M.S.; BROWN, E.R. (2001) Effect of Superpave Gyratory Compactor Type on Compacted Hot Mix Asphalt Density. *80^o Annual Meeting of the Transportation Research Board*. Washington, DC.
- BUTTON, J.W.; LITTLE, D.N.; JAGADAM, V.; PENDLETON, O.J. (1994) Correlation of Selected Laboratory Compaction Methods with Field Compaction. *Transportation Research Record 1454*, TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 193-201.
- CARNEIRO, F.L. (1953) *Um Novo Método para a Determinação da Resistência à Tração dos Concretos*. Comunicação 5. Reun. Ass. Bras. Normas Técnicas. Publ. Inst. Nac. Tecnol., Rio de Janeiro, (Publicado no boletim n^o13, RILEM, série antiga. Paris, 1953, p. 103-107).
- CASTELO BRANCO, V.T.F. (2004) *Caracterização de Misturas Asfálticas com o Uso de Escória de Aciaria como Agregado*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- CASTRO NETO, A.M. (1996) Determinação da Densidade Máxima Teórica de Misturas Betuminosas. *30^a Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Salvador, v. 1, p. 35-60.
- CHOWDHURY, A.; GRAU, J.D.C.; BUTTOM, J.W.; LITTLE, D.N. (2001) Effect of Aggregate Gradation on Permanent Deformation of Superpave HMA. *80th Annual Meeting of Transportation Research Board*. Washington, DC.
- COELHO, V; SÓRIA, M.H.A. (1992) Variabilidade dos Resultados do Método Marshall. *11^o Encontro de Asfalto*, IBP, Rio de Janeiro, RJ.
- COELHO, V.; SÓRIA, M.H.A. (1995) Influência da Granulometria e da Temperatura nas Deformações Permanentes das Trilhas-de-Roda. *29^a Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Cuiabá, v.2, p.402-431.
- COMINSKY, R.J.; HUBER, G.A.; KENNEDY, T.W.; ANDERSON, M. (1994a) *The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays*. SHRP-A-407. Strategic Highway Research Program. National Research Council, Washington, DC.

- COMINSKY, R.J.; LEAHY, R.B.; HARRIGAN, E.G. (1994b) *Level One Mix Design: Materials Selection, Compaction, and Conditioning*. SHRP-A-408. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC.
- COOLEY JR., L.A.; BROWN, E.R. (2002) Potential of Using Stone Matrix Asphalt (SMA) for Thin Overlays. *81th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- CUNHA, M.B.; GOUVEIA, L.T.; FERNANDES JR., J.L.; MOTTA, L.M.G. (2004) Influência dos Agregados sobre Propriedades Mecânicas e Volumétricas de Misturas Asfálticas: Análise do Método Bailey. *XVIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Florianópolis, SC.
- CURRAY, J.R. (1956) Analysis of Two Dimensional Orientation Data. *Journal of Geology*, v. 64, p. 117-131.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1987) *ME 117 – Mistura Betuminosa – determinação da densidade aparente*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994) *ME 78 – Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1995) *ME 43 – Misturas Betuminosas a Quente – ensaio Marshall*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1995) *ME 84 – Agregado Miúdo – determinação da densidade real*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996) *ME 193 – Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade e da massa específica*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1997) *ES 313 – Pavimentação – concreto betuminoso*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998) *ME 35 – Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”*.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998) *ME 81 – Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*.

- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998) *ME 83 – Agregados – análise granulométrica.*
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998) *ME 194 – Agregados – determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman.*
- EAPA (1998) *Heavy Duty Surfaces: The Argument for SMA.* European Asphalt Pavement Association – EAPA, Holanda.
- EPPS, J.A.; SEBAALY, P.E.; PENARANDA, J.; MAHER, M.R.; McCANN, M.B.; HAND, A.J. (2000) *Compatibility of a Test for Moisture-Induced Damage with Superpave Volumetric Mix Design.* NCHRP Report 444. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- FRANCO, C.A.; LEE, K.W. (1990) Development of the Pressure Method for Determining Maximum Theoretical Specific Gravity of Bituminous Paving Mixtures. *Transportation Research Record 1269*, National Research Council, Washington, DC.
- GOUVEIA, L.T.; FERNANDES JR., J.L. (2002) Limitações do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) para Previsão do Comportamento de Misturas Asfálticas. *XVI Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Natal, v.1, p. 157-168.
- HAFEZ, I.H.; WITCZAK, M.W. (1995) *Comparison of Marshall and Superpave Level I Mix Design for Asphalt Mixes.* Transportation Research Record, N° 1492, Materials and Construction, Hot-Mix Asphalt Design, Testing, Evaluation and Performance, USA.
- HAND, A.J.; EPPS, A.L. (2001) Impact of Gradation Relative to the Superpave Restricted Zone on HMA Performance. *80th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- HAND, A.J.; STIADY, J.L.; WHITE, T.D.; NOURELDIN, A.S.; GALAL, K. (2001) Gradation Effects on HMA Performance. *80th Annual Meeting of Transportation Research Board.* Washington, DC.
- HARMAN, T.; BUKOWSKI, J.R.; MOUTIER, F.; HUBER, G.; MCGENNIS, R. (2002) The History and Future Challenges of Gyratory Compaction 1939 to 2001. *81th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- HARVEY, J.; MONISMITH, C.L. (1993) Effects of Laboratory Asphalt Concrete Specimens Preparation Variables on Fatigue and Permanent Deformation Test Results Using Highway Research Program A-003A Proposed Testing

Equipment. *Transportation Research Record 1417*, TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 38-57.

HEIDE, J.P.J.; NICHOLLS, J.C. (2003) Harmonized European Test Methods. Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials. *PTEBM'03 Proceedings of the 6th International RILEM Symposium*.

HINRICHSEN, J. (2001) A Comparison of Four Brands of Superpave Gyratory Compactors. *80th Annual Meeting of Transportation Research Board*. Washington, DC.

HISLOP, W.P.; COREE, B.J. (2000) VMA as a Design Parameter in Hot-Mix Asphalt. *Mid-Continent Transportation Symposium Proceedings*, p. 24-29.

HUANG, Y.H. (1993) *Pavement Analysis and Design*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

JACKSON, N.M.; CZOR, L.J. (2003) 100-mm-Diameter Mold Used with Superpave Gyratory Compactor. *Journal of Materials in Civil Engineering*, USA.

JOOSTE, F.J.; TAUTE, A.; VERHAEEGHE, B.M.J.A.; VISSER, A.T.; MYBURGH, O.A. (2000) A new hot mix design method for Southern Africa. *World of Asphalt Pavements Conference*, Sidney, Australia.

KANDHAL, P.S.; KOEHLER, W.S. (1985) Marshall Mix Design Method: Current Practices. *Proceeding Association of Asphalt Pavement Technologists Technical Sessions*, San Antonio, Texas, USA, v. 54.

KANDHAL, P.S.; KHATRI, M.A. (1990) Improved Rice Method for Determining Theoretical Maximum Specific Gravity of Asphalt Paving Mixtures. *Transportation Research Record 1269*, National Research Council, Washington, DC.

KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R. (1990) *Comparative Evaluation of 4-inch and 6-inch Diameter Specimens for Testing Large Stone Mixes*. NCAT Rep. N° 90-5, National Center for Asphalt Technology, Auburn.

KANDHAL, P.S.; COOLEY JR., L.A. (2001) *The Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification*. NCHRP Report 464 from National Cooperative Highway Research Program. National Academy Press, Washington D C.

