

MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO ELEVADO PARA PAVIMENTOS DE
ALTO DESEMPENHO

Sidclei Teixeira Magalhães

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Jacques de Medina, L.D.

Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

Prof^a. Liedi Legi Bariani Bernucci, D.Sc.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

OUTUBRO DE 2004

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

MAGALHÃES, SIDCLEI TEIXEIRA

Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho. [Rio de Janeiro] 2004

XIII, 184 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2004)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Misturas Asfálticas

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

*Aos meus pais
“Dona” Galba e “Seu” Paulo,
minha eterna gratidão pelos ensinamentos de vida.*

*À minha filha Gabriela, desejo que nunca perca
a esperança de conquistar seus sonhos.*

AGRADECIMENTOS

À minha esposa, Cris, pelo carinho, compreensão, incentivo e paciência neste período de ausência.

Aos meus pais e irmãos (Taci e Wolnei) que sempre me incentivaram.

À professora Laura Motta, pelos ensinamentos e estímulo durante minha estada no Rio e desenvolvimento deste trabalho, minha eterna gratidão.

Ao professor Medina minha admiração e respeito a uma vida dedicada à engenharia. À sua inestimável ajuda na tradução dos textos em francês.

Ao professores Jorge Ceratti e Liedi Bernucci e a Leni Leite pela participação na banca examinadora.

Ao engenheiro Yves Brousseau do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC* no fornecimento de rico material bibliográfico.

A todos os funcionários do laboratório da Geotecnia e em especial a Ana Maria Souza pela paciência e ajuda na realização dos ensaios.

À equipe dos técnicos do CENPES/Petrobrás, (Adriana, Mariana, Flávio, e o Moraes) pela paciência durante a realização dos ensaios dos ligantes asfálticos.

Ao Edson Moura pelo auxílio nos ensaios no laboratório da EPUSP.

Aos eternos amigos Cinconegui, Francisco Duque, Raphael Thiler, Roberto, Eduardo, Cândida, Adriana, Verônica e Vivianne, pelos impagáveis momentos de descontração e convívio na Coppe.

Aos amigos que conquistei durante esta fase maravilhosa de minha vida e que por total descuido não tenha citado.

Ao CNPQ pela bolsa.

À Petrobrás através do CTPETRO, fomentador da pesquisa de Misturas de Alto Desempenho e Alta Durabilidade.

À ATP Engenharia e todos os colegas pelo incentivo e apoio.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO ELEVADO PARA PAVIMENTOS DE ALTO DESEMPENHO

Sidclei Teixeira Magalhães

Outubro/2004

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Faz-se uma revisão sobre a concepção dos pavimentos franceses e misturas de módulo elevado. Identificam-se os condicionantes na dosagem de misturas asfálticas de granulometria contínua, preparadas com ligantes duros modificados por EVA (AMP EVA) e Resíduo Asfáltico de Petróleo (RASF), comparando-os a uma mistura de controle com CAP-20. Avalia-se a influência do equipamento de moldagem (Marshall, giratório e LCP) nos resultados e o efeito do envelhecimento em cinco ligantes. Avalia-se o comportamento mecânico das misturas através de ensaios de módulo de resiliência-MR, resistência à tração-RT, resistência à água, resistência à fadiga e afundamento na trilha de roda-ATR. Um estudo paramétrico para análise das tensões e deformações atuantes em pavimentos de alto volume de tráfego também é discutido. As misturas estudadas apresentaram MR variando de 10.000 a 13.000MPa para o AMP EVA e entre 15.000 a 20.000MPa para o RASF, valores duas a três vezes maiores que as misturas convencionalmente utilizadas no Brasil. A RT foi de 3,50MPa para o RASF; 2,25MPa para o AMP EVA e 1,58MPa para o CAP20. A resistência à tração retida foi de 37% para CAP-20, 39% para o RASF e 54% para o AMP EVA. As misturas de módulo elevado apresentaram ATR no simulador de tráfego LPC entre 3,0% e 4,5%. Com base nas curvas de fadiga e na análise paramétrica, a mistura com o RASF apresentou desempenho melhor que o AMP EVA no que diz respeito à vida de fadiga para um N maior que 10^8 .

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

HIGH MODULUS ASPHALT MIXTURES FOR HIGH PERFORMANCE PAVEMENTS

Sidclei Teixeira Magalhães

October / 2004

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

A revision is made on the conception of the French pavements and mixtures of high modulus. The restraints in the designing of well graded asphalt mixtures are identified. The mixtures were prepared with hard bitumen modified by EVA and Asphalt Residual of oil destilation (RASf), and a control mixture with AC-20 was adopted. The influence of the molding equipment (Marshall, PCG and LPC) was evaluated from results and the effect of the aging for five bitumens. The mechanical behavior of the mixtures was evaluated through the results of resilient moduli-MR, tensile strength-RT, resistance to water, fatigue strength and to rutting. A parametric study for analysis of the stress and strain on high volume of traffic also is considered. The mixtures presented MR varying from 10.000 13.000MPa for EVA and from 20.000MPa to 15.000 for RASf, values are twice as much the obtained for conventionall mixtures used in Brazil. The RT was of 3,50MPa for the RASf; 2,25MPa for the AMP EVA and 1,58MPa for the mixture with AC-20. The tensile strength ratio was of 37% for AC-20, 39% for RASf and 54% for EVA. The mixtures of high modulus presented rutting in the wheel track at the traffic simulator LPC varying from 3,0% to 4,5%, much lower than values specified for the French standard. According to the fatigue curves and the parametric analysis, the mixture prepared with the RASf presented better performance than the mixture prepared with the EVA for fatigue life larger than 10^8 ESAL's.

Índice

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Agregados	6
2.1.1 <i>Características Gerais.....</i>	<i>6</i>
2.1.2 <i>Especificações</i>	<i>7</i>
2.1.3 <i>Influência no Desempenho de Misturas Asfálticas</i>	<i>12</i>
2.2 Asfaltos Convencionais e Asfaltos Duros	14
2.2.1 <i>Características Gerais.....</i>	<i>14</i>
2.2.2 <i>Propriedades Físicas, Químicas e Reológicas.....</i>	<i>19</i>
2.2.3 <i>Reologia e Ensaio Reológicos</i>	<i>22</i>
2.2.4 <i>Asfaltos Modificados por Polímeros</i>	<i>31</i>
2.2.5 <i>Ligantes Duros</i>	<i>34</i>
2.2.6 <i>Cimentos Asfálticos Brasileiros</i>	<i>36</i>
2.2.7 <i>Especificações Internacionais</i>	<i>39</i>
2.2.8 <i>Envelhecimento dos Cimentos Asfálticos</i>	<i>44</i>
2.3 Concepção e Dosagem dos Pavimentos Franceses.....	49
2.3.1 <i>Histórico.....</i>	<i>49</i>
2.3.2 <i>Método Francês de Dosagem de Misturas, Ensaio e Especificações... </i>	<i>56</i>
2.3.3 <i>Projeto de Pavimentos (Guia Técnico Francês)</i>	<i>69</i>
2.4 Misturas de Módulo Elevado.....	72
2.4.1 <i>Histórico de Misturas de Módulo Elevado.....</i>	<i>73</i>
2.4.2 <i>Principais Características.....</i>	<i>80</i>
2.4.3 <i>Projeto Estrutural e da Mistura</i>	<i>88</i>
2.4.4 <i>Desempenho em Serviço.....</i>	<i>92</i>
2.5 Método SUPERPAVE de Dosagem Volumétrica (Nível 1).....	101
2.5.1 <i>Seleção dos Materiais.....</i>	<i>102</i>
2.5.2 <i>Seleção do projeto estrutural do agregado</i>	<i>102</i>
2.5.3 <i>Seleção do teor de ligante asfáltico de projeto</i>	<i>103</i>
2.5.4 <i>Estimativa da sensibilidade à umidade do projeto de mistura.....</i>	<i>104</i>
2.6 Mecânica dos Pavimentos	104
3. MATERIAIS E MÉTODOS	110
3.1 Agregados	110
3.1.1 <i>Origem.....</i>	<i>110</i>
3.1.2 <i>Análise Granulométrica</i>	<i>111</i>
3.1.3 <i>Características dos Agregados e Filer.....</i>	<i>112</i>
3.1.4 <i>Escolha da Curva Granulométrica.....</i>	<i>114</i>
3.2 Ligantes	115
3.3 Métodos de Caracterização dos Ligantes	115
3.3.1 <i>Métodos das Especificações Brasileiras</i>	<i>115</i>
3.3.2 <i>Métodos de Ensaio da Especificação SHRP</i>	<i>118</i>
3.3.3 <i>Outros Métodos de Ensaio.....</i>	<i>118</i>
3.4 Misturas.....	119
3.4.1 <i>Misturas Empregadas.....</i>	<i>119</i>
3.4.2 <i>Equipamentos</i>	<i>121</i>
3.4.3 <i>Métodos de Caracterização das Misturas.....</i>	<i>123</i>
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	126
4.1. Agregados	126
4.2. Ligantes	130
4.3. Misturas.....	138

4.3.1	<i>Módulo de Resiliência</i>	138
4.3.2	<i>Resistência à Tração</i>	142
4.3.3	<i>Resistência à Fadiga</i>	143
4.3.4	<i>Resistência à água (AASHTO T 283-89)</i>	147
4.3.5	<i>Resistência à Deformação Permanente</i>	148
4.4.	Efeito do Envelhecimento	151
4.5.	Considerações Finais	153
5.	ESTUDO MECANÍSTICO	154
5.1	Parâmetros Adotados	154
5.1.1	<i>Estrutura para Comparação - Rodovia Carvalho Pinto</i>	154
5.1.2	<i>Estruturas adotadas para as misturas desta pesquisa</i>	157
5.1.1	<i>Critérios de Dimensionamento</i>	160
5.1.2	<i>Fatorial de Estruturas</i>	161
5.2	Análise Tensões e Deformações	162
5.2.1	<i>Rodovia Carvalho Pinto</i>	162
5.2.2	<i>Misturas de Módulo Elevado</i>	163
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	173
6.1	Conclusões	174
6.2	Recomendações e Sugestões para Pesquisas Futuras	176
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	177
	CURRICULUM VITAE	185

Índice de Figuras

Figura 2.1 Exemplo de uma Granulometria analisada segundo a especificação Superpave para um Diâmetro Máximo Nominal de 19 mm (AASHTO MP2-01).	10
Figura 2.2 – Relação entre tensão cisalhante e taxa de deformação para líquidos viscosos newtonianos e não newtonianos.....	23
Figura 2.3 - Reômetro de Cisalhamento Dinâmico do CENPES.....	25
Figura 2.4 – Cálculo do Módulo Complexo de Cisalhamento G^* e do Ângulo de fase δ (MOTTA et al, 1996).	25
Figura 2.5 – Detalhe do Viscosímetro Rotacional Brookfield do CENPES.	27
Figura 2.6 – Reômetro de fluência em viga (MOTTA et al, 1996).....	27
Figura 2.7 – Teste de Tração Direta (MOTTA et al, 1996).....	28
Figura 2.8 – Refinarias de petróleo no Brasil (Jorge Soares, 2003 - Notas de Aula)....	37
Figura 2.9 – Envelhecimento do ligante asfáltico nas etapas de construção e de utilização do pavimento segundo WHITEOAK ⁴ (apud TONIAL, 2001).	45
Figura 2.10 – Compactador pneumático para moldagem de placas para ensaio no simulador LPC do laboratório de pavimentação da EPUSP.	61
Figura 2.11 – Simulador de tráfego LPC para avaliação da deformação permanente no laboratório de pavimentação da EPUSP.....	61
Figura 2.12 – Detalhe do simulador de tráfego LPC da EPUSP.....	62
Figura 2.13 – Equipamento para ensaios de módulo complexo e fadiga à flexão senoidal (www.lpc.fr , 2004).	63
Figura 2.14 – Características do corpo de prova trapezoidal para ensaio de módulo complexo e fadiga e comportamento tensão x deformação da flexão senoidal (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).....	63
Figura 2.15 – Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 1ª pagina.	76
Figura 2.16– Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 2ª pagina.	77
Figura 2.17– Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 3ª pagina.	78
Figura 2.18– Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 4ª pagina.	79
Figura 2.19 – Valores típicos de microdeformações admissíveis para misturas de módulo elevado em função do ligante (SERFASS et al, 1997).....	83
Figura 2.20 – Dimensionamento de estruturas para tráfego classe TS e T1 (SERFASS et al, 1997).	84
Figura 2.21 – Resultados da pista de testes com o simulador de tráfego circular em Nantes para comparação da influência do ligante na deformação permanente da camada de rolamento (CORTÉ et al, 1994).	86
Figura 2.22 – Correlação entre módulo complexo do ligante e módulo da mistura asfáltica de módulo elevado ensaiados a 15 °C e 10 Hz (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).	87
Figura 2.23 – Variação da porcentagem de vazios com o número de giros na Prensa de Cisalhamento Giratório. Comparação entre uma mistura de módulo elevado e uma base asfáltica francesa tradicional (CORTÉ, 2003).....	91
Figura 3.1 – Curvas Granulométricas dos Agregados Empregados	111
Figura 3.2– Comparativo entre a Curva de Projeto, EME 0/14 e faixa B do DNER... 114	114
Figura 3.3 – Propriedades volumétricas das mistura ensaiadas (média de 4 cp's).....	122
Figura 4.1 – Comparação entre a curva granulométrica deste estudo e curvas SMA – Faixa 0/11S (Alemã), CPA – Faixa III (DNER) e CBUQ – Faixa B (DNER). ...	127

Figura 4.2 – Comparação entre a curva deste estudo e os limites das faixa B e C do DNER.	127
Figura 4.3– Enquadramento da curva deste estudo na especificação Superpave.	128
Figura 4.4 – Variação da Viscosidade no viscosímetro rotacional Brookfield com a taxa de cisalhamento a 135, 150 e 175°C para o CAP + EVA utilizado neste estudo.	131
Figura 4.5 – Variação da Viscosidade dinâmica no viscosímetro rotacional Brookfield com a taxa de cisalhamento a 135 e a 150°C para o RASF utilizado neste estudo.	131
Figura 4.6 – Variação da Viscosidade dinâmica com temperatura a 20rpm para os ligantes utilizados neste estudo.	132
Figura 4.7 – Variação da Viscosidades Saybolt-Furol com a temperatura para os ligantes utilizados neste estudo.	132
Figura 4.8 – Análise da variação da penetração antes e após envelhecimento em RTFOT para os ligantes utilizados neste estudo comparados com os resultados obtidos por LIBERATORI (2000) para o CAP20* e CAP40*.	134
Figura 4.9 – Análise da variação do ponto de amolecimento antes e após RTFOT para os ligantes utilizados neste estudo comparados com os resultados obtidos por LIBERATORI (2000) para o CAP20* e CAP40*.	135
Figura 4.10 – Classificação SUPERPAVE dos ligantes duros deste estudo e de (*) LIBERATORI (2000).	136
Figura 4.11 – Comparação entre módulos de resiliência (MPa) de concretos asfálticos e brita tratada com cimento (BGTC) pesquisados e aplicados no Brasil com as misturas de módulo elevado deste estudo (ref. TABELA 4.2).	139
Figura 4.12 – Análise da variação do módulo de resiliência medido em corpos-de-prova obtidos com o compactador Marshal e com a Prensa de Cisalhamento Giratório para as misturas deste estudo.	140
Figura 4.13 - Análise da variação do módulo de resiliência com o teor de ligante para as misturas deste estudo.	141
Figura 4.14.- Análise da variação do módulo de resiliência com a temperatura para as misturas com os três ligantes deste estudo.	142
Figura 4.15 – Análise da variação da resistência à tração indireta em corpos-de-prova obtidos com o compactador Marshall e com a Prensa de Cisalhamento Giratório para os ligantes deste estudo.	143
Figura 4.16– Curvas de fadiga das misturas ensaiadas em função da diferença de tensões.	146
Figura 4.17 – Curvas de fadiga das misturas ensaiadas em função da deformação específica resiliente.	146
Figura 4.18 – Avaliação da resistência à tração retida - RRT (AASHTO T-283/89). .	148
Figura 4.19 – Variação percentual do afundamento na trilha de roda das misturas de módulo elevado e de controle (CAP-20) deste estudo ensaiadas no simulador de tráfego LPC da EP-USP (valores correspondentes a duas placas de cada mistura).	149
Figura 4.20 – Seções transversais extraídas das placas moldadas com as misturas preparadas com asfalto modificado por EVA, RASF e CAP-20 ao final do ensaio no simulador de tráfego LPC da EP-USP.	150
Figura 4.21 – Variação percentual do afundamento na trilha de roda das misturas de módulo elevado deste estudo ensaiadas no simulador de tráfego LPC da EP-USP (valores correspondentes a duas placas de cada mistura).	151
Figura 4.22 – Análise do efeito do envelhecimento no módulo de resiliência das misturas com granulometria faixa B do DNER e com 4,8% de ligante, em	

diferentes condições de condicionamento: sem envelhecimento, envelhecimento de curto prazo e envelhecimento de longo prazo.	152
Figura 5.1 – Estrutura do pavimento da rodovia Carvalho Pinto utilizada na análise comparativa deste estudo.	155
Figura 5.2 – Estrutura adotada para a análise com MME o asfalto modificado por EVA.	158
Figura 5.3 – Estrutura adotada para a análise com mistura de módulo elevado com RASF.	158
Figura 5.4 – Estrutura adotada para a análise com mistura com o ligante convencional CAP-20 deste estudo como binder.	159
Figura 5.5 – Estrutura adotada para a análise de um pavimento típico de alto de desempenho.	159
Figura 5.6 – Variação da tensão vertical no topo do subleito com a espessura do binder.	165
Figura 5.7 – Variação da diferença de tensões com a espessura do binder.	166
Figura 5.8 – Variação da vida de fadiga com a espessura do binder.	166
Figura 5.9 – Estruturas que atenderam aos critérios mecânicos de dimensionamento para um N igual a 10^8	172