- KANDHAL, P.S.; COOLEY JR., L.A. (2002a) Coarse versus Fine-Graded Superpave Mixtures: Comparative Evaluation of Resistance to Rutting. *81th Annual Meeting of Transportation Research Board*. Washington, DC.
- KANDHAL, P.S.; COOLEY JR., L.A. (2002b) Investigation of the Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 71, p. 479-510.
- KANDHAL, P.S.; MALLICK, R.B. (2001) Effect of Mix Gradation on Rutting Potential of Dense Graded Asphalt Mixtures. *80th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- KENNEDY, T.W.; HUBER, G.A.; HARRIGAN, E.T.; COMINSKY, R.J.; VON QUINTAS, H.; MOULTHROP, J.S. (1994) *Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program*. SHRP-A-410. Strategic Highway Research Program, National Council, Washington, DC.
- LANCHAS, S. (1999) Características del Stone Mastic Asphalt SMA. *Anais do Congresso Ibero-Latinoamericano – 10^o CILA*, Sevilha, Espanha, v. 1, p. 727-730.
- LEAHY, R.B.; McGENNIS, R.B. (1999) Asphalt Mixes: Materials, Design and Characterization. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 68A, p. 70-127.
- LOUREIRO, T.G. (2003) *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. Tese de M. Sc., PETRAN/DET/UFC, Fortaleza, CE.
- MANUAL DE ASFALTO (1989) Instituto de Asfalto. Série do Manual N^o 4 (MS-4).
- MASAD, E.A. (1998) Permeability Simulation of Reconstructed Anisotropic Soil Medium. PhD Dissertation, Washington State University, Pullman, WA.
- MASAD, E.; MUHUNTHAN, B.; SHASHIDHAR, N.; HARMAN, T. (1999) Internal Structure Characterization of Asphalt Concrete Using Image Analysis. *Journal of Computing in Civil Engineering*, v. 13, N^o2, April.
- McGENNIS, R.B.; ANDERSON, R.M.; PERDOMO, D.; TURNER, P. (1996) *Issues Pertaining to use of Superpave Gyrotory Compactor*. Transportation Research Record, N^o 1543, Transportation Research Board, Washington, DC, p. 117-125.
- MEDINA, J. (1997) *Mecânica dos Pavimentos*. 1^a ed., Rio de Janeiro, Editora UFRJ.

- MOTTA, L.M.G. (1991) *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Parâmetro de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- MOTTA, L. M. G.; TONIAL, I.; LEITE, L. M. F; CONSTANTINO, R.S. (1996) *Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas*. Tradução comentada, Rio de Janeiro, RJ.
- MOTTA, L.M.G. (1998) Contribuição para a Estimativa do Módulo Resiliente de Misturas Asfálticas. *14º Encontro de Asfalto*, IBP, Rio de Janeiro, RJ.
- MOURA, E. (2001) *Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas*. Tese de M.Sc., POLI/USP, São Paulo, SP.
- MOURÃO, F.A.L. (2003) *Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- NAPA (1982) *Mix Design Techniques – Part I*. NAPA TAS-14. National Asphalt Pavement Association, Instructors Manual.
- NAPA (2002) *Design and Constructing SMA Mixtures – State of the Practice*. Quality Improvement Series 122. National Asphalt Pavement Association, EUA.
- PETERSEN, J.C.; BRANTHAVER, J.F.; ROBERTSON, R.E.; HARNSBERGER, P.M.; DUVALL, J.J.; ENSLEY, E.K. (1993) Effects of Physicochemical Factors on Asphalt Oxidation Kinetics. *Transportation Research Record 1391*, Washington, DC.
- REIS, R.M.M. (2002) *Revestimento Asfáltico Tipo SMA para Alto Desempenho em Vias de Tráfego Pesado*. Dissertação de M.Sc., Escola Politécnica/USP, São Paulo, SP.
- REIS, R.M.M. (2004) SMA Asphalt Surface Course for High Performance on Heavy Traffic Roads. *3rd Euroasphalt & Eurobitumen Congress – Paper 358*, Vienna.
- ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, R.E.; LEE, D.; KENNEDY, T.W. (1996) *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction*. NAPA. Maryland, USA.
- ROBERTS, F.L.; MOHAMMAD, L.N.; WANG, L.B. (2002) History of Hot Mix Asphalt Mixture Design in the United States. *Journal of Materials in Civil*

Engineering, July/August, American Society of Civil Engineers, 150th Anniversary Paper.

SCHMITT, R.L.; HANNA, A.S.; RUSSEL, J.S.; NORDHEIM, E.V. (1997) Pavement Density Measurement Comparative Analysis using Core and Nuclear Methods. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 66, p. 379-406.

SEBAALY, P.E.; RIDOLFI, D.; GANGAVARAM, R.S.; EPPS, J.A. (1997) Selecting Most Desirable Hot-Mix Asphalt Mixtures. *In: Transportation Research Record 1590*, TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 99-107.

SHRP (1994) The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays – SHRP-A407. Strategic Highway Research Program. National Research Council, Washington DC, USA.