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 Especificação Superpave: requisitos das propriedades de consenso para agregados (AASHTO MP2-01).	9
Tabela 2.2 – Pontos de Controle conforme o Diâmetro Nominal Máximo (AASHTO MP2-01).	10
Tabela 2.3 – Zona Restrita de acordo com o diâmetro nominal máximo (AASHTO MP2-01).	11
Tabela 2.4 – Características de ligantes duros sem envelhecimento (AIPCR, 1999)	34
Tabela 2.5 – Características de ligantes duros produzidos na França para emprego em Misturas de Módulo Elevado (AIPCR, 1999).	35
Tabela 2.6 – Distribuição das refinarias produtoras de Cimento Asfáltico de Petróleo.	37
Tabela 2.7 – Especificação para Cimento Asfáltico de Petróleo - Classificação por Viscosidade.	38
Tabela 2.8 - Especificação para Cimento Asfáltico de Petróleo - Classificação por Penetração.	38
Tabela 2.9 – Parte das Especificações SUPERPAVE adequada às temperaturas no Brasil.	41
Tabela 2.10 – Especificações CEN TC 19 WI 204 de ligantes duros (LEITE et al 2000).	43
Tabela 2.11 – Características do CAP extraído após envelhecimento de curto prazo (ECP) e longo prazo (ELP) e características da mistura moldada com 8% de vazios após ECP e CLP (Kandhal e Chakraborty, 1996).	46
Tabela 2.12 – Características físicas e reológicas originais dos ligantes (MORILHA & TRICHÊS, 2003).	47
Tabela 2.13 – Classes de tráfego adotada na França (CORTÉ, 2000).	50
Tabela 2.14 – Níveis de dosagem de mistura asfáltica do método francês (BROSSEUAD, 2002).	57
Tabela 2.15 – Revestimentos asfálticos normatizados pela AFNOR (SETRA e LCPC, 1994).	67

Tabela 2.16 – Características das misturas asfálticas delgadas (< 5cm) para camada de rolamento (BROSSEUAD, 2002b).....	68
Tabela 2.17 – Características das misturas asfálticas espessas (> 5cm) para camada de rolamento (BROSSEUAD, 2002b).....	68
Tabela 2.18 – Características das misturas asfálticas para camada intermediária ou de ligação (BROSSEUAD, 2002b).	69
Tabela 2.19 – Classes de tráfego e coeficientes de equivalência de eixos para projetos de pavimentos franceses.....	71
Tabela 2.20 – Desempenho mecânico exigido para misturas de módulo elevado EME (NF P 98-140).....	80
Tabela 2.21 – Desempenho mecânico exigido para misturas de módulo elevado BBME (NF P 98-141).....	81
Tabela 2.22 – Características de ligantes utilizados em misturas de módulo elevado (SERFASS et al, 1997).....	81
Tabela 2.23 – Faixa de valores típicos de módulo complexo obtidos em laboratório (SERFASS, et al, 1997).....	83
Tabela 2.24 – Características de rigidez e fadiga de misturas francesas (SERFASS et al, 1997).....	84
Tabela 2.25 – Características de ligantes duros sem envelhecimento, utilizados em misturas de módulo elevado (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).....	87
Tabela 2.26 – Características das misturas de módulo elevado (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).....	87
Tabela 2.27 – Comparação entre uma solução tradicional (Catálogo Scetauroute, 1997) com um pavimento com mistura de módulo elevado (apud CORTÉ, 2003)	89
Tabela 2.28 – Comparação entre uma solução tipo <i>full-depth</i> (Catálogo Road Directorate, 1998) com um pavimento com mistura de módulo elevado (apud CORTÉ, 2003).....	89
Tabela 2.29 – Valores típicos de granulometrias utilizadas em misturas de módulo elevado.....	90
Tabela 2.30 – Distribuição dos trechos com EME 2 avaliados em função do nível de tráfego e da idade (SETRA, 1997).	92
Tabela 2.31 – Estado global dos trechos em função da idade e nível de degradação superficial (SETRA, 1997).....	93
Tabela 2.32 – Coeficientes estruturais de camadas novas, usadas na França para dimensionamento de pavimentos de aeroportos (PARIZÉ et al, 1998).	94
Tabela 2.33 – Coeficientes estruturais das novas misturas BBME e EME determinados para dimensionamento de pavimentos de aeroportos na França (PARIZÉ et al, 1998).....	94
Tabela 2.34 – Características do ligante usado no experimento da mistura de módulo muito elevado (JAMOIS et al, 1998).	96
Tabela 2.35 – Características das misturas de módulo muito elevado (EMTE) usadas no experimento (JAMOIS et al, 1998).	96
Tabela 2.36 – Características do Asfalto Multiphalte HM (MARCIANO et al, 1999)..	97
Tabela 2.37 – Características das formulações BBME 0/14 classe 3 feitas com asfalto Multiphalte HM (NF P 98 –141) Marciano et al (1999).	98
Tabela 2.38 – Exemplos de grau de compactação obtidos em rodovias francesas executadas com misturas de módulo elevado (SERFASS et al, 1992).	99
Tabela 2.39 – Comparação entre valores de grau de compactação e módulo (tração direta) obtidos em laboratório e em rodovias francesas executadas com misturas de módulo elevado (SERFASS et al, 1992).	99

Tabela 2.40 – Níveis de confiabilidade sugeridos para várias classes de rodovias (AASHTO, 1986).	109
Tabela 3.1 – Análise Granulométrica dos Agregados e Fíler.....	111
Tabela 3.2 – Características dos agregados e fíler.....	113
Tabela 3.3 – Normas utilizadas para caracterização dos agregados e fíler.	113
Tabela 3.4 – Distribuição percentual dos agregados para determinação da curva de projeto.....	114
Tabela 3.5 – Caracterização física, química e reológica dos ligantes.	116
Tabela 3.6 – Temperaturas (°C) de trabalho determinadas para os três ligantes de acordo com as viscosidades Saybolt-Furol.	120
Tabela 3.7 – Características das misturas ensaiadas no estudo.....	121
Tabela 4.1 – Comparação das características reológicas dos ligantes da pesquisa e das referências.....	133
Tabela 4.2 – Valores de módulos de resiliência obtidos das misturas deste estudo e de outros materiais obtidos nas referências citadas.....	139
Tabela 4.3 – Variação do módulo de resiliência (MPa) com a temperatura para as misturas com os três ligantes deste estudo.	142
Tabela 4.4 – Módulo de resiliência (MPa), Resistência à Tração e relação MR/RT a 25°C para as misturas ensaiadas.....	143
Tabela 4.5 – Características de fadiga à tensão controlada das misturas estudadas.....	146
Tabela 5.1 – Características físicas e mecânicas dos materiais aplicados na Rodovia Carvalho Pinto (MACÊDO, 1996) e utilizados como comparação neste estudo.	156
Tabela 5.2 – Características físicas e mecânicas utilizadas na análise mecanística.	158
Tabela 5.3 – Resumo dos valores máximos admissíveis de tensões e deformações calculados para as estruturas analisadas.	161
Tabela 5.4 – Fatorial de estruturas analisadas na pesquisa.....	161
Tabela 5.5– Cálculo de tensões e deformações da rodovia Carvalho Pinto (estrutura da Fig. 5.1).	163
Tabela 5.6 – Análise de confiabilidade da rodovia Carvalho Pinto.	163
Tabela 5.7 –Parâmetros de deformabilidade de acordo com as espessuras.....	166
Tabela 5.8 – Análise de confiabilidade em função da variabilidade do módulo do binder com mistura com CAP-20.	167
Tabela 5.9 – Análise de confiabilidade em função da variabilidade do módulo do binder com mistura com asfalto modificado por EVA.....	167
Tabela 5.10 – Análise de confiabilidade em função da variabilidade do módulo do binder com mistura com RASF.	168
Tabela 5.11 – Cálculo das tensões e deformações para aplicação do critério de confiabilidade pelo método de Rosenblueth considerando a variabilidade das espessuras das camadas de CBUQ e base.	169
Tabela 5.12 – Análise da confiabilidade em função da variabilidade das espessuras de todas as camadas do pavimento para dimensionamento da espessura mínima aceitável de camada de ligação.....	170
Tabela 5.13 – Análise de uma estrutura típica de pavimentos de alto desempenho.....	171
Tabela 5.14 – Diferença de tensões (kgf/cm ²) calculadas na fibra inferior da camada intermediária constituída de mistura de módulo elevado.....	172

Capítulo 1

1. Introdução

A falta de rodovias pavimentadas de boa qualidade no Brasil é uma realidade que tem interferido negativamente no crescimento do mercado nacional e nas exportações, tornando-se atualmente um dos principais obstáculos na retomada do crescimento. A má conservação das rodovias pavimentadas, é outro fator agravante: de acordo com um estudo realizado pela Confederação Nacional dos Transportes – CNT em 2003, dos quase 57.000 Km de rodovias federais e estaduais inventariadas, 58,5% encontra-se com pavimento em estado deficiente (ruim ou péssimo).

O aumento do número de veículos pesados e o excesso carga, devido a inexistência de balanças nas rodovias, faz com que estes circulem com excesso de carga prejudicando expressivamente a vida útil do pavimento podendo, por exemplo, levar a ruína em apenas dois anos um pavimento projetado para durar dez anos. A precariedade dos pavimentos, somada à carência de manutenção e às cargas excessivas, levam à necessidade de soluções que contemplem projetos de pavimentos mais resistentes, mais duráveis, que demandem pequena manutenção ao longo da vida de operação, assegurando conforto e segurança para os usuários, reduzindo custos operacionais e de transporte em geral.

Do ponto de vista econômico, pode-se citar o estado de São Paulo como exemplo da importância da manutenção dos principais corredores rodoviários para um país com

dimensões continentais como o Brasil: concentrando mais de 35% do Produto Interno Bruto – PIB, o nosso “primeiro mundo brasileiro” tem hoje as melhores rodovias do país e o maior nível de desenvolvimento regional.

Não cabe neste momento identificar o agente primário das mudanças em São Paulo: as estradas de excelente qualidade levaram ao desenvolvimento ou o desenvolvimento induziu a implantação de uma eficiente rede de estradas? Deve-se porém ressaltar a existência de uma forte inter-relação entre estes elementos e onde a engenharia rodoviária deve assumir papel ativo na busca de soluções que garantam uma vida útil maior das rodovias.

Dentro deste contexto, soluções que divirjam da prática atual brasileira, como as misturas de módulo elevado aqui estudadas, são necessárias devendo atender a uma grande demanda de serviços, hoje atendida em parte, somente pelos pavimentos de concreto de cimento Portland. A prática brasileira de pavimentação é pela opção histórica dos revestimentos asfálticos, que constituem cerca de 98% dos nossos pavimentos rodoviários e viários urbanos. No entanto, com as técnicas correntes e em prática no Brasil, a pavimentação asfáltica, em alguns casos, não tem atendido aos requisitos de resistência e durabilidade requeridos, apresentando problemas precoces de trincamento por fadiga, descolamento, desagregação do revestimento asfáltico, afundamento de trilha de roda entre outros.

Dessa forma a construção de pavimentos de alta resistência e de alta durabilidade nos principais corredores de tráfego traria um benefício inestimável para a sociedade a longo prazo. Num país onde há uma inquestionável descontinuidade de políticas de transportes, a possibilidade da construção de pavimentos que tenham uma longevidade maior para sobreviver aos períodos de “entressafra” de investimentos, deve ser considerada no intuito de minimizar a possibilidade de depreciação de um dos maiores patrimônios nacionais: as rodovias.

Este trabalho relata o estudo de misturas asfálticas de módulo elevado, utilizadas na composição estrutural de pavimentos projetados para tráfego pesado, ou para qualquer outra situação onde a tecnologia se aplique, podendo constituir-se como camada de rolamento ou camadas intermediárias. Estas misturas são utilizadas em associação com misturas aplicadas como revestimento com alta qualidade de resistência à fadiga tais

como misturas do tipo SMA. Para maiores detalhes sobre misturas do tipo SMA ver, por exemplo, MOURÃO (2004).

Tendo em vista a maior experiência dos franceses em misturas de módulo elevado e a tendência da grande maioria das pesquisas e práticas brasileiras serem baseadas na filosofia americana, fez-se necessário a busca de um entendimento maior da experiência dos franceses na concepção dos pavimentos de suas rodovias. A sistemática atual de dosagem e projeto de pavimentos dos franceses é o resultado de um longo período de desenvolvimento de materiais, equipamentos e métodos de projeto inovadores, sendo de fundamental importância o conhecimento desta evolução para melhor depreender o estado da arte da pavimentação francesa.

Esta pesquisa se insere no projeto de pesquisa CTPETRO-RESIST, realizado em parceria com a USP/SP, UFRGS e CENPES.

O objetivo principal do trabalho que compõe esta dissertação é, por meio de uma investigação predominantemente experimental, avaliar a resistência à fadiga e à deformação plástica de misturas asfálticas projetadas/dosadas com rigidez muito maior do que aquelas de uso corrente no Brasil, denominada de misturas asfálticas de módulo elevado, dando continuidade a uma linha de pesquisa denominada “Misturas asfálticas de alto desempenho e alta durabilidade” desenvolvida na Área de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

A metodologia adotada para o desenvolvimento deste trabalho foi realizar ensaios de módulo de resiliência, resistência à fadiga com tensão controlada e afundamento na trilha de roda, em corpos de prova preparados em laboratório. Foram também realizados ensaios de resistência ao dano induzido pela água. Sendo o ligante um dos materiais mais influentes no comportamento de misturas de módulo elevado, foram utilizados dois ligantes especiais que foram objeto de uma extensa quantidade de ensaios físicos, químicos e reológicos de forma a identificar relações entre o comportamento dos ligantes e os das misturas.

A influência do ligante duro na rigidez e no desempenho mecânico da mistura de módulo elevado foi avaliada através da comparação dos resultados obtidos com dois

ligantes duros e um ligante convencional: cimento asfáltico modificado pelo polímero (AMP) EVA e Resíduo Asfáltico de Petróleo – RASF e ligante CAP-20.

A utilidade prática principal desta pesquisa é a possibilidade de se reduzir as espessuras de pavimentos em rodovias de tráfego canalizado ou extremamente pesado, através da aplicação de misturas de módulo elevado como camada de base. Este tipo de pavimento pode diminuir o consumo de materiais otimizando o uso dos recursos naturais disponíveis, inclusive em regiões em que materiais de boa qualidade sejam escassos. Pretende-se contribuir para o desenvolvimento de pavimentos asfálticos com maior durabilidade, algumas vezes denominados até de pavimentos perpétuos, evitando serviços de manutenção frequentes.

Esta tese, além deste capítulo, consta de mais cinco capítulos assim distribuídos:

Capítulo 2

Nesse capítulo é apresentada uma síntese das características dos agregados e ligantes relacionando-as com o desempenho da mistura asfáltica. Tendo em vista o ineditismo da pesquisa de misturas de módulo elevado no Brasil, apresenta-se um apanhado histórico da concepção e dosagem dos pavimentos franceses, possibilitando dessa forma melhor entendimento do papel dessas misturas a partir do contexto em que foi criado. Dá-se destaque às misturas de módulo elevado com seus diversos aspectos como comportamento mecânico, dosagem e desempenho em serviço. A metodologia Superpave de dosagem é sumariamente apresentada fornecendo um contraponto à filosofia francesa. Registram-se ainda algumas considerações sobre a Mecânica dos Pavimentos.

Capítulo 3

Nesse capítulo são apresentados os materiais empregados por suas características físicas e mecânicas básicas. São apresentados os agregados e ligantes utilizados e sua influência na moldagem dos corpos-de-prova. Explica-se o desenvolvimento dos ensaios, apresentando os equipamentos necessários para sua realização e os procedimentos adotados, descrevendo-se detalhadamente os principais ensaios realizados.

Capítulo 4

Nesse capítulo são apresentadas as análises dos resultados obtidos nos ensaios e dosagens dos agregados, dos cimentos asfálticos e das misturas betuminosas selecionadas para os ensaios laboratoriais. Apresenta-se em tabelas e gráficos os principais resultados obtidos neste estudo.

Capítulo 5

Nesse capítulo é apresentado um estudo mecanístico que teve como finalidade avaliar o comportamento das misturas ensaiadas, através da verificação das tensões e deformações atuantes, aplicadas em estruturas que foram comparadas a uma estrutura de um pavimento existente (em uso). Para tanto, foi selecionado um pavimento executado na Rodovia Carvalho Pinto tendo em vista suas características de corredor de tráfego pesado e a disponibilidade de ensaios dinâmicos dos materiais nela aplicados.

Capítulo 6

Nesse capítulo são apresentadas as conclusões obtidas através da análise dos resultados e as sugestões para as próximas pesquisas a serem realizadas neste assunto.

Capítulo 2

2.Revisão Bibliográfica

2.1 AGREGADOS

2.1.1 Características Gerais

Agregado é um material granular de composição mineral, como a areia, pedregulho, conchas, escória e pedra britada, que misturado a um material cimentante constitui argamassa ou concreto ou, ainda, isoladamente é usado em camadas de base, lastros ferroviários, etc (ASTM-D8).

Os agregados podem ser classificados segundo sua natureza, tamanho e graduação (DNER, 1996) em:

- Natureza:
 - agregado natural – são constituídos de grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos por processos de britagem: pedregulhos, seixos, britas, areias, etc.
 - agregado artificial – são aqueles em que os grãos são produtos ou subprodutos de processo industrial por transformação física e química do material: escória de alto forno, argila calcinada, argila expandida.
- Tamanho:
 - agregado graúdo – é o material retido na peneira nº 10 (2,0 mm): britas, cascalhos, seixos, etc.

- agregado miúdo – é o material que passa na peneira nº 10 (2,0mm) e fica retido na peneira nº 200 (0,075mm): pó de pedra, areia, etc.
- agregado (ou material) de enchimento – é o material que passa pelo menos 65% na peneira nº 200 (0,075mm): cal extinta, cimento Portland, pó de chaminé, etc.
- Graduação:
 - agregado de graduação densa – é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com quantidade de material fino, suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores.
 - agregado de graduação aberta – é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com insuficiência de material fino, para preencher os vazios entre as partículas maiores.

Quanto à natureza física o agregado, especialmente para uso em misturas asfálticas deve apresentar características diversas medidas por ensaios específicos (Marques, 2001, DNER, 1996):

- Tenacidade, Resistência Abrasiva e Dureza;
- Durabilidade e Sanidade;
- Forma da Partícula e Textura Superficial;
- Limpeza e Materiais Deletéreos;
- Afinidade ao Asfalto;
- Porosidade e Absorção;

2.1.2 Especificações

Especificação Brasileira

Os agregados para uso em Concreto Betuminoso devem apresentar as seguintes características (DNER-ES 313/97):

- Agregado graúdo – deve se constituir de fragmentos sãos, duráveis, livres de torrões de argila, e substâncias nocivas. Deverão atender aos seguintes parâmetros:
 - desgaste Los Angeles igual ou inferior a 40% (DNER-ME 035/94).
 - índice de forma superior a 0,5 (DNER-ME 086/94).
 - durabilidade inferior a 12% (DNER-ME 089/94).

- Agregado miúdo – suas partículas individuais deverão ser resistentes, apresentar moderada angulosidade, estando livre de torrões de argila e de substâncias nocivas.
 - equivalente areia igual ou superior a 55% (DNER-ME 054/94).
- Material de enchimento – quando da aplicação deverão estar seco e isento de grumos. Devem atender a seguinte granulometria (DNER-ME 083/94):

Peneira	% mínima passando
nº 40 (0,42 mm)	100
nº 80 (0,18 mm)	95
nº 200 (0,075 mm)	65

São especificadas três faixas granulométricas, A, B e C (DNER ES-313/97) numa das quais deve ser enquadrada a mistura de agregados em cada dosagem, em função da aplicação como camada de rolamento ou de ligação.

Especificação Americana (Superpave)

Em 1987, o Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária - SHRP, iniciou o desenvolvimento de um novo sistema de especificação de materiais asfálticos: Superpave (SUPERior PERFORMANCE Asphalt PAVEMENTS). É um sistema capaz de especificar materiais, projetar e analisar misturas asfálticas e prever desempenho de pavimentos (Motta et al, 1996). Quanto aos agregados, porém, não foram realizadas pesquisas e os procedimentos usuais dos vários estados americanos foram agrupados em propriedades de consenso e de origem, conforme apresentadas a seguir:

- Propriedades de Consenso

São aquelas consideradas críticas no desempenho adequado do CBUQ. São ditas de “consenso” pois foram resultado de um amplo entendimento dos diversos especialistas americanos e entidades através da comparação entre os valores de especificação e seu

uso. Os valores das propriedades de consenso variam de acordo com o nível de tráfego e posição relativa da camada na estrutura do pavimento. Essas propriedades são:

- angularidade do agregado graúdo,
- angularidade do agregado miúdo,
- partículas planas e alongadas, e
- teor de argila.

É reproduzida na Tabela 2.1 os valores especificados na AASHTO MP2-01 para estas propriedades de consenso.

Tabela 2.1 Especificação Superpave: requisitos das propriedades de consenso para agregados (AASHTO MP2-01).

Número N ¹ (10 ⁶)	Fases fraturadas Agregado Graúdo (%) mínimo		Vazios não compactados Agregado Fino (%) mínimo		Equivalente Areia (%) mínimo	Partículas Planas e Alongadas (%) máximo
	≤ 100 mm	> 100 mm	≤ 100 mm	> 100 mm		
< 0,3	55/-	-/-	-	-	40	-
0,3 a < 3	75/-	50/-	40	40	40	10
3 a < 10	85/80 ²	60/-	45	40	45	
10 a < 30	95/90	80/75	45	40	45	
≥ 30	100/100	100/100	45	45	50	

(1) Tráfego de projeto esperado na faixa de projeto para um período de 20 anos.

(2) 85/80 indica que 85% do agregado graúdo tem uma face fraturada e 80% tem duas ou mais faces fraturadas.

- Propriedades de Origem

São aquelas propriedades dependentes da origem e usadas para qualificar as fontes dos agregados. Não foram especificados valores limites, assim cada “DER” dos Estados Unidos estabelece valores particulares. São elas:

- dureza, medida pelo ensaio de abrasão Los Angeles,
- sanidade, medida pelo ataque do agregado pelo sulfato de magnésio ou sódio, e
- materiais deletéreos, cuja presença é medida por ensaio próprio.

O sistema Superpave utiliza para especificar a granulometria do agregado um gráfico onde no eixo das abscissas estão as aberturas das peneiras, em milímetro, elevado à potência de 0,45. Para que a graduação em estudo atenda aos critérios Superpave, a

curva granulométrica deve passar pelos pontos de controle e por fora da zona restrita, conforme exemplo apresentado na Figura 2.1.

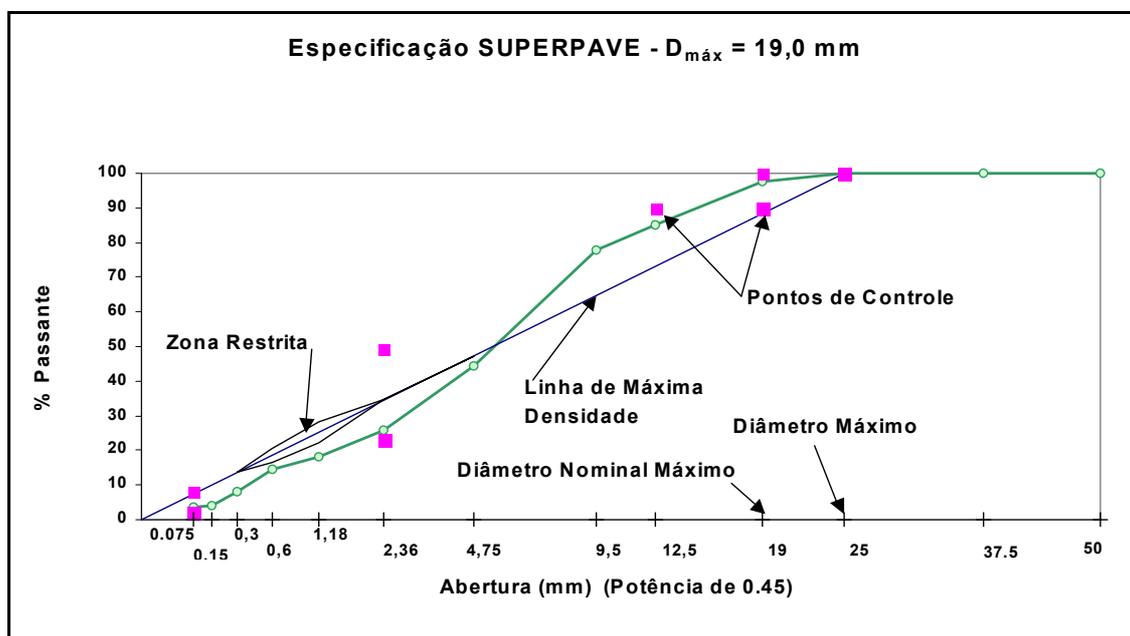


Figura 2.1 Exemplo de uma Granulometria analisada segundo a especificação Superpave para um Diâmetro Máximo Nominal de 19 mm (AASHTO MP2-01).

A zona restrita tem como objetivo evitar misturas que tenham uma proporção elevada de areia fina em relação a areia total. Uma granulometria que cruze a zona restrita tem a princípio um esqueleto mineral frágil apresentando problemas na compactação e baixa resistência à deformação permanente. Os valores especificados são reproduzidos nas Tabelas 2.2 e 2.3, com várias faixas possíveis de enquadramento dos agregados (AASHTO MP2-01).

Tabela 2.2 – Pontos de Controle conforme o Diâmetro Nominal Máximo (AASHTO MP2-01).

Abertura mm	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
50	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37,5	90	100	100	-	-	-	-	-	-	-
25	-	90	90	100	100	-	-	-	-	-
19	-	-	-	90	90	100	100	-	-	-
12,5	-	-	-	-	-	90	90	100	100	-
9,5	-	-	-	-	-	-	-	90	90	100
4,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	90
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

Obs.: Diâmetro Nominal Máximo é definido como sendo um tamanho maior do que o primeiro tamanho de peneira que retém mais de 10%.

Tabela 2.3 – Zona Restrita de acordo com o diâmetro nominal máximo (AASHTO MP2-01)

Abertura mm	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
4,75	34,7	34,7	39,5	39,5	-	-	-	-	-	-
2,36	23,3	27,3	26,8	30,8	34,6	34,6	39,1	39,1	47,2	47,2
1,18	15,5	21,5	18,1	24,1	22,3	28,3	25,6	31,6	31,6	37,6
0,6	11,7	15,7	13,6	17,6	16,7	20,7	19,1	23,1	23,5	27,5
0,3	10	10	11,4	11,4	13,7	13,7	15,5	15,5	18,7	18,7

Especificação Francesa

A especificação francesa para agregados (NF EN 13043 de out/2003) adotada pela Comunidade Européia, define diversas classes para as características dos agregados e fileres utilizados em pavimentação:

- para agregado graúdo:
 - 7 classes de acordo com a resistência à fragmentação;
 - 5 classes de acordo com a resistência ao impacto;
 - 4 classes de acordo com a abrasão superficial;
 - 5 classes de acordo com o teor de finos;
 - 6 classes de acordo com percentagem de partículas fraturadas;
 - 6 classes de acordo com a curva granulométrica;
 - 6 classes de acordo com a resistência ao polimento;
 - 8 classes de acordo com a forma;
- para agregado miúdo:
 - 5 classes de acordo com o teor de finos;
 - 4 classes de acordo com a angularidade.

O filer é classificado principalmente de acordo com sua granulometria, vazios do filer seco compactado (Rigden) e “delta Anel e Bola” (variação do ponto de amolecimento do ligante com a adição do filer).

Essas classes são genéricas, sendo que cada norma para um fim específico (misturas de módulo elevado por exemplo) apresenta as categorias que a ela se aplicam.

No caso do EME, são definidas as classes granulométricas 0/10 e 0/14. Estes valores indicam os limites em que a granulometria está contida, por exemplo, a granulometria 0/10 está contida entre a peneira 0,075mm e a peneira de 10 mm.

2.1.3 Influência no Desempenho de Misturas Asfálticas

Os agregados representam em torno de 95% em peso e 70 a 85% em volume de toda a mistura asfáltica (Instituto de Asfalto, 1989) e contribuem significativamente para o desempenho da mistura. Suas características influenciam diretamente nas propriedades volumétricas e como consequência nas propriedades de rigidez, resistência ao cisalhamento e na vida de fadiga.

A natureza mineralógica do agregado tem como principais influências no desempenho de misturas asfálticas a adesão e os danos por umidade. A ligação entre o cimento asfáltico e os agregados é melhor em certos tipo de minerais. Segundo Roberts¹ (apud MARQUES, 2001) de maneira geral, os agregados de origem de rochas graníticas como o do presente estudo, apresentam desempenho satisfatório quanto à resistência ao descolamento e adesão ao ligante, muito provavelmente devido à sua natureza básica.

Segundo MOTTA e LEITE (2000), o filer influencia as propriedades da mistura enrijecendo o ligante, aumentando o volume de ligante, alterando a resistência à água da mistura, afetando o envelhecimento e modificando a trabalhabilidade e compactação da mistura. A especificação Superpave limita o valor da relação filer/ligante efetivo para a faixa de 0,8 a 1,6 (AASHTO MP2-01).

Tem-se buscado misturas com maior resistência ao cisalhamento de forma a minimizar as deformações permanentes em camadas betuminosas. ROQUE et al. (1997) verificaram através de medidas da resistência ao cisalhamento no Compactador Giratório que a granulometria exerce influência significativa na resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Foram preparadas 18 misturas com diferentes curvas granulométricas, variando desde uma granulometria descontínua ou aberta do tipo SMA (Stone Matrix Asphalt) até uma granulometria correspondente à linha de máxima densidade. Medidas realizadas do Cisalhamento Giratório (Gs)² indicaram que a resistência ao cisalhamento de misturas

¹ ROBERTS, F.L., KANDHAL, P.S. , BROWN, E.R. et al, 1996, "Hot mix asphalt materials, mixture design and construction". NAPA Research and Education Foundation, Lanham, Maryland, 2^a ed. NCAAT.

² Gs é definido como momento cisalhante por unidade de volume ($Nm/m^3 = N/m^2 = Pa$) da amostra.

asfálticas aparenta estar diretamente relacionada às características granulométricas da fração graúda das misturas.

BROSSEAUD et al (1993) através da experiência de vários estudos desenvolvidos com o simulador de tráfego LPC, citam a influência de alguns parâmetros da mistura relacionados ao agregado na variação da sensibilidade da mistura para a formação de afundamento de trilhas de roda:

- porcentagem de vazios é um dos fatores que mais influenciam a formação de afundamento de trilhas de rodas, havendo uma faixa entre 3 e 7% em que a mistura é mais estável. O estudo apresenta um gráfico da variação do afundamento da trilha de roda com a densidade (indiretamente a porcentagem de vazios) onde verificou-se que, em todas as misturas ensaiadas, existe um nível ótimo de preenchimento intergranular pelo ligante onde a resistência à deformação permanente é alcançada pela imobilização efetiva dos grãos sem efeito lubrificante do ligante;
- a angularidade do agregado é outro fator determinante da resistência à deformação permanente. Verificou-se que a substituição, em um mistura estável, de 28% de areia proveniente de britagem por areia natural, aumentou em mais de 50% a porcentagem de afundamento de trilha de roda. Os estudos revelaram que em geral uma porcentagem maior que 30% de areia no esqueleto mineral pode aumentar enormemente a sensibilidade da mistura à formação de afundamento de trilhas de roda;
- a curva granulométrica também exerce uma certa influência com algumas tendências: reduzindo em torno de 5% a fração 0/2 há uma redução de 15 a 25% nos afundamento de trilhas de roda ao final do ensaio; o aumento da fração graúda aumenta sistematicamente a resistência à formação de afundamento de trilhas de roda; e uma descontinuidade na curva granulométrica, como por exemplo em misturas drenantes, mesmo que seja pequena (2/4 ou 4/6), há aumento na instabilidade, sendo esta uma das razões pelas quais tais misturas são utilizadas apenas em camadas esbeltas.

SOARES et al (2000) estudaram a variação das propriedades mecânicas de misturas em função da variação das faixas granulométricas de Concreto Betuminoso Usinado a Quente – CBUQ, considerando três tipos de CAP. Verificaram que para os CAP 30/45 e 50/60, a mistura na Faixa A do DNER obteve maior vida de fadiga do que a mistura na Faixa B, e esta maior do que a mistura na Faixa C, indicando que quanto mais grossa a faixa granulométrica, maior a vida de fadiga da mistura.

2.2 ASFALTOS CONVENCIONAIS E ASFALTOS DUROS

2.2.1 Características Gerais

São materiais aglutinantes, de cor escura, constituídos por misturas complexas de hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular. Originam-se do petróleo, no qual estão dissolvidos e a partir do qual podem ser obtidos, seja pela evaporação natural de depósitos localizados na superfície terrestre (asfaltos naturais), seja por destilação em unidades industriais especialmente projetadas.

Os asfaltos naturais podem ocorrer em depressões da crosta terrestre, constituindo os lagos de asfaltos (Trinidad, Bermudas), ou aparecerem impregnando os poros de algumas rochas, formando as denominadas rochas asfálticas (gilsonita e asphaltita). Encontram-se também misturados com impurezas minerais (areias e argilas), em quantidades variáveis, sendo geralmente submetidos a processos de purificação para serem aplicados em pavimentação. (IBP, 1994)

Define-se betume como a mistura de hidrocarbonetos pesados, obtidos em estado natural ou por diferentes processos físicos ou químicos, com seus derivados de consistência variável e com poder aglutinante e impermeabilizante, sendo completamente solúvel no bissulfeto de carbono CS₂. (ASTM)

O asfalto é composto em quase sua totalidade de betume, tendo mais alguns outros componentes como metais, etc.

O asfalto é reconhecido com um dos materiais de emprego mais antigo pelo homem: na Soméria, por volta de 6.000 a. C., existia uma próspera indústria naval que produzia e

usava o asfalto; já era utilizado na Mesopotâmia, em 3800 a.C. como aglomerante e como capa impermeabilizante em depósitos de água. No Egito, em 2.600 a. C., era usado em embalsamentos. Os Romanos empregavam-no na construção naval como impermeabilizante. Na antiguidade o asfalto era muitíssimo usado como argamassa nas edificações e blocos de pavimento, calafetagem de navios, e em várias aplicações de impermeabilização. Estes primeiros asfaltos ocorriam na natureza. Eram encontrados em camadas geológicas, ora como “argamassas” moles e prontamente utilizáveis, ora como veios negros duros e friáveis de formações rochosas. O asfalto mole é típico do depósito da Ilha de Trinidad, do Lago Bermudez na Venezuela e extensas ocorrências de “areias alcatroadas” no oeste do Canadá. Estes “asfaltos moles” passaram a ser conhecidos como asfaltos naturais e foram amplamente utilizados até o início do século 20. No início do século 20, a descoberta do asfalto refinado do óleo cru do petróleo e a irresistível popularidade do automóvel criou uma indústria em expansão. O asfalto parecia ser uma fonte barata e inesgotável que seria usada em estradas modernas de rolamento suave e em numerosas outras aplicações. (Instituto do Asfalto, 1989).

A produção do asfalto constitui-se como um dos produtos finais da destilação do petróleo cru no qual as frações mais leves (gasolina, querosene, diesel), são separadas do asfalto por vaporização, fracionamento e condensação (IBP, 1999). O processo de destilação ou refinação para obtenção dos asfaltos depende do tipo e rendimento em asfalto que o cru representa, podendo ser por destilação, em um ou dois estágios, ou por desasfaltação a solvente.

O primeiro estágio da destilação tem como principal etapa a passagem do petróleo cru numa torre de destilação atmosférica onde os componentes mais leves ou voláteis vaporizam-se e são retirados para novo refino e produção de nafta, querosene, gasolina e outros. O resíduo do processo da destilação atmosférica é comumente chamado de cru reduzido e pode ser usado como óleo combustível ou passar por outro processo de destilação na torre de vácuo e produzir o asfalto através de ajustes do resíduo na própria torre de vácuo. Para petróleos de baixo rendimento ou do tipo leve, além das etapas acima, inclui-se um processo de extração conhecido como desasfaltação a propano.

Os petróleos de base naftênica (pesados) são os mais adequados a produção de CAP. Por terem alto teor de resíduo asfáltico (>45% em volume), tem elevado rendimento e

por tanto necessitam apenas do estágio de destilação a vácuo. Enquadram-se nesta categoria o Boscan e Bachaquero da Venezuela e o Fazenda Belém do Brasil (SOUZA, 1995).

O processamento de petróleos intermediários é realizado em dois estágios, produzindo o resíduo de vácuo que poderá enquadrar-se nas especificações para CAP. Exemplos de petróleos intermediários são os do Oriente Médio (Árabe Médio e Pesado, Khajfi) e o brasileiro Cabuínas.

No caso de petróleos de baixo rendimento (os leves e intermediários) como no caso do Árabe Leve, é necessário além dos dois estágios de destilação, a desasfaltação a propano. Este processo de extração seletiva dá origem a um resíduo asfáltico denominado RASF. Ele tem consistência elevada e poderá ter suas características ajustadas com a adição de extratos aromáticos (IBP, 1999).

Os tipos de asfalto existentes no mercado brasileiros são denominados (LEITE, 1999):

- a) Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP);
- b) Asfaltos Diluídos;
- c) Asfaltos Emulsionados;
- d) Asfaltos Modificados;
- e) Asfaltos Oxidados ou Soprados;
- f) Agentes Rejuvenecedores.

a) Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP)

É o asfalto produzido através da refinação do petróleo com características específicas para aplicação em serviços de pavimentação. Apresenta comportamento visco-elástico e é termoplástico – torna-se líquido se aquecido e retorna ao estado original após resfriamento. As especificações brasileiras oficiais classificam o CAP quanto a sua consistência tanto pela viscosidade a 60°C (ABNT NBR-14.756/2001) quanto por penetração a 25°C (ABNT NBR-6.576/1998). Quanto a viscosidade os cimentos asfálticos podem ser classificados em três tipos: CAP-7, CAP-20 e CAP-40. Quanto a penetração podem ser classificados em quatro tipos: CAP 30/45, CAP 50/60, CAP 85/100 e CAP 150/200.

b) Asfaltos Diluídos

Um forma de eliminar a necessidade de aquecimento do CAP e mesmo assim garantir a fluidez necessária à aplicação em serviço, é a diluição dos cimentos asfálticos em solventes, obtendo-se assim os asfaltos diluídos ou *cut-backs*. Estes são classificados de acordo com o tipo de solvente e portanto o tempo de evaporação ou tempo de cura:

Tipo	Solvente
cura rápida (CR)	nafta
cura média (CM)	querosene
cura lenta (CL)	gasóleo

As classes são definidas de acordo com suas faixas de viscosidade cinemática a 60°C. No Brasil especificam-se os seguintes tipos: cura rápida, CR-70, CR-250 e de cura média, CM-30, CM-70 (LEITE, 1999).

c) Asfaltos Emulsionados

Os asfaltos emulsionados ou emulsões asfálticas também podem ser aplicadas sem a necessidade de aquecimento. São formadas por pequenas partículas, ou glóbulos de CAP (no tamanho coloidal da ordem de 5 a 10 micra ou menor), suspensas em água com agentes emulsificantes. Os agentes emulsificantes têm como finalidade favorecer a dispersão e revestir os glóbulos de betume de uma película protetora, mantendo-as em suspensão e estável. Ao fenômeno de fixação do CAP no agregado mineral dá-se o nome de ruptura. As emulsões asfálticas rompem pela evaporação da água e pelo processo de ionização da emulsão por parte do agregado. As emulsões são preparadas em moinhos coloidais com a mistura de CAP, asfalto diluído, acidulante e tensoativos. No Brasil são utilizadas emulsões catiônicas de ruptura rápida (RR), ruptura média (RM) e ruptura lenta (RL). De acordo com as características do agente emulsificante podem subdividir-se em RR-1C, RR-2C, RM-1C, RM-2C e RL-1C (LEITE, 1999). Há ainda emulsões para lama asfáltica e emulsões para microrevestimento.

d) Asfaltos Modificados

Para ampliar sua resistência, os cimentos asfálticos de petróleo podem ser modificados através de adições de asfaltos naturais como gilsonita (EUA), asphaltita (Argentina) e Asfalto de Trinidad ou ainda por adição de fileres (cal, cimento, sílica etc), fibras (fibra de vidro, asbestos, fibras de celulose e fibras poliméricas) ou por enxofre elementar. A modificação mais empregada atualmente é através do uso de polímeros (SBR, SBS, EVA, etc) e por borracha moída de pneu (LEITE, 1999). O DNIT tem uma especificação de asfalto modificado por SBS. O IBP, pela sua Comissão de Asfalto preparou especificações de asfalto e emulsão modificados por polímero em fase de aprovação.

e) Asfaltos Oxidados ou Soprados

São asfaltos aquecidos e submetidos à ação de uma corrente de ar com o objetivo de modificar suas características normais, fundamentalmente o aumento do ponto de amolecimento. Têm aplicações industriais como películas protetoras e impermeabilizantes. Os asfaltos soprados são menos dúcteis e apresentam maior resistência às variações de temperatura. A norma NBR 9910/87 da ABNT especifica os requisitos dos asfaltos soprados para impermeabilização.

f) Agentes Rejuvenecedores

O efeito da temperatura, ar, luz solar, chuva e tempo em pavimentos asfálticos propicia seu envelhecimento que resulta em enrijecimento da mistura betuminosa com o tempo. O cimento asfáltico quando envelhece aumenta sua consistência (viscosidade e ponto de amolecimento) e do ponto de vista químico aumenta o teor de asfaltenos e reduz o teor de aromáticos e resinas.

A reciclagem de pavimentos é uma técnica que visa a reutilização dos agregados e ligante do pavimento envelhecido, necessitando de agente rejuvenecedor ou agentes de reciclagem para redução da viscosidade e reposição de compostos aromáticos e resinas para recompor a natureza do ligante virgem. A reciclagem pode ser efetuada a frio ou a

quente através de adições ao material fresado de emulsões com agentes de reciclagem emulsionados ou cimentos asfálticos com agentes rejuvenecedores, respectivamente.

A especificação brasileira de agentes rejuvenecedores a quente é denominada Especificações dos aditivos asfálticos para mistura à quente – Regulamento Técnico DNC nº 04/97 – Portaria nº 44 de 29/09/97 e se baseia nas especificações ASTM. (LEITE, 1999) e é composta de seis classes: AR-1, AR-5, AR-25, AR-75, AR-250 e AR-500. Estão disponíveis no mercado brasileiro de asfalto também agentes de reciclagem emulsionados de ARE-1 a ARE-500 (IBP, 1999).

2.2.2 Propriedades Físicas, Químicas e Reológicas

As características dos cimentos asfálticos influenciam de maneira significativa o comportamento das misturas asfálticas e dessa forma é de fundamental importância o conhecimento de suas propriedades físico-químicas, químicas e reológicas. Tem-se buscado identificar correlações entre estas propriedades dos ligantes e os parâmetros de desempenho da mistura asfáltica de forma a se identificar aqueles ligantes que tenham maior aptidão para o uso em pavimentos.

As propriedades físico-químicas são correntemente medidas por ensaios empíricos bastante conhecidos no meio técnico rodoviário, e que fazem parte das especificações brasileiras que são:

- dutilidade
- viscosidade absoluta a 60°C
- ponto de amolecimento
- penetração
- envelhecimento TFOT
- perda de massa após TFOT
- viscosidade após TFOT
- ponto de amolecimento após TFOT
- penetração após TFOT

O petróleo é composto basicamente das seguintes frações (SOUZA et al., 1995):

- C₁ e C₂ – gás natural;
- C₃ e C₄ – gás liqüefeito de petróleo (glp);
- C₄ a C₁₀ – nafta (solventes e gasolina);
- C₁₁ a C₁₂ – querosene;
- C₁₃ a C₁₈ – óleo diesel;
- C₁₈ a C₂₅ – gasóleo e óleo combustível;
- C₂₅ a C₃₈ – óleos lubrificantes
- > C₃₈ – asfalto.

Onde C representa o elemento Carbono e o índice n representa o número de carbonos presentes na cadeia carbônica.

Segundo Goodrich³ (1986, apud LEITE, 1999) os cimentos asfálticos de petróleo – CAP são constituídos de 90 a 95% de hidrocarbonetos e 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais – vanádio, níquel e ferro) através de ligações covalentes. A composição química é bastante complexa, sendo depende do crú e do processo de refinação, o número de átomos de carbono por molécula varia de 20 a 120.

O CAP pode ser considerado uma dispersão coloidal de asfaltenos em saturados e aromáticos, circundados por resinas que agem como agentes peptizantes (YEN, 1984). No modelo proposto por YEN (LEITE, 1999), o CAP é um sistema coloidal, constituído pela suspensão de micelas de asfaltenos, peptizadas por resinas em meio oleoso (saturados e aromáticos), formando o equilíbrio entre moléculas, micelas e aglomerados.

Este modelo considera que os asfaltenos formam aglomerados, dando o caráter gel ao sistema, resultantes de forças intermoleculares que são mais fracas que as ligações covalentes.

O modelo estrutural do programa SHRP não considera válido o conceito de asfaltenos e maltenos de Yen e classifica os compostos constituintes do CAP em polares e não-

³ GOODRICH, J.L., 1986, **Asphalt composition tests: their application and relation to field performance** – Annual Meeting of Transp. Research Board 65.

polares. Considera a existência de forças intra e intermoleculares responsáveis pela formação de redes tridimensionais que resultam em características elásticas e viscosas. Devido ao aumento de temperatura ou por ação de forças cisalhantes, ocorre destruição de aglomerados, com conseqüente redução da elasticidade e aumento das características viscosas (LEITE, 1999).

Devido a dificuldade de se obter uma separação individual dos componentes do asfalto, vários pesquisadores desenvolveram metodologias de fracionamento químico baseadas no princípio da solubilidade, reatividade química e adsorção com a finalidade de separar conjuntos de substâncias semelhantes entre si (SOUZA et al, 1995). Os principais processos são fracionamento por solvente, precipitação química e técnicas de cromatografia.

A norma ASTM D 4124 apresenta a metodologia mais utilizada em Centros de Pesquisas da Europa e EUA para fracionamento químico (LEITE, 1999). Nos Estados Unidos o processo consiste em separar o CAP em compostos saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos (insolúveis em n-heptano). Os asfaltenos separam-se primeiro, por precipitação, com a adição de n-heptano. Os outros constituintes, denominados maltenos, solúveis em n-heptano, são separados por cromatografia de adsorção. Na Europa o método também conhecido como SARA para a separação de saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos é realizado através de cromatografia fina por alumina, muito semelhante ao contido na norma ASTM D 4124.

WHITEOAK⁴ (apud LEITE, 1999) cita que os componentes do CAP têm as seguintes propriedades:

- saturados – têm influência negativa na suscetibilidade térmica. Em maior concentração amolecem o produto;
- aromáticos – agem como plastificantes, contribuindo para a melhoria de suas propriedades físicas;
- resinas – têm influência negativa na suscetibilidade térmica, mas contribuem na melhoria da ductilidade e dispersão dos asfaltenos;

⁴ WHITEOAK, D., 1991, **The SHELL Bitumen Handbook**. 1ª ed. reprinted – Inglaterra, SHELL.

- asfaltenos – contribuem para a melhoria da suscetibilidade térmica e aumento da viscosidade.

Embora a composição química e a estrutura coloidal sejam somente auxiliares na explicação de alguns fenômenos do comportamento do CAP como ligante rodoviário, os parâmetros reológicos de CAP obtidos através de viscosímetros e reômetros de cisalhamento dinâmico apresentam correlação com ensaios de desempenho de misturas betuminosas (LEITE, 1999).

2.2.3 Reologia e Ensaio Reológicos

Reologia é definida como o estudo da deformabilidade dos materiais quando submetidos a um carregamento qualquer, levando em consideração o tempo de aplicação do carregamento (Pinto, 1991). No caso específico do asfalto, a consideração da temperatura é importante, tendo em vista ser um material termo-sensível, ou seja, sua consistência varia consideravelmente com a temperatura. Portanto, o comportamento elástico, viscoelástico e viscoso do betume é função da temperatura e do tempo de aplicação do carregamento.

O estudo do comportamento reológico dos materiais betuminosos tem por objetivo principal encontrar a relação entre deformação, tensão, tempo de aplicação da carga e temperatura. A investigação dessas propriedades concorrem para compreensão do desempenho do CAP, quando submetido a tensões provenientes do tráfego e a tensões térmicas devido a variações da temperatura ambiente (PINTO, 1991).

Na década de 50 (PINTO, 1991), Van der Poel introduziu o parâmetro módulo de rigidez (S) que caracteriza o comportamento mecânico de asfaltos quanto às tensões devido ao tráfego e tensões térmicas, buscando relacionar com características de durabilidade da mistura e de adesividade com os agregados. O módulo de rigidez (S) é definido pela seguinte expressão:

$$(S)_{t,T} = \left(\frac{\sigma}{\varepsilon} \right)_{t,T}$$

onde:

S = módulo de rigidez

σ = tensão de tração aplicada num tempo t

ε =deformação específica verificada a uma temperatura T

O líquido viscoso ideal, segundo a lei de Newton é aquele que quando submetido a uma tensão cisalhante (τ) escoou, sofrendo deformação irreversível a uma taxa de deformação ($d\gamma/dt$), através de uma relação linear e constante denominada de coeficiente de viscosidade ou simplesmente *viscosidade* (FIGURA 2.2). Os líquidos que obedecem essa lei são denominados líquidos newtonianos. Para tempos de carregamentos muito longos e temperaturas elevadas, em torno de 100°C (LEITE,1999), os CAP apresentam comportamento de líquido viscoso newtoniano.

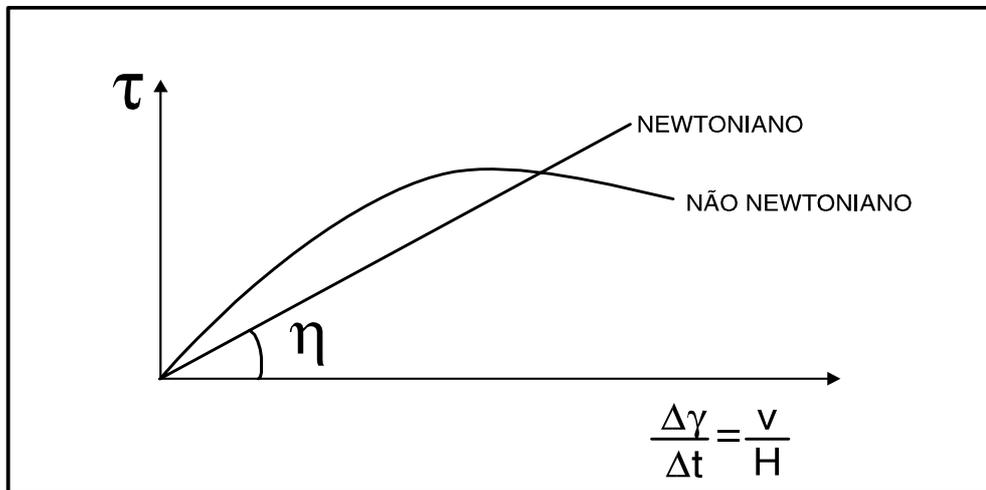


Figura 2.2 – Relação entre tensão cisalhante e taxa de deformação para líquidos viscosos newtonianos e não newtonianos.

Para temperaturas baixas ($T \leq 0^\circ C$) e carregamentos de curta duração ($t \leq 10^{-2} s$), os asfaltos puros têm um comportamento elástico, ou seja, as tensões são proporcionais às deformações e o módulo de rigidez é aproximadamente igual ao módulo de elasticidade (E), atingindo valores da ordem de $S = E = 3.000 MPa$ (PINTO, 1991).

Para temperaturas intermediárias, entre 0 e 100°C, o comportamento é viscoelástico, sendo de fundamental importância o registro da velocidade de deformação, temperatura e tempo de aplicação da carga para os quais a viscosidade é determinada. A FIGURA 2.4 resume segundo Van der Poel (Pinto, 1991) os três comportamentos apresentados pelo CAP para uma dada temperatura.

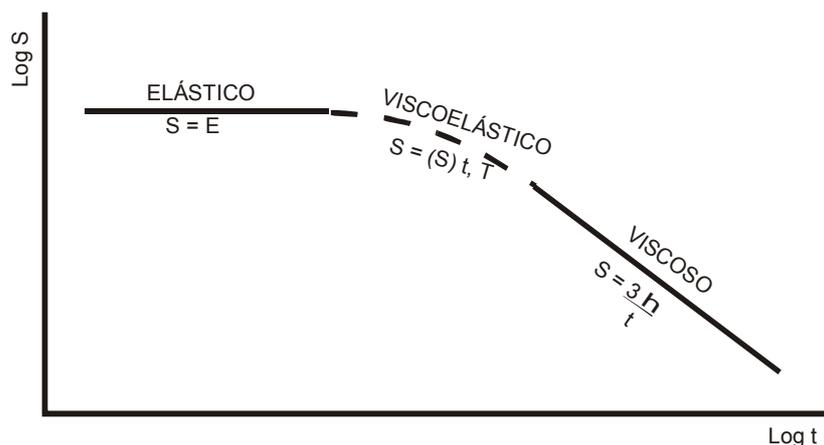


Figura 2.3 – Variação do módulo de rigidez com tempo de carga e temperatura para materiais betuminosos (PINTO, 1991).

As especificações Superpave para ligantes asfálticos se baseiam em ensaios reológicos e têm demonstrado sua aplicabilidade na pesquisa de parâmetros que possam correlacionar as características do ligante ao desempenho das misturas asfálticas em serviço. São utilizados para esse fim os seguintes equipamentos:

- reômetro de cisalhamento dinâmico – DSR (ASTM P246);
- viscosímetro rotacional – VTR (ASTM D 4402);
- reômetro de fluência em viga – BBR (ASTM P 245);
- prensa de tração direta – DDT (ASTM P 252).

O reômetro de cisalhamento dinâmico (*dinamical shear rheometer – DSR*) é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante. Este mede o módulo complexo de cisalhamento (G^*) e o ângulo de fase (δ), submetendo uma pequena quantidade de ligante a tensões de cisalhamento oscilatórias, entre duas placas paralelas. O módulo G^* pode ser relacionado com a resistência do material em diferentes velocidades de cisalhamento e o ângulo δ fornece informações sobre a razão entre a resposta elástica e viscosa durante o processo de cisalhamento (MOTTA et al, 1996). A FIGURA 2.4 apresenta um esquema de um reômetro que consta das especificações SHRP. O módulo complexo pode ser definido como:

$$G^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x}} \text{ e } \delta = \omega \cdot (\Delta t), \text{ onde:}$$

G^* = m3dulo complexo de cisalhamento;

$\tau_{m\acute{a}x}$ = m3xima tens3o de cisalhamento aplicada;

$\gamma_{m\acute{a}x}$ = m3xima deforma3o devido a tens3o de cisalhamento aplicada;

δ = 3ngulo de fase;

ω = freq3ncia angular; e

Δt = tempo de defasagem.



Figura 2.3 - Re3metro de Cisalhamento Din3mico do CENPES.

A FIGURA 2.5 apresenta de forma esquem3tica os valores de G^* e δ medidos pelo DSR, como resposta a uma deforma3o cisalhante de uma amostra. Nesta ilustra3o, a resposta 3 deforma3o cisalhante de uma amostra de ligante est3 “defasada” em rela3o 3 tens3o aplicada por um certo intervalo de tempo Δt .

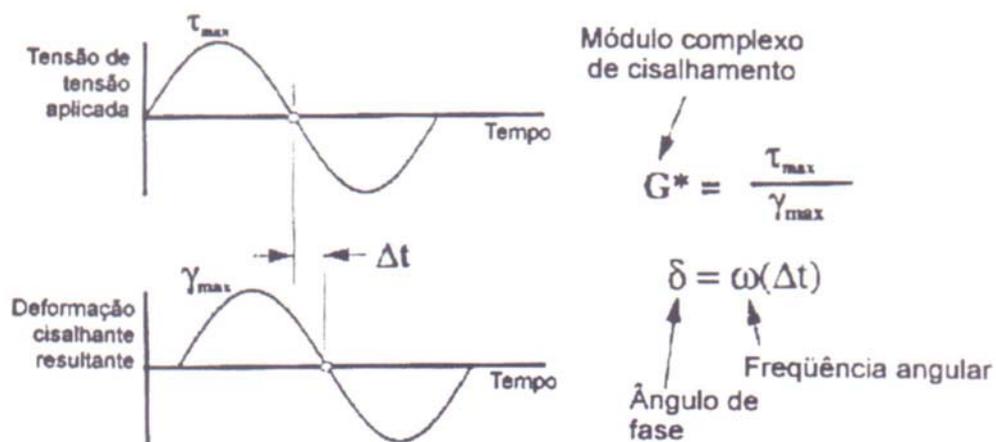


Figura 2.4 – C3lculo do M3dulo Complexo de Cisalhamento G^* e do 3ngulo de fase δ (MOTTA et al, 1996).

Este intervalo de tempo representa o atraso na deformação obtida. A fase em atraso é expressa em medida angular como o tempo de atraso (Δt) multiplicado pela frequência angular (ω) para atingir o ângulo de fase (δ). Para materiais completamente elásticos, não existe atraso entre a tensão cisalhante aplicada e a deformação cisalhante obtida, sendo δ igual a 0° . Para materiais totalmente viscosos, a deformação obtida está completamente defasada e δ vale 90° . Materiais viscoelásticos, tais como ligantes asfálticos, possuem ângulo de fase variando entre 0° e 90° , dependendo da temperatura.

A altas temperaturas δ tende a 90° e a baixas temperaturas δ tende a 0° . A especificação de ligante usa o parâmetro $G^*/\sin\delta$ para temperaturas altas ($>46^\circ\text{C}$), $G^*\sin\delta$ para temperaturas intermediárias (entre 7°C e 34°C) como forma de controlar a rigidez do asfalto (MOTTA et al, 1996).

Controlando a rigidez a altas temperaturas, a especificação de ligante assegura que o asfalto forneça resistência ao cisalhamento global da mistura em termos de elasticidade a altas temperaturas. Da mesma forma, a especificação assegura que o ligante não contribua para o trincamento por fadiga controlando sua rigidez a temperaturas intermediárias.

O viscosímetro rotacional (*Rotational Viscometer* – RTV) caracteriza a rigidez do asfalto a 135°C , na qual age quase que inteiramente como um fluido viscoso. É um viscosímetro rotacional de cilindros coaxiais, que mede a viscosidade através do torque necessário para rodar um *spindle* imerso na amostra de asfalto quente (FIGURA 2.6), à velocidade constante. A especificação de ligante requer que este tenha uma viscosidade inferior a 3 Pa.s (3000 cP) a 135°C . Isto assegura que o ligante pode ser bombeado e facilmente usinado (MOTTA et al, 1996).

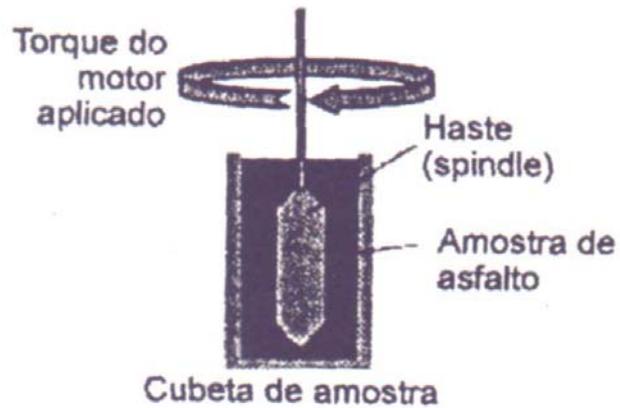


Figura 2.5 – Detalhe do Viscosímetro Rotacional Brookfield do CENPES.

O reômetro de fluência de viga (*Bending Beam Rheometer – BBR*) é usado na caracterização da rigidez do ligante a baixa temperatura. Este mede a rigidez estática (S) e o logaritmo do módulo de relação (m). Estas propriedades são determinadas a partir da resposta ao carregamento estático (*creep*) sobre uma vigota de ligante a baixas temperaturas (FIGURA 2.7). Conhecendo-se a carga aplicada sobre a vigota e medindo-se a deflexão ao longo do teste, a rigidez estática pode ser determinada, usando-se os fundamentos da mecânica. A especificação de ligante estabelece limites para S e m em função do clima onde o ligante será usado. Ligantes que possuam baixa rigidez estática não trincarão em clima frio. De igual forma, ligantes que possuam altos valores de m , são mais eficientes na dissipação das tensões formadas durante a contração do ligante, quando a temperatura do pavimento cai abruptamente, minimizando a formação de trincas e fissuras (MOTTA et al, 1996).

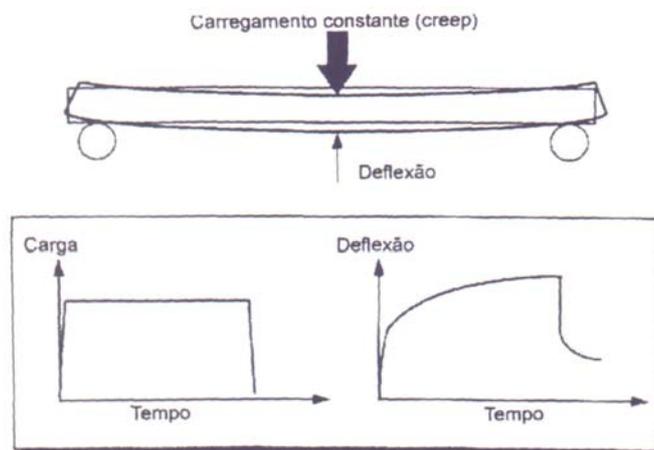


Figura 2.6 – Reômetro de fluência em viga (MOTTA et al, 1996).

Alguns ligantes, particularmente alguns modificados com polímero, podem exibir uma rigidez estática a baixa temperatura maior do que o desejado. Entretanto, estes podem não trincar devido a capacidade de deformar sem romper a baixa temperatura do polímero. Desta forma, a especificação permite que o ligante possua uma rigidez maior, desde que se comprove, através do teste de tração direta (*Direct Tension Test – DDT*), que este possui ductilidade suficiente a baixas temperaturas. A resposta do DDT é a tensão de deformação na fratura, que é medido a partir do estiramento de uma amostra, com formato de gravatinha, a baixa temperatura, até que esta rompa (FIGURA 2.8). De modo semelhante ao BBR, o DDT assegura que a resistência a ruptura do ligante, a baixa temperatura, seja minimizada.

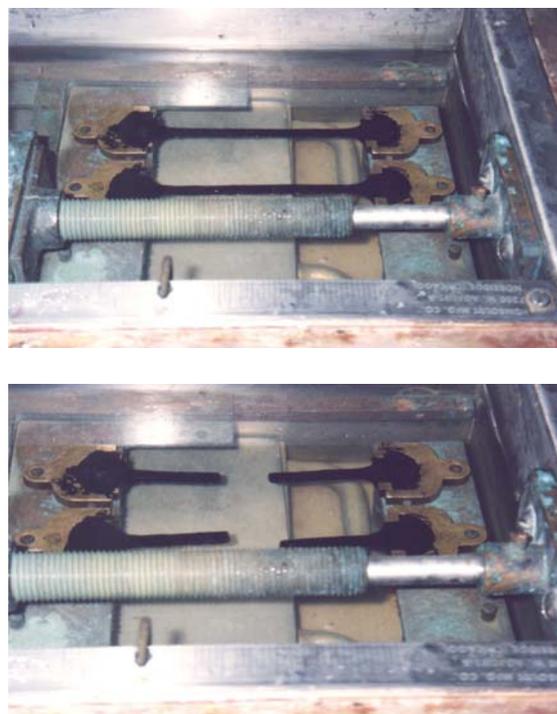
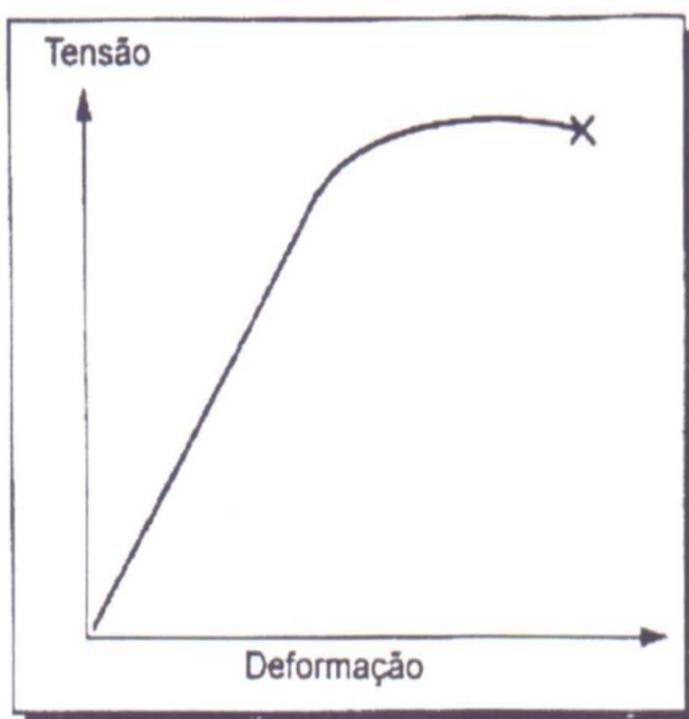


Figura 2.7 – Teste de Tração Direta (MOTTA et al, 1996).

O principal objetivo de se usar ensaios reológicos na especificação de ligantes é identificar correlações confiáveis entre as propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos com o desempenho da mistura em serviço e, a partir desses ensaios, obter previsões da vida de fadiga, resistência à deformação permanente e resistência às trincas térmicas dos concretos asfálticos que são os defeitos estruturais predominantes nas pavimentações asfálticas.

Na especificação de ligantes baseada no desempenho (SHRP), o valor de $G^* \sin \delta$ medido na faixa de viscoelasticidade linear, é usado para caracterizar o comportamento à fadiga do ligante. No entanto várias pesquisas em andamento têm criticado o uso desse parâmetro como um requisito para a previsão do desempenho das misturas em serviço (PLANCHE et al, 2003).

Pesquisadores do Nynas Petroleum, (HILDE & BERNARD, 2000) avaliaram um método para medir a resistência à fadiga de ligantes betuminosos utilizando o Reômetro de Cisalhamento Dinâmico – DSR. Foram realizados ensaios de fadiga a tensão controlada e a deformação controlada em ligantes originários de um mesmo cru mas de diferentes consistência, além de asfaltos modificados por polímeros, com amostras virgens, com envelhecimento de curto prazo (após RTFOT) e com envelhecimento de longo prazo (RTFOT e PAV). Foi proposto um método que correlaciona o módulo complexo (G^*) e o tempo (número de ciclos), determinando-se a vida de fadiga do ligante quando a rigidez (G^*) é reduzida em 50% de seu valor inicial. Todas as amostras foram ensaiadas com uma frequência de 50Hz e uma rigidez inicial de 20MPa para G^* , as temperaturas foram adaptadas para cada ligante em função de sua consistência. Os asfaltos puros com diferentes valores de penetração apresentaram praticamente a mesma curva de fadiga, ensaiados com um mesmo valor do módulo complexo G^* .

Não foi possível obter uma correlação aceitável com o parâmetro do SHRP para fadiga, $G^* \sin \delta$. Foi identificado uma boa correlação entre as curvas de fadiga dos ligantes puros e as curvas de fadiga das misturas ensaiadas sob as mesmas temperaturas, identificando-se um fator de 100 vezes entre as deformações do ligante e as deformações da mistura para uma mesma vida de fadiga assim como acontece entre as misturas ensaiadas em laboratório e as deformações reais em campo/serviço. No entanto são necessários estudos complementares de laboratório e validação de campo para demonstrar a acurácia destes ensaios medirem as propriedades relacionadas com o desempenho em serviço (VANELSTRAETE & TEUGELS, 2003).

A partir dos dados obtidos de uma pesquisa conjunta entre Nynas Bitumen e Belgian Road Research Centre desenvolvida com o objetivo de identificar um sistema de avaliação de desempenho para ligantes, vários parâmetros reológicos propostos na literatura foram estudados (δ , G^* , $1/G^*$, $G^* \sin \delta$, $\tan \delta$, susceptibilidade ao

cisalhamento da viscosidade e susceptibilidade ao cisalhamento do ângulo de fase) foram analisadas e nenhum destes parâmetros apresentou uma correlação aceitável com a fadiga da mistura (VANELSTRAETE & TEUGELS, 2003).

Vários estudos têm mostrado a existência de boa correlação entre o parâmetro $G^*/\sin \delta$ com a resistência à deformação permanente de misturas a altas temperaturas, com exceção para ligantes modificados por SBS que podem ter seu desempenho ao afundamento subestimados (DESMAZES et al., 2000). É importante salientar que a resistência a deformação permanente de uma dada mistura depende da composição total da mistura. Além do tipo e da quantidade do ligante, o esqueleto granular e a interação entre o ligante e o agregado são elementos importantes para a definição da resistência à deformação permanente, não sendo portanto suficiente apenas a indicação do comportamento do ligante (VANELSTRAETE & TEUGELS, 2003).

Existem várias pesquisas em andamento que indicam outros critérios para especificar a resistência à deformação permanente como por exemplo a deformação acumulada e a viscosidade de cisalhamento zero podendo esta ser obtida a partir de ensaios de creep estático ou dinâmico (HIR et al., 2003).

A Viscosidade de Cisalhamento Zero (*ZSV-Zero Shear Viscosity*), η_o é uma propriedade intrínseca de um ligante. A baixíssimas taxas de cisalhamento estruturas deformam tão lentamente podendo adaptar-se continuamente, mantendo uma situação próxima ao equilíbrio e sem criar nenhuma mudança estrutural mesmo que ocorra elevado cisalhamento. Nestas condições e a uma dada temperatura, a viscosidade de um líquido viscoelástico tem um valor limite. Este valor é chamado de Viscosidade de Cisalhamento Zero (η_o) – ZSV (DESMAZES et al., 2000)

O ensaio com o reômetro de fluência em viga (BBR) é apropriado para a previsão do comportamento a baixas temperaturas, tanto para ligantes puros quanto para modificados por polímeros. A máxima temperatura resultante de $S(s)=300\text{MPa}$ ou $m(60s)=0,3$ pode ser usado como um indicador de desempenho adequado para este defeito (VANELSTRAETE & TEUGELS, 2003).

2.2.4 Asfaltos Modificados por Polímeros

O uso de asfaltos modificados por polímeros em rodovias teve impulso a partir de 1970, na Europa, notadamente na Alemanha. Misturas asfálticas em que polietileno era misturado ao ligante, foram utilizadas em rodovias na Áustria e na Itália nesta época.

O crescente poder destrutivo do tráfego nas auto-estradas aliado a crise do petróleo de 1973 e 1979 foram os principais fatores no desenvolvimento de asfaltos modificados. A necessidade da redução dos custos de construção e de manutenção levaram a busca de soluções inovadoras, em particular para a manutenção de capas de rolamento delgadas de elevada durabilidade, tendo seu uso comercial se difundido nos anos 80. O uso de asfaltos modificados por polímeros no Brasil teve seu início em meados dos anos 90 (AIPCR, 1999).

As principais propriedades físicas dos cimentos asfálticos relacionadas com o desempenho de campo que são sensivelmente melhoradas com o uso de polímeros são o aumento da coesão, da adesão, da elasticidade e redução da sensibilidade à temperatura. Estas propriedades se refletem no aumento da vida de fadiga, redução de deformação permanente, e diminuição da susceptibilidade a trincas térmicas. Estas melhorias estão relacionadas com a escolha do polímero, sua concentração e compatibilidade com o cimento asfáltico (JAIN et al., 1992).

Asfaltos Modificados por Polímeros (AMP) são asfaltos cujas propriedades tenham sido modificadas pelo uso de agentes químicos que alteram sua estrutura química e/ou suas propriedades físicas e mecânicas. Estes ligantes são produzidos em plantas industriais distantes do canteiro ou por unidades móveis, imediatamente antes da mistura na usina de concreto asfáltico (AIPCR, 1999).

Os polímeros são macromoléculas (moléculas gigantes com pelo menos 1000 átomos unidos por ligações covalentes) sintéticas e estruturalmente simples, consistindo de unidades repetidas, denominadas monômeros. São divididos em termorrígidos e termoplásticos. Os termoplásticos quando aquecidos tornam-se maleáveis reversivelmente, podendo ser incorporados aos asfaltos a altas temperaturas (LEITE, 1999).

Os polímeros termoplásticos são divididos em dois grupos: elastômeros e plastômeros. Na temperatura de serviço suas propriedades podem diferir particularmente com relação a rigidez, deformabilidade e resistência ao impacto. Deve ser observado no entanto que estes dois grupos produzem uma variedade de materiais que tem natureza variável entre elastômera ou plástica de acordo com a proporção das fases rígidas e flexíveis na matriz polimérica (AIPCR, 1999).

A modificação de CAP com elastômeros produz ligantes conhecidos como asfaltos elastoméricos. Em geral consiste de uma mistura física, mas pode também ocorrer ligações cruzadas. Vários tipos de homopolímeros e copolímeros podem ser usados. Os mais comuns pertencem ao grupo copolímeros estireno-butadieno. Estes podem ser copolímeros randômicos (SBR), copolímeros em diblocos (SB) ou triblocos (SBS). Os triblocos podem ser lineares ou estrelados ou ainda parcialmente hidrogenados (SEBS). São ocasionalmente utilizados os copolímeros estireno-isopreno (SIS), terpolímeros (EPDM) e policloroprenos e polímeros SBS carboxilados.

Copolímeros de etileno tais como EVA (copolímeros de etileno e vinil acetato), EMA (copolímeros de etileno e metil acrilato) e EBA (copolímeros de etileno e acrilato butila) são usados em aplicações rodoviárias. Usam-se ainda associações de EVA com SBS ou SIS.

LEITE (1999) verificou através de estudos experimentais que à medida que se eleva o teor de EVA na mistura com CAP 20, há uma diminuição da penetração, diminuição da viscosidade a 135 °C, aumento do ponto de amolecimento, aumento da resistência à deformação antes do RTFOT e da resistência à fadiga. Quanto aos problemas de fadiga devido às trincas térmicas, apesar de apresentar um retorno elástico menor que o asfalto modificado por SBS, o AMP EVA, não diminui a possibilidade de uso no Brasil devido a inexistência de temperaturas extremamente baixas como ocorre em países europeus.

Quanto ao envelhecimento, os asfaltos modificados por EVA são mais resistentes, apresentando uma diminuição do ângulo de fase, conseqüentemente ganho de elasticidade ao invés de perda observada nos asfaltos modificados por SBS. Esse comportamento pode estar relacionado com as duplas ligações butadiênicas que se

oxidam e/ou se quebram com o ar e o aquecimento provocando a degradação do SBS. Essas duplas ligações não ocorrem no EVA.

ISACSSON & LU (2000) confirmam que para asfaltos plastoméricos, após envelhecimento, há um aumento do módulo complexo e diminuição do ângulo de fase. Por outro lado, para asfaltos modificados por SBS, há diminuição do módulo complexo e aumento do ângulo de fase. Existe uma significativa diferença entre os polímeros a altas temperaturas no que diz respeito à resistência a degradação.

É importante conhecer a viscosidade de asfaltos modificados de modo a estimar a temperatura de bombeamento, mistura, espalhamento e aplicação. Normalmente a viscosidade é determinada a 135°C, mas como a esta temperatura muitos asfaltos modificados não são newtonianos, este teste deve ser feito a temperaturas mais altas.

A maior parte dos polímeros usados em modificação de asfalto causam aumento da viscosidade a altas temperaturas. Assim sendo os procedimentos convencionais de determinação da temperatura de mistura e compactação a partir da viscosidade resultam em temperaturas demasiadamente altas, tornando a mistura e compactação de asfaltos modificados impraticáveis e até mesmo impossíveis de serem obtidas em determinadas usinas de asfalto (LEITE, 1999).

Zansotto⁵ (apud LEITE, 1999) mostra que a temperatura para usinagem e compactação apropriada de asfaltos modificados por polímeros é apenas parte das que se obtém por procedimentos convencionais. Isso se deve em parte ao escoamento pseudoplástico dos asfaltos modificados.

Segundo SHENOY (2001) a escolha da temperatura de usinagem para asfaltos modificados por polímeros deve levar em consideração os seguintes critérios:

1. a temperatura deve ser alta o suficiente para que:
a viscosidade do ligante seja o mais independente da taxa de cisalhamento quanto possível;

⁵ ZANZOTTO, L. et al, 1989, "On some practical aspects of using polymers asphalts in hot mixes. In: **Proceedings of Canadian Technical Asphalt Association**. vol. 34, pp 20-40.

- o ligante tenha boa fluidez para promover um recobrimento uniforme do agregado durante a mistura;
- a mistura deve estar acima de 85°C durante o espalhamento e compactação.
- 2. a temperatura deve ser baixa o suficiente para assegurar que:
 - não haja degradação do polímero;
 - não haja envelhecimento acelerado do asfalto devido a exposição ao calor e ar.
- 3. A temperatura deve ser apropriada para garantir elevada qualidade da mistura.

2.2.5 Ligantes Duros

Ligantes duros são aqueles que têm uma penetração menor do que $25 \times 10^{-1} \text{ mm}$ a 25°C. A AIPCR (1999) classifica em três grupos: 10/20 e 15/25 e 5/10 cujas características típicas de ligante duros são apresentadas na TABELA 2.4. A norma EN 12591 classifica em dois tipos 10/20 e 15/25, as especificações dos ligantes duros estão contidas na norma CEN TC 19 WI 204 de março/2000 (TABELA 2.10)

Tabela 2.4 – Características de ligantes duros sem envelhecimento (AIPCR, 1999)

Característica	15/25	10/20	5/10
penetração a 25°C (1/10mm)	21	10/20	6
Ponto de amolecimento, T_{BA} (°C)	66	62/72	87
Índice de Penetração Pfeiffer	+0,2	+0,5	+1,0
Viscosidade Cinemática a 170°C (mm ² /s)	420	500	590
Módulo Complexo a 7,8 Hz (MPa)			
a 0 °C	425	700	980
a 10 °C	180	300	570
a 20 °C	70	110	300
a 60 °C	0,7	0,4	7

Os ligantes duros têm a finalidade de combater a deformação permanente, aumentar a capacidade de carga e reduzir a espessura do pavimento. As primeiras experiências com asfaltos duros semi-soprados em misturas asfálticas foram desanimadoras. Obtinha-se um aumento na resistência à deformação permanente mas em contrapartida havia uma elevada susceptibilidade ao trincamento. Devido aos avanços nas refinarias, ligantes duros podem hoje ser obtidos diretamente por destilação, produzindo um ligante menos susceptível ao envelhecimento e portanto, menos susceptível ao trincamento (AIPCR, 1999).

O desenvolvimento nas técnicas de refino e um considerável avanço no entendimento das causas do trincamento, tem levado ao reaparecimento de asfaltos duros para uso em pavimentação. As trincas ainda são um problema em potencial, no entanto, a combinação do aperfeiçoamento do processo produtivo e melhor entendimento das restrições de uso, têm difundido o uso dos ligantes duros.

Ligantes duros são geralmente aplicados em bases negras e camadas de ligação, o ligante 15/25 pode ser usado em camada de rolamento em condições favoráveis: espessura maior que 5 cm, baixas deflexões nas camadas de fundação e temperaturas mínimas variando entre 0 e -10°C . Devido à sua elevada viscosidade/rigidez, a compactação torna-se um fator importante no comportamento quanto a resistência à fadiga, indicando-se temperaturas de usinagem e compactação em torno de 20°C acima das temperaturas dos ligantes convencionais (AIPCR, 1999). A TABELA 2.5 mostra as características de alguns ligantes duros produzidos na França para uso em misturas de módulo elevado.

Tabela 2.5 – Características de ligantes duros produzidos na França para emprego em Misturas de Módulo Elevado (AIPCR, 1999).

Ligante não envelhecido									
Pen. a 25°C	0,1 mm	15/25	15/25	10/25	10/20	10/20	10/20	10/20	10/20
T_{BA}	$^{\circ}\text{C}$	60/72	64/72	55/75	60/74	60/74	64/74	65/80	75/85
IP (LCPC)		0/1	0/1,5	1,3	+0,4	+0,4	-0,20	0/1	2,1
P. R. Frass	$^{\circ}\text{C}$	-6	-8	-6	-5	-6	+3	-3	+2
Módulo E (7,8Hz; 25°C)	MPa	54	40	34	60	56	61	66	55
ângulo de fase(7,8Hz; 25°C)	$^{\circ}$	37	39	38	35	29	34	-	36
Módulo E (7,8Hz; 60°C)	MPa	0,6	0,6	0,5	0,9	0,9	0,6	1	1,4
ângulo de fase(7,8Hz; 60°C)	$^{\circ}$	64	62	63	62	64	64	59	56
Módulo E (250Hz; 25°C)	MPa	6	6	5	8	9	7	10	10
ângulo de fase(250Hz; 25°C)	$^{\circ}$	63	56	57	59	60	67	61	53
Ligante após RTFOT									
Pen. a 25°C	0,1 mm	11	17	18		7/13			
Penetração residual	%	69	83	86					
T_{BA}	$^{\circ}\text{C}$	75	72	74		62/76			
Aumento de T_{BA}	$^{\circ}\text{C}$	11,5	6	6					
P. R. Frass	$^{\circ}\text{C}$	-4	-6	-6		0/+4			
Aumento de P. R. Frass	$^{\circ}\text{C}$	+2	+2	0					
Módulo E (7,8Hz; 25°C)	MPa	71	39	39					
ângulo de fase(7,8Hz; 25°C)	$^{\circ}$	28	35	36					
Módulo E (7,8Hz; 60°C)	MPa	1,2	0,72	0,7					
ângulo de fase(7,8Hz; 60°C)	$^{\circ}$	60	58	58					
Módulo E (250Hz; 25°C)	MPa	10	6	6					
ângulo de fase (250Hz; 25°C)	$^{\circ}$	53	54	54		47			

PERALTA et al (2000) estudaram 12 ligantes duros sem polímeros de diferentes origens, com penetração variando de 14 a 24×10^{-1} mm e ponto de amolecimento entre 85,2 a 55,1 °C. Foram realizados ensaios de resistência a deformação plástica, módulos dinâmicos e comportamento à fadiga das misturas preparadas com estes ligantes e comparadas com as propriedades dos ligantes. Foi identificado uma boa correlação entre os ensaios da mistura e o índice de penetração dos ligantes.

2.2.6 Cimentos Asfálticos Brasileiros

Como já comentado os cimentos asfálticos brasileiros são classificados tanto com base na viscosidade quanto no ensaio de penetração. A classificação por penetração aplica-se aos cimentos asfálticos CAP 30/45, CAP 50/60, CAP 85/100 e CAP 150/200 que são produzidos na Fábrica de Lubrificantes do Nordeste – LUBNOR (CE), na Refinaria Landulfo Alves Mataripe – RLAM (BA), e na REFAP, obtidos a partir de petróleos venezuelanos até 2003. A classificação por viscosidade cinemática a 60°C aplica-se aos cimentos asfálticos CAP-7, CAP-20 e CAP-40, obtidos a partir de petróleos brasileiros, argentinos, árabes e venezuelanos. Em 2004 está em discussão uma nova especificação de CAP para o Brasil e praticamente só se processa petróleo nacional.

Existem hoje no Brasil um total de 12 refinarias mas só 9 produzem diferentes tipos de cimento asfáltico de acordo com as exigências dos mercados consumidores. A FIGURA 2.9 e a TABELA 2.6 relacionam as refinarias e suas principais características.

As especificações têm por objetivo definir critérios/parâmetros para a produção e utilização, definindo faixas de aceitação baseadas em ensaios físicos, químicos e mecânicos normatizados. A seguir é reproduzido nas TABELAS 2.7 e 2.8 as especificações para cimento asfáltico de petróleo de acordo com o Regulamento Técnico 01/91 – Rev.02-DNC.



REMAN: Refinaria de Manaus (Isaac Dabba), Manaus / AM
 LUBNOR: Fábrica de Lubrificantes do Nordeste, Fortaleza / CE
 RLAM: Refinaria Landulpho Alves, Mataripe / BA
 RGAP: Refinaria Gabriel Passos, Betim / MG
 MANGUINHOS: Refinaria de Petróleo de Manguinhos S.A. / RJ
 REDUC: Refinaria Duque de Caxias, Duque de Caxias / RJ
 RPBC: Refinaria Presidente Bernardes / SP
 REVAP: Refinaria Henrique Lage, São José dos Campos / SP
 RECAP: Refinaria de Capuava / SP
 REPLAN: Refinaria do Planalto, Paulínia / SP
 REPAR: Refinaria Presidente Getúlio Vargas, Araucária / PR
 SIX: Superintendência da Industrialização do Xisto, São Mateus do Sul / PR

Figura 2.8 – Refinarias de petróleo no Brasil (Jorge Soares, 2003 - Notas de Aula).

Tabela 2.6 – Distribuição das refinarias produtoras de Cimento Asfáltico de Petróleo.

	REFINARIA	LOCAL	UNIDADES	TIPOS DE CAP
01 – REDUC	Ref. Duque de Caxias	Duque de Caxias – RJ	1, 2 e 3	CAP-20, CAP-40
02 – REFAP	Ref. Alberto Pasquali	Canoas – RS	1 e 2	CAP-20
03 – REPLAN	Ref. do Planalto	Paulínia – SP	1 e 2	CAP-20
04 – REVAP	Ref. Henrique Lage	São José dos Campos – SP	1, 2 e 3	CAP-7, CAP-20
05 – RLAM	Ref. Landulpho Alves	Mataripe – BA	2	CAP 85/100, CAP 50/60
06 – REGAP	Ref. Gabriel Passos	Betim – MG	1 e 2	CAP-20
07 – LUBNOR	Ref. Lubrificantes do Nordeste	Fortaleza – CE		CAP 85/100, CAP 50/60
08 – REMAN	Ref. de Manaus	Manaus – AM	1 e 2	CAP-20
09 – REPISA	Ref. Ipiranga	Rio Grande – RS	-	-
10 – REPAR	Ref. Pres. Getúlio Vargas	Araucária – PR	1 e 2	CAP-20, CAP-40
11 – RECAP	Ref. Capuava	Capuava – SP	-	-
12 – RPBC	Ref. Pres. Bernardes	Cubatão – SP	2	-

1 – Destilação atmosférica

2 – Destilação a vácuo

3 – Deasfaltação a propano

Fonte: IBP, 1999; SOUZA, 1995

Tabela 2.7 – Especificação para Cimento Asfáltico de Petróleo - Classificação por Viscosidade.

CARACTERÍSTICAS	UNID.	VALORES			MÉTODOS	
		CAP-7	CAP-20	CAP-40	ABNT	ASTM
Viscosidade a 60°C	P	700 a 1500	2000 a 3500	4000 a 8000	MB-827	D 2171
Viscosidade Saybolt Furol:						
a 135°C	S	100 mín	120 mín	170 mín	MB-517	E 102
a 177°C	s	15 a 60	30 a 150	40 a 150		D 2170 e
Efeito do calor e do ar (ECA) a 163°C por 5h:						D2161(1)
Variação em massa	%	1,0 máx	1,0 máx	1,0 máx	MB-425	D 1757
Relação de Viscosidade		4,0 máx	4,0 máx	4,0 máx	(2)	-
Ductilidade a 25°C	cm	50 mín	20 mín	10 mín	MB-167	D 113
Índice de susceptibilidade térmica		(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(3)	-
penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1mm	90 mín	50 mín	30 mín	MB-107	D 5
Ponto de fulgor	°C	220 mín	235 mín	235 mín	MB-50	D 92
Solubilidade em tricloroetileno	% massa	99,5 mín	99,5 mín	99,5 mín	MB-166	D 2042

O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175°C.

Esta tabela não se aplica aos tipo de CAP produzidos pela LUBNOR, RLAM e REFAP.

(1) Permitida sua determinação pelo método ASTM D 2170 e sua posterior conversão pelo método ASTM D 2161

(2) Relação de viscosidade = $\frac{VIS. \text{ a } 60^{\circ}\text{C (poise) depois ECA}}{VIS. \text{ a } 60^{\circ}\text{C (poise) antes ECA}}$

(3) Índice de susceptibilidade = $\frac{500 * \text{LOG(PEN)} + 20 * (t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - 50 * \text{LOG(PEN)} + (t^{\circ}\text{C})}$

onde (t°C) = Ponto de amolecimento. MB-164

Tabela 2.8 - Especificação para Cimento Asfáltico de Petróleo - Classificação por Penetração.

CARACTERÍSTICAS	UNID.	VALORES				MÉTODOS	
		CAP 30/45	CAP 50/60	CAP 85/100	CAP 150/200	ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1mm	30 a 45	50 a 60	85 a 100	150 a 200	MB-107	D 5
Ductilidade a 25°C	cm	60 mín.	60 mín	100 mín	100 mín	MB-167	D 113
Efeito do calor e do ar (ECA) a 163°C por 5h:							
penetração (100g, 5s, 25°C)	(1)	50 mín.	50 mín	47 mín	40 mín	MB-107	D 5
Variação em massa	%	1,0 máx.	1,0 máx	1,0 máx	1,0 máx	MB-425	D 1757
Índice de susceptibilidade térmica		(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(3)	-
Ponto de fulgor	°C	235 mín	235 mín	235 mín	220 mín	MB-50	D 92
Solubilidade em tricloroetileno	% massa	99,5 mín	99,5 mín	99,5 mín	99,5 mín	MB-166	D 2042
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C	S	110 mín	110 mín	85 mín	70 mín	MB-517	E 102
							D 2170 e
							D 2161 (3)

O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175°C.

Esta tabela se aplica aos tipo de CAP produzidos pela LUBNOR, RLAM e REFAP.

(1) % da penetração original

(2) Índice de susceptibilidade = $\frac{500 * \text{LOG(PEN)} + 20 * (t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - 50 * \text{LOG(PEN)} + (t^{\circ}\text{C})}$

onde (t°C) = Ponto de amolecimento. MB-164

(3) Permitida sua determinação pelo método ASTM D 2170 e sua posterior conversão pelo método ASTM D 2161

Estas especificações encontram-se em fase de revisão para uma classificação única por penetração. Essa nova classificação busca maior simplicidade e uniformização da linguagem (é mundialmente adotada) além de evitar as sobreposições existentes nas faixas atuais. Os ligantes duros também deveriam fazer parte de nossas especificações tendo em vista que estes apresentam maior afinidade ao clima tropical (mesmo a elevadas temperaturas, estes apresentam bom comportamento quanto às deformações plásticas). O DNER tem especificação para asfalto modificado por polímero SBS, e encontra-se em desenvolvimento na Comissão de Asfalto do IBP.

2.2.7 Especificações Internacionais

Especificação Americana (Superpave)

O novo sistema de especificação de ligante asfáltico, dentro do Método Superpave, é baseado em ensaios reológicos com requisitos relacionados ao desempenho em serviço. São realizados ensaios reológicos com o emprego de reômetros de fluência em viga – BBR e reômetros de cisalhamento dinâmico – DSR e não mais os ensaios empíricos. Os ensaios são realizados no ligante original, no ligante após envelhecimento em estufa de filme fino rotativo – RTFOT que simula o envelhecimento ocorrido durante a usinagem da mistura e após envelhecimento em estufa em vaso sob pressão de ar – PAV que simula o envelhecimento em dez anos de serviço (LEITE et al.,2002).

A seleção do ligante apropriado é realizada a partir do clima e da temperatura no pavimento onde o ligante será aplicado. Os requisitos das propriedades físicas e viscoelásticas são constantes para todos os ligantes. Exemplo: a rigidez de um ligante não envelhecido ($G^*/\text{sen}\delta$) deve ser no mínimo de 1,0 kPa para todos os ligantes. O que determinará a escolha do ligante adequado é a temperatura em que os resultados dos ensaios atendem ao requisito. A partir dessa classificação os ligantes são agrupados de acordo com seu Grau de Desempenho PG (*Performance Grade*) numa faixa de temperatura, como por exemplo um ligante com PG 64-22 significa que o ligante possui propriedades físicas adequadas na faixa de temperatura entre -22°C e +64°C.

LEITE e TONIAL (1994) realizaram estudos para adaptação das especificações SUPERPAVE de ligantes às condições brasileiras. Efetuaram-se um levantamento das

temperaturas do ar mínimas e máximas absolutas, baseado nas “Normais Climatológicas de 1961 a 1990” que contém dados de 209 estações climatológicas brasileiras. Estas temperaturas serviram de base para estimativa de temperaturas de acordo com a Equação 2.1, e conseqüentemente para estimativa do grau de desempenho requerido para ligantes asfálticos no Brasil.

$$T_{máx} = (T_{ar} - 0,00618LAT^2 + 0,2289LAT + 42,2)(0,9545) - 17,78 \quad (2.1)$$

Segundo LEITE (1999), um programa de avaliação de desempenho de 30 trechos em serviço nos Estados Unidos, mostrou que a EQUAÇÃO 2.1 estimava bem a temperatura máxima do pavimento quando a temperatura do ar era inferior a 35°C. Acima de 35°C, a Equação 2.1 fornecia resultados superiores em até 6°C. Tendo em vista a severidade desta equação e os resultados obtidos no programa de monitoramento, foram propostas em 1996, novas equações (2.2 e 2.3) que levam em conta a latitude (LAT), a temperatura (T_{ar}) do ar e a profundidade (H) expressa em centímetros até a superfície do pavimento:

$$T_{máx} = 54,32 + (0,77585T_{ar}) - (0,002468LAT^2) - [15,137 \log(H + 25)] \quad (2.2)$$

$$T_{mín} = -1,56 + (0,71819T_{ar}) - (0,003966LAT^2) + [6,264 \log(H + 25)] \quad (2.3)$$

A seleção do ligante por clima proposta pelo programa SHRP também leva em consideração o efeito da velocidade de carregamento e o efeito do volume de tráfego. A velocidade de carregamento no DSR é de 10 rad/s que corresponde a um tráfego de 90 km/h. Em locais como parada de ônibus, pedágios, estacionamentos, a velocidade de carregamento é muito mais lenta que a estabelecida nas especificações. Nestes casos o ligante deve exibir uma rigidez maior para suportar os esforços cisalhantes devido à redução da velocidade de carregamento. O Superpave recomenda que o volume de tráfego seja levado em consideração, aumentando 1 PG no grau a quente ou 6°C com tráfego maior que 10^6 repetições (ESALs) e 2 PG ou 12°C com tráfego maior que 10^7 repetições.

As temperaturas de pavimento obtidas para cada região do Brasil, de acordo com a Equação 2.1, mostram que os tipos de CAP requeridos pelo clima brasileiro, não

levando em conta o nível de tráfego, são PG 64-16 e PG 70-16 que são atendidos respectivamente pelos CAP 20 e CAP 40. O CAP 50/60 atende ao mercado brasileiro nas regiões em que o ligante indicado for o PG 64-16. O CAP 85/100, classificado como PG 58-22, não atende as necessidades de aplicação no Brasil. Os graus maiores, (PG 76 e PG 82) devem ser atendidos em função do volume de tráfego maior e/ou velocidades menores (LIBERATORI, 2000). A TABELA 2.9 especifica os Graus de Desempenho de ligantes adaptados às temperaturas no Brasil, segundo LEITE e TONIAL (1994).

Tabela 2.9 – Parte das Especificações SUPERPAVE adequada às temperaturas no Brasil (LEITE E TONIAL, 1994).

GRAU DE DESEMPENHO	PG 64			PG 70			PG 76			PG 82		
	-10	-16	-22	-10	-16	-22	-10	-16	-22	-10	-16	-22
Ligante Original												
Viscosidade Brookfield, ASTM D 4402: (máx. de 3000 cP), °C	135											
Ponto de Fulgor, T48: (mín), °C	230											
Cisalhamento Dinâmico, TP 5: 10rad/s, G*/senδ, (mín. 1,0 kPa), °C	64			70			76			82		
Após RTFOT (T 240)												
Perda em massa, %	< 1,00			< 1,00			< 1,00			< 1,00		
Cisalhamento Dinâmico, TP 5: 10 rad/s, G*/senδ (mín. 2,2 kPa), °C	64			70			76			82		
Após RTFOT/PAV (T 240)												
Cisalhamento Dinâmico, TP5: 10 rad/s, G*/senδ (máx. 5,0 kPa), °C	31	28	25	34	31	28	37	34	31	40	37	34
Fluência (BBR), TP1, @ 60s, °C: Coef. Angular-m, (mín. 0,30)												
Módulo Rigidez S (máx. 300 MPa)	0	-6	-12	0	-6	-12	0	-6	-12	0	-6	-12
Tração Direta, TP3: Alongamento na Ruptura, mín., 1,0% Temp. do Teste @ 1 mm/min, °C	0	-6	-12	-6	-12		0	-6	-12	0	-6	-12

Especificação Européia

A norma T 65-001 que tratava das especificações de ligantes asfálticos puros ou convencionais na França, foi substituída em meados do ano 2000 por uma norma CEN da Comunidade Européia denominada EN 12591. A Europa vem trabalhando há mais de dez anos no sentido de uniformizar os vários tipos de ligantes existentes em cada um dos Países da Comunidade Européia bem como no sentido de introduzir ensaios mais relacionados ao desempenho em serviço (LEITE et al, 2000).

A norma EN 12591 divide os ligantes asfálticos rodoviários em quatro grupos: o primeiro é classificado pelo ensaio de penetração a 25°C e apresenta nove tipos – 20/30, 30/45, 35/50, 40/60, 50/70, 70/100, 100/150, 160/220, e 250/330, o segundo se destina a ligantes moles e também é classificado pelo ensaio de penetração a 25°C e apresenta quatro tipos – 250/330, 330/430, 500/650 e 650/900, o terceiro se destina a ligantes moles e é classificado pelo ensaio de viscosidade a 60° C e apresenta quatro tipos – V1500, V3000, V6000, V12000 e finalmente o quarto grupo se destina a ligantes duros e é classificado pelo ensaio de penetração a 25°C e apresenta dois tipos 10/20 e 15/25.

O grupo dos ligantes duros já foi formalmente publicado em março/2000 como CEN TC 19 WI 204, encontrando-se em fase de aprovação. Os ligantes duros 10/20 e 15/25 são considerados na França como produtos especiais que diferem significativamente do tipo 20/30, contido no 1º Grupo quanto ao seu comportamento reológico (LEITE et al, 2000). O grupo de ligantes duros apresenta três tabelas, a primeira com ensaios obrigatórios, a segunda com ensaios opcionais dependentes do País e a terceira tabela diz respeito a propriedades informativas obtidas através de ensaios reológicos (DSR e BBR). A TABELA 2.10 apresenta os limites e ensaios de propriedades dos ligantes rodoviários duros conforme CEN TC 19 WI 204.

As especificações para ligantes duros são resultantes da primeira geração de especificações europeias mas o grupo WG 1, formado por especialistas em asfalto de quinze países da Comunidade Européia e de quatro países da Associação Econômica de Livre Intercâmbio deve continuar a trabalhar na harmonização e criação da segunda geração com ensaios ligados ao desempenho onde deve se incluir ensaios reológicos, BBR e DSR e ainda ensaios de análise térmica DSC (LEITE et al, 2000).

A título indicativo o Serviço de Estudos Técnicos de Estradas da França (SETRA) apresenta sugestões de aplicações dos diversos ligantes nas misturas francesas em função do nível de solicitação do tráfego, tipo de clima e da altitude. Estas recomendações são para ligantes puros, com o objetivo de obter um desempenho mecânico satisfatório com relação à deformação permanente, trincamento e envelhecimento (SETRA, 2000).

Tabela 2.10 – Especificações CEN TC 19 WI 204 de ligantes duros (LEITE et al 2000).

ENSAIOS	UNIDADES	MÉTODO DE ENSAIO	PAÍSES	10/20	15/25
PROPRIEDADES OBRIGATÓRIAS					
Penetração a 25 °C	× 0,1 mm	EN 1426	CE	10-20	15-25
Ponto de Amolecimento	°C	EN 1427	CE	60-76	55-71
Resistência ao endurecimento a 163 °C		EN 12607-1	CE		
- variação de massa, máx. ±	%	ou EN 12607-3	CE	0,5	0,5
- penetração retida, min.	%	EN 1426	CE	55	55
- ponto de amolecimento após endurecimento, min.	°C	EN 1427	CE	62	57
Ponto de fulgor, min.	°C	EN 22592	CE	245	245
Solubilidade, min.	% (m/m)	EN 12592	CE	99,0	99,0
PROPRIEDADES OPCIONAIS					
Viscosidade dinâmica a 60 °C, min.	Pa·s	EN 12596	(a)	700	550
Viscosidade cinemática a 135 °C, min.	mm ² /s	EN 12595	(b)	700	600
Ponto de ruptura Fraass, máx.	°C	EN 12593	(c)	3	0
Resistência ao envelhecimento a 163 °C (uma das seguintes alternativas)		EN 12607-1 ou EN 12607-3			
1- Elevação pto de amolecimento, máx.	°C	EN 1427	(d)	8	8
2- Elevação pto de amolecimento, máx.	°C	EN 1427	(e)	10	10
3- Elevação do ponto de amolecimento, máx. e Índice de Penetração, mín/máx.	°C	EN 1427	(f)	10 -1,5/0,7	10 -1,5/0,7
PROPRIEDADES INFORMATIVAS					
T_{300} MPa, por BBR, máx.	°C	XP T66-062		Anotar	Anotar
$T_{\eta=0,3}$, por BBR, máx.	°C	XP T66-062		Anotar	Anotar
G^* A 15 °C e 10Hz, por DSR	MPa	IP PM-CM/99		Anotar	Anotar
T_1 kPa a 1,6 Hz, min., por DSR	°C	IP PM-CM/99		Anotar	Anotar

Obs: Países que se aplicam estas condições:
 (a) AT, DK, IS, NL, NO, CH, SE
 (b) AT, BE, DK, GB, IS, FL, NL, NO, PT, CH, SE
 (c) AT, BE, CZ, DK, ES, FI, DE, IS, IT, NO, CH, SE
 (d) AT, DK, FR, DE, IS, NO, PT, SE
 (e) CZ, IT
 (f) BE, ES, NL, CH

De modo geral percebe-se que a preocupação com a escolha e especificação do ligante exerce um papel secundário na dosagem das misturas francesas haja visto que estas são determinadas com base em requisitos de desempenho da mistura asfáltica tais como resistência à fadiga, deformação permanente e resistência à umidade.

Os cimentos asfálticos duros podem ser puros, asfaltos modificados por asfaltita ou asfaltos modificados por polímeros, sendo estes os mais usuais. As principais características dos ligantes duros estão relacionadas a penetração a 25°C entre 10 e 20 (10⁻¹mm), ponto de amolecimento entre 65 e 80°C e viscosidade a 160°C entre 400 e 600 mPa (SERFASS et al., 1997). Ensaio reológico e de caracterização especiais tais como BBR, Espectroscopia infra-vermelha, teor de asfaltenos entre outros são realizados em desenvolvimento de novos materiais ou projetos especiais (BROSSEAUD et al., 2003).

2.2.8 Envelhecimento dos Cimentos Asfálticos

O estudo do processo de envelhecimento do cimento asfáltico tem se mostrado uma peça chave no entendimento do comportamento da mistura ao longo de sua vida de serviço, tendo em vista que provoca uma alteração expressiva em sua consistência avaliada pelo aumento do ponto de amolecimento, aumento da viscosidade e diminuição da penetração. Essas modificações da consistência do ligante afetam diretamente a vida de fadiga da mistura asfáltica, portanto devem ser levadas em consideração no estudo de dosagem e no dimensionamento do pavimento.

Pode-se definir envelhecimento como sendo o processo que sofre o cimento asfáltico durante a estocagem, usinagem, aplicação e em serviço, responsável pela alteração de suas características físicas, químicas e reológicas que causam um aumento na sua consistência (TONIAL, 2001). A FIGURA 2.10 apresentada por Whiteoak⁶ (apud TONIAL, 2001) retrata claramente este fenômeno.

O envelhecimento que ocorre durante a estocagem, usinagem e aplicação é chamado de envelhecimento de curto prazo e é afetado principalmente pela temperatura e pelo grau de exposição do ligante ao oxigênio. Durante a usinagem tem-se temperaturas elevadas e grandes superfícies específicas (maior exposição ao oxigênio), situação propícia a um envelhecimento acelerado, podendo a viscosidade original do CAP ser multiplicada por duas a quatro vezes em um intervalo de tempo inferior a duas horas (TONIAL, 2001).

⁶ WHITEOAK, D., 1991, **The SHELL Bitumen Handbook**. 1ª ed. reprinted – Inglaterra, SHELL.

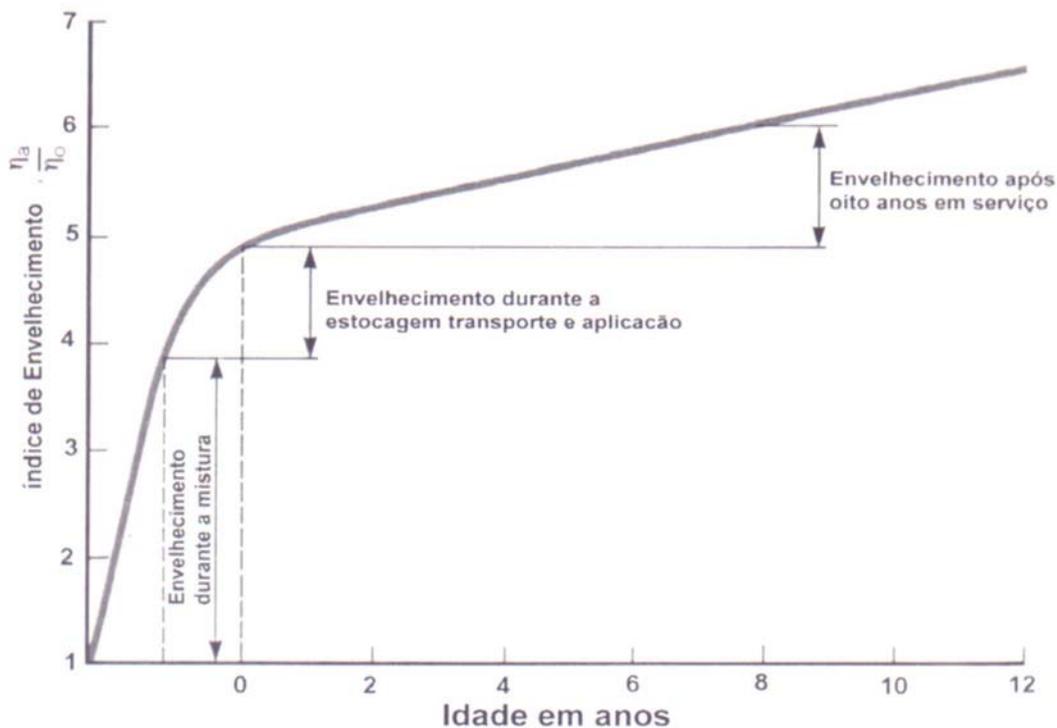


Figura 2.9 – Envelhecimento do ligante asfáltico nas etapas de construção e de utilização do pavimento segundo WHITEOAK⁴ (apud TONIAL, 2001).

Se por um lado existe a necessidade de se obter durante a usinagem uma temperatura suficientemente alta para garantir o recobrimento do agregado mineral seco em um intervalo de 60 a 90 segundos por outro faz-se necessário que esta temperatura seja a mais baixa possível e o intervalo de tempo menor no intuito de minimizar os danos devido a oxidação do ligante. Whiteoak⁵ (apud TONIAL, 2001) mostra que para uma variação da temperatura de usinagem de 150°C para 190°C, por exemplo, há um aumento no ponto de amolecimento de 5°C.

O processo da mistura do ligante com o agregado em usina ocorre em um ambiente onde há uma elevada superfície específica (10.000 m²/t) e elevada disponibilidade de oxigênio, promovendo com isso a oxidação e a perda de voláteis do ligante. Dessa forma pode-se afirmar que o envelhecimento é fortemente influenciado pela espessura da película de asfalto que recobre o agregado mineral e o filer. Ainda segundo Whiteoak (apud TONIAL, 2001) o tipo de usina e o tempo de espalhamento e compactação são também considerados fatores importantes no envelhecimento de curto prazo.

O envelhecimento de longo prazo ocorre durante a vida de serviço do pavimento, de maneira mais lenta sendo influenciado por características das misturas tais como teor de vazios, espessura da película e posição em profundidade na camada asfáltica. Segundo Witheoak (apud TONIAL, 2001), em misturas asfálticas densas com teores de vazio inferiores a 5%, mesmo com espessuras de películas pequenas, o envelhecimento é considerado lento. Para misturas com elevado teor de vazios a melhor maneira de proteger a mistura contra o envelhecimento é produzir uma mistura com elevada espessura de película.

KANDHAL e CHAKRABORTY⁷ (apud TONIAL, 2001) simularam o efeito da espessura da película no envelhecimento de curto e longo prazo através da extração do ligante (método Abson) de misturas soltas em um bandeja (taxa de 21 kg/m²) colocada em estufa de convecção forçada à 135°C durante 4 horas. Após esse procedimento, foram moldados corpos de prova com 8% de vazios e em seguida submetidos ao ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral (MR) a 25°C. O processo de envelhecimento de longo prazo consistiu em colocar os corpos de prova, moldados, em estufa de convecção forçada, por 120 horas, a uma temperatura de 85 °C. As propriedades analisadas nesta pesquisa citada são apresentadas na TABELA 2.11.

Tabela 2.11 – Características do CAP extraído após envelhecimento de curto prazo (ECP) e longo prazo (ELP) e características da mistura moldada com 8% de vazios após ECP e CLP (Kandhal e Chakraborty, 1996).

espessura película (m)	Viscosidade à 60 °C (poise)		Relação de viscosidade		PEN à 25 °C (0,1 mm)		PEN retida %		Módulo Resiliente à 25 °C (MPa)		
	após ECP	após ELP	após ECP/orig.	após ELP/orig.	após ECP	após ELP	após ECP	após ELP	após ECP	após ELP	relação ELP/ECP
3,7	12.620	47.444	6,2	23,1	31,3	24,6	50,5	39,7	8.184	12.293	1,50
5,6	8.099	46.584	4,0	22,7	35,3	25,7	56,9	41,5	6.357	9.398	1,48
7,4	5.261	43.472	2,6	21,2	39,6	27,3	63,9	44,0	4.027	5.240	1,30
9,3	4.346	39.401	2,1	19,2	43,6	29,0	70,3	46,8	2.910	3.716	1,28
11,1	2.763	30.633	1,4	14,9	54,0	33,6	87,1	54,2	2.572	2.696	1,05
13	2.367	28.976	1,2	14,1	56,6	34,3	91,3	55,3	1.958	2.020	1,03

PEN orig. = 62

Visc. à 60 orig. = 1992

MORILHA & TRICHÊS (2003) estudaram o comportamento de nove cimentos asfálticos quanto ao envelhecimento de curto prazo. O efeito da usinagem foi simulado em laboratório através de três diferentes processos: Efeito do Calor e AR (TFOT – *Thin*

⁷ KANDHAL, P.S., CHAKRABORTY, S., 1996, "Effect of Asphalt film thickness on short and long term aging of asphalt paving mixtures. **Transportations Research Record 1535.**

Film Oven Test, ABNT MB 425/ASTM D 1754); Envelhecimento em estufa de filme fino rotativo (RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test* – ASTM D 2872); e através da extração (ASTM D 2172, método B) e posterior recuperação (AASHTO T 170-82, método Abson) do ligante obtido de corpos-de-prova Marshall. Na TABELA 2.12 é reproduzido as características físicas e reológicas originais dos ligantes usados na pesquisa.

Após o envelhecimento, foram realizados os seguintes ensaios físicos e reológicos: perda de massa, penetração, ponto de amolecimento, recuperação elástica e viscosidade dinâmica a 135, 155 e 175 °C. Não foram realizados ensaios com o ligante modificado por borracha moída de pneu extraído do Marshall devido a incompatibilidade da borracha com os procedimentos inerentes à extração do betume.

Tabela 2.12 – Características físicas e reológicas originais dos ligantes (MORILHA & TRICHÊS, 2003).

Ensaio	Norma	CAP	CAP	CAP	SBS	SBS	SBS	EVA	BMP	BMP
		7 F	20	40	3%	4%	5,5%	5%	15%	20%
Penetração (100g, 5s, 25°C), 0,1 mm	ASTM D 5	98	57	35	45	38	38	55	40	40
Ponto de Amolecimento, ° C	MB 164	44	50	54	53	59	61	47	53	62
Ductilidade (25°C, 5 cm/min), cm	ASTM D 113	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	86	30
Densidade Relativa 20/4° C	ASTM D 1298	1,001	1,003	1,004	1,015	1,019	1,025	1,015	1,028	1,037
Ponto de Fulgor, ° C	ASTM D 92	288	>300	>300	290	285	290	288	280	280
Índice de Suscetib. Térmica	Pfeiffer-Doormaa I	- 1,2	- 0,9	- 1,0	-	-	-	-	-	-
Viscosidade Brookfield, 135°C, cP	ASTM D 4402	221	316	411	650	1000	1130	1000	960	-
Viscosidade Brookfield, 155°C, cP	ASTM D 4402	97	127	158	251	409	450	422	392	2300
Viscosidade Brookfield, 175°C, cP	ASTM D 4402	50	57	69	117	216	231	195	191	850
Recup. Elástica (20cm, 25°C, 5cm/min), %	DNER 382/99	9	6	4	61	81	88	40	35	55
Estabilidade ao armazenamento (500 ml em estufa a 163° C durante 5 dias)										
Ponto de Amolecimento, ? topo e fundo, ° C	MB 164	-	-	-	1	1	1	4	4	5
Recup. Elástica (20cm, 25°C, 5cm/min), %	DNER 382/99	-	-	-	60	81	88	39	31	55

A análise dos resultados levaram às seguintes conclusões (MORILHA & TRICHÊS, 2003):

- A compactação Marshall apresentou um grau de envelhecimento muito próximo ao obtido com o RTFOT, demonstrando que os ensaios mecânicos realizados com misturas moldadas dessa forma já comportam um bom grau de envelhecimento. Os ensaios realizados com o ECA apresentam um grau de severidade muito abaixo do obtido com o Marshall e o RTFOT, demonstrando a baixa representatividade dos seus resultados;
- De forma geral, todos os ligantes envelhecidos em laboratório, apresentaram redução na penetração, aumento do ponto de amolecimento, aumento da viscosidade e redução na recuperação elástica. No entanto os ligantes AM EVA 5%, AM BMP 15% e AM BMP 20%, tiveram aumento na recuperação elástica;
- O ligante modificado por EVA apresentou excelente comportamento demonstrado pelo aumento da sua recuperação elástica após RTFOT e pelo aumento de consistência observado em termos de viscosidade comparativamente aos demais ligantes. Esse comportamento pode ser atribuído a não existência de ligações duplas butadiênicas, existentes no SBS, que se oxidam e/ou quebram com ar e aquecimento que está de acordo com o observado por LEITE (1999), que constatou a diminuição do ângulo de fase em amostras com EVA antes e depois do envelhecimento, revelando ganho de elasticidade ao invés de perda observada nos asfaltos modificados por SBS.

Existe expectativa que em ligantes duros haja menor influência do envelhecimento em suas propriedades, tendo em vista que estes ligantes apresentam menor proporção das frações aromáticas que são aquelas responsáveis pela menor viscosidade dos ligantes convencionais. Essas frações se volatilizam durante o processo de envelhecimento, enrijecendo misturas inicialmente dimensionadas numa faixa de módulos de resiliência menores, e que por conta do aumento da rigidez absorverão uma parcela maior dos esforços para os quais não foram dimensionadas podendo romper precocemente por trincamento ou fadiga. Esse processo de enrijecimento excessivo a princípio não ocorreria com misturas preparadas com ligantes duros posto que não haveria variação de suas propriedades viscosas ao longo do tempo. Isto é o que já observava Jorge Salathé

em seminário promovido pela Petrobrás em 1984, quando propunha a criação de faixas de ligantes mais duros para uso no clima brasileiro.

2.3 CONCEPÇÃO E DOSAGEM DOS PAVIMENTOS FRANCESES

Tendo em vista a maior experiência dos franceses em misturas de módulo elevado e a tendência da grande maioria das pesquisas e práticas brasileiras serem baseadas na filosofia americana – o que tornou escasso as fontes e referências bibliográficas brasileiras sobre o assunto – fez-se necessário a busca de um entendimento maior da experiência dos franceses na concepção dos pavimentos de suas rodovias. A sistemática atual de dosagem e projeto de pavimentos dos franceses é o resultado de um longo período de desenvolvimento de materiais, equipamentos e métodos de projeto inovadores, sendo de fundamental importância o conhecimento desta evolução para melhor depreender o estado da arte da pavimentação francesa.

2.3.1 Histórico

Contexto Francês

- Condições Ambientais

Na França prevalecem três perfis climáticos principais: Oceânico (nem muito frio nem muito quente, segundo MEDINA (2003), o oceano tem uma ação “termostática” reconhecida sem os extremos de climas continentais montanhosos, Continental (frio no inverno, quente no verão) e Mediterrâneo (sem baixas temperaturas mas quente no verão). Além desses perfis ainda existem zonas montanhosas caracterizadas por invernos rigorosos que, no entanto, não apresentam relevância tendo em vista as extensões de rodovia nessas regiões serem bastante limitadas (CORTÉ, 2000).

- Tráfego

De acordo com a legislação francesa, a carga máxima por eixo simples de roda dupla é de 130 kN. Porém, para percursos de longa distância, a configuração mais comum para

os eixos dos caminhões é o tandem triplo com o extra largo ou “*super single*”. Para o projeto de pavimentos a referência ainda é o eixo simples de roda dupla com 130kN.

A escolha da capa de rolamento e as especificações para os materiais empregados na construção da rodovia, estão relacionados com o número médio diário de veículos pesados trafegando em uma direção na faixa de tráfego mais carregada durante o primeiro ano de serviço. As classes de tráfego são apresentadas na TABELA 2.13. O dimensionamento das espessuras do pavimento leva em conta o tráfego acumulado expresso no número equivalente de operações do eixo de 130 kN.

Tabela 2.13 – Classes de tráfego adotada na França (CORTÉ, 2000).

Classe de Tráfego	T5	T4	T3	T2	T1	T0	TS	TEX
Número médio diário de veículos pesados por faixa	0 – 25	25 – 50	50 – 150	150 – 300	300 – 750	750 – 2.000	2.000 – 5.000	> 5.000

Evolução nos últimos 40 anos

- **Das misturas asfálticas a quente densas até as de granulometrias grossa**

As misturas asfálticas a quente foram introduzidas na França logo depois da Segunda Guerra Mundial. Até meados dos anos sessenta, a grande maioria dos pavimentos rodoviários consistiam de uma base granular coberta por espessas camadas asfálticas devido a sucessivas operações de manutenção. As misturas asfálticas a quente que eram usadas como revestimento eram compostas de:

- agregados aluvionares parcialmente britados (50 a 80% de pedregulho 5/16mm);
- elevada proporção de areia (britada e natural) as vezes em torno de 40 a 50%;
- asfalto mole de penetração 180/220 (as vezes 80/100), e teor de asfalto de 6 a 7%.
- as especificações para as características dos agregados eram muito fracas.

Estas misturas eram usadas em camadas esbeltas (3 a 5 cm), e devido a sua elevada trabalhabilidade, podiam ser executadas com pouca compactação e atingir baixo volume de vazios.

O crescimento econômico pós-guerra foi acompanhado por aumento significativo no tráfego das rodovias (triplicou em 15 anos) e particularmente pelo aumento de tráfego pesado (mais de 60%). Esta situação levou ao aparecimento de sérios problemas de deformação permanente e deterioração devido à insuficiência de capacidade estrutural dos pavimentos.

Durante o mesmo período, a França sofreu dois dos mais severos invernos do século XX (1955-56 e 1962-63). A necessidade de manter o tráfego de veículos pesados durante o período de degelo para evitar uma paralisação da economia, resultou em destruição considerável da rede rodoviária com prejuízos para o Estado estimados em 1998 como 900 milhões de dólares.

Esta situação dramática levou a decisões técnicas e políticas importantes que contribuíram decisivamente para a evolução que se seguiu, levando a proposta de uma nova metodologia de projeto de misturas.

Do ponto de vista político, o Departamento de Transportes decidiu que todas as rodovias estaduais com tráfego de médio a alto deveriam ser reforçadas com o objetivo de evitar a implantação de barreiras no período de gelo/degelo. A partir de 1969 deu-se início a um programa de reabilitação que envolveu a reconstrução e reforço de quase 20.000 km de rodovias durante o período de 20 anos até 1991.

Do ponto de vista técnico, o objetivo de promover reforço estrutural e proteção aos gelo/degelo, levou ao abandono de recapeamentos esbeltos. As soluções adotadas inicialmente eram camadas de base executadas em material granular ou mais freqüentemente bases cimentadas. A necessidade de ao mesmo tempo ter uma proteção eficiente da base e reduzir o risco de deformações permanentes, conduziu a substituição das tradicionais misturas asfálticas densas por misturas com granulometria mais graúda caracterizada por:

- pedregulho britado de rocha, com elevada proporção de agregado graúdo;
- areia natural limitada à percentagem de 10%;
- uso de asfaltos mais duros (40/50 no sul da França e 80/100 nas áreas norte e leste).

No que diz respeito aos aspectos construtivos, rolos pneumáticos foram introduzidos no lugar de rolos de aço vibratórios, com a finalidade de superar a menor trabalhabilidade das misturas com mais grãos e alcançar um volume de vazios de 5 a 7%. Apesar de contornada as dificuldades de compactação, problemas de segregação e durabilidade levaram a algumas mudanças nas misturas com a adoção de misturas asfálticas “semi-graúdas” (gradação 0/10 e 0/14mm) executadas de preferência em camadas espessas (5 a 10 cm). Este tipo de mistura foi codificada em 1969 pelo Departamento de Transportes como “béton bitumineux semi-grenu” BBSG (mistura asfáltica semi-graúda).

Paralelamente surge a idéia de melhorar o poder estrutural de bases granulares através de misturas asfálticas a quente com teor de asfalto muito baixo que poderia ser usada em camadas espessas como substituição de bases tratadas com cimento. Este conceito leva a um novo produto denominado “grave-bitume” GB (base asfáltica) codificada em 1972. Esta base asfáltica era caracterizada pelo uso de 3,5% de asfalto duro (penetração 40/50 ou 60/70 x 10⁻¹ mm), graduação contínua e elevada proporção de agregado britado.

Nos anos 80, os trabalhos de reforço das vias que atravessavam as cidades e vilas e a reestruturação das vias lentas das auto-estradas levaram ao desenvolvimento dos revestimentos de módulo elevado que provêm da modificação de dois tipos de misturas asfálticas tradicionais: BB (*béton bitumineux*) e GB (*grave-bitume*), dentro da meta de melhorar ainda mais o desempenho mecânico e, em contrapartida, reduzir as espessuras (BROUSSEAUD, 2002b). Assim surgiram a mistura asfáltica de módulo elevado (*enrobé à module élevé* – EME) e o concreto betuminoso de módulo elevado (*béton bitumineux à module élevé* – BBME). A primeira delas EME, aplicada como camada de ligação (binder) ou como base de acordo com a norma NF P 98-140. A segunda BBME, usada como camada de rolamento ou binder para pavimentos que exijam revestimentos com elevada resistência à formação de trilhas de roda de acordo com a norma NF P 140-141 (CORTÉ, 2003).

- **De revestimentos espessos a ultra-delgados**

O próximo passo adiante veio alguns anos depois quando os engenheiros tiveram que lidar com a manutenção dos pavimentos já reforçados. As exigências não eram mais aumentar a capacidade estrutural, mas restabelecer as características superficiais (principalmente impermeabilidade e textura para resistência à derrapagem). O uso de BBSG em camadas espessas parecia ser uma solução onerosa e a textura superficial era inadequada para condições de tráfego pesado. Estas necessidades técnico-econômicas direcionaram as pesquisas para novas misturas asfálticas que pudessem ser usadas na manutenção do revestimento com camadas delgadas. Em 1979 foi codificada uma nova mistura denominada *béton bitumineux mince*, BBM (concreto asfáltico delgado) para ser executada em camadas de 30 a 40 mm.

Com o objetivo de evitar volume de vazios altos, introduziu-se o uso de granulometrias descontínuas (granulometria 0/10 com descontinuidade na fração 4/6 e granulometria 0/14 com descontinuidade 2/6 ou 2/10) e o uso de teores maiores de ligante, variando de 5,7 a 6%. A descontinuidade na granulometria aumentou a aptidão à compactação (“compactabilidade”) além de melhorar a textura superficial. No entanto, essas duas mudanças na composição apresentaram a desvantagem de reduzir a resistência à fadiga, não sendo apropriadas para rodovias de tráfego intenso.

Devido a essas limitações foi organizado um concurso de técnicas inovadoras em 1983-84 pelo poder público que culminou com a introdução do *béton bitumineux très mince*, BBTM (concreto asfáltico muito delgado). Esta mistura foi projetada para ser usada em camadas com espessuras de 20 a 25 mm com o objetivo primário de promover uma elevada e durável macrotextura e resistência à derrapagem sob tráfego pesado. Durante os anos oitenta, BBTM teve um rápido desenvolvimento, tanto em manutenção como em novas construções, especialmente na rede de auto-estradas concedidas ao poder privado que teve um grande crescimento no mesmo período. Este sucesso está relacionado à introdução do conceito de “dissociação de funções” entre a camada de rolamento/desgaste e a camada de ligação. Ainda nos anos oitenta, o conceito de misturas delgadas foi impulsionada ao seu limite com o surgimento dos *béton bitumineux ultra- mince*, BBUM (concreto asfáltico ultra-delgado).

- **Desenvolvimento de novos métodos de ensaios de laboratório.**

A necessidade de novos conceitos de misturas betuminosas serviu de motivação para o desenvolvimento de novos ensaios de laboratório com o objetivo de prever a trabalhabilidade e o desempenho mecânico (resistência à deformação permanente para capa de rolamento, rigidez e resistência ao trincamento por fadiga para camadas de ligação). Por outro lado estes novos ensaios de laboratório demonstraram serem fundamentais para o projeto de mistura inovadoras.

Este contexto levou, notadamente nos anos setenta, ao desenvolvimento de uma série de novos ensaios (compactador de cisalhamento giratório, o simulador de tráfego *wheel-tracking test*, módulo complexo e ensaio de fadiga de flexão em dois pontos), que agora compõem o método francês de dosagem de misturas asfálticas baseado no desempenho.

- **Compactador de Cisalhamento Giratório**

Até os anos sessenta a composição das misturas asfálticas era determinada através dos ensaios Marshall e Duriez, embora o conceito do compactador de cisalhamento giratório (GSC) tenha atraído a atenção muito antes da construção do primeiro GSC automático em 1957. Naquela época, o GSC tinha como finalidade preparar amostras compactadas para ensaios mecânicos, pois imaginava-se ser este meio mais representativo das condições de campo do que os métodos baseados em carregamento estático ou por impacto. Nos anos sessenta veio a idéia de que o GSC poderia ser uma ferramenta importante no estudo do comportamento da mistura por causa das informações que ele produzia durante a compactação.

Dentro de um certo intervalo, a mudança no volume de vazios, V_a , com o número de giros, n_g aplicados com o GSC pode ser representado pela seguinte relação:

$$G_{mm} = \log(C n_g^{K_1})$$
$$100 - V_a = C_1 + K_1 \log n_g$$

onde:

G_{mm} = densidade máxima medida;

V_a = volume de vazios;

C_1 e K_1 = são coeficientes das curvas de compactação do GSC ($G_{mm} = \log C_1 n_g^{K_1}$);

n_g = número de giros.

Misturas que tendem a serem instáveis durante a compactação e susceptíveis a afundamento nas trilhas de roda, apresentam um valor relativamente alto de C_1 e baixo K_1 . Seu volume de vazios diminui rapidamente durante o primeiro giro. Pesquisas conduzidas nos anos setenta também demonstraram a possibilidade de relacionar ensaios do GSC com o volume de vazios da mistura após a compactação. O volume de vazios de corpos de prova compactados no GSC foram comparados com aqueles obtidos em placas compactadas com modelos reduzidos de rolos compactadores pneumáticos.

A partir dos anos setenta o compactador de cisalhamento giratório passou a fazer parte da dosagem rotineira de misturas e todos os laboratórios regionais da administração francesa foram equipados com o GSC (CORTÉ, 2000).

- Simulador de tráfego circular (*wheel-tracking rutting tester*)

O compactador giratório fornece informações valiosas a respeito da aptidão da mistura à compactação em campo e a estabilidade em função da variação da curva de compactação e do volume de vazios com o número de giros. No entanto, como este ensaio é executado à temperatura de compactação, ele não reflete o desempenho da mistura em serviço (tráfego