SILVA, P.B.; BERNUCCI, L.L.B.; OLIVEIRA, F.P.; LEITE, L.F.M. (2004) Estudo do Comportamento Mecânico em Laboratório de Misturas Asfálticas Tipo SMA na Faixa 0/8S. *XVIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Florianópolis, p.199-209.

SOARES, J.B. (2000) *Curso em Tecnologia dos Pavimentos*. Lubnor/Petrobras, Fortaleza.

SOARES, J.B.; FREITAS, F.A.C.; CASTELO BRANCO, J.V.; MOTTA, L.M.G. (2000) Método de Previsão do Teor Ótimo de Ligante em Misturas Asfálticas tipo CBUQ. *32^a Reunião Anual de Pavimentação, ABPV*, Brasília, v. I, p. 148-160.

SOARES, J.B.; ALDIGUERI, D.R.; LEITE, L.M. (2002) Relatório de Projeto, Laboratório de Mecânica dos Pavimentos, Universidade Federal do Ceará e Petrobras.

SOLAMANIAN; M.; HARVEY, J.; TAHMORESSI, M.; TANDON, V. (2004) Test Method to Predict Moisture Sensitivity of Hot-Mix Asphalt Pavements. Topic 3. http://trb.org/publications/conf/reports/moisture/03_TOP3.pdf, em 28/11/2004

SOUZA, F.V.; SOARES, J.B. (2003) Considerações sobre Módulo Resiliente e Módulo Dinâmico em Misturas Asfálticas com Base na Teoria da Viscoelasticidade. *XII Congresso Ibero-Latino Americano Del Asfalto*, Quito, Equador.

TONIAL, I.A.; MOTTA, L.M.G.; LEITE, L.M.F.; CONSTANTINO, R.S. (2001) Envelhecimento de Ligantes Asfálticos Observado em Trechos Experimentais Comparado a Modelo de Previsão. *XV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Campinas, v. 2, p. 269-278.

- USACE (2000) *Hot-Mix Asphalt Paving. Handbook 2000*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Federal Aviation Administration, Federal Highway Administration, National Asphalt Pavement Association, US Army Corps of Engineers, American Public Works Association, National Association of County Engineers. USA.
- VASCONCELOS, K.L.; SOARES, J.B. (2003) Influência dos métodos de ensaio para determinação das densidades real e aparente de agregados na dosagem de misturas asfálticas. *34ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Campinas.
- VASCONCELOS, K.L.; SOARES, J.B.; LEITE, L.M. (2003) Influência da Densidade Máxima Teórica na Dosagem de Misturas Asfálticas. *XVII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Rio de Janeiro, v. 1, p. 5-17
- VASCONCELOS, K.L.; SOARES, J.B. (2004) Influência do Percentual de Fresado e do Envelhecimento de Curto Prazo na Dosagem de Misturas Asfálticas Recicladas a Quente. *XVII Congresso Brasileiro de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Florianópolis, v.I, p. 186-198.
- VAVRIK, W.R.; PINE, W.J.; HUBER, G.A.; CARPENTER, S.H.; BAILEY, R. (2001) The Bailey Method of Gradation Evaluation: The Influence of Aggregate Gradation and Packing Characteristics on Voids in Mineral Aggregate. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 70, p. 132-169.
- VAVRIK, W.R.; PINE, W.J.; CARPENTER, S.H. (2002) Aggregate Blending for Asphalt Mix Design: “The Bailey Method”. *81th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- XIE, H.; WATSON, D.E. (2004) Lab Study on Degradation of Stone Matrix Asphalt (SMA) Mixtures. *83th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- YILDIRIM, Y.; SOLAIMANIAN, M.; MCGENNIS, R.B.; KENNEDY, T.W. (2000) Comparative Analyses of Volumetric Properties for Superpave Gyratory Compactors. *79th Annual Meeting of Transportation Research Board*. Washington, DC.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. (1975) *Principle of Pavement Design* (2^a ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- WANG, J.N.; KENNEDY, T.W.; MCGENNIS, R.B. (2000) Volumetric and Mechanical Performance of Superpave Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, August, USA.

ZHANG, J.; COOLEY JR, L.A.; HURLEY, G.; PARKER, F. (2004) Effect of Superpave Defined Restricted Zone on Hot Mix Asphalt Performance. 83th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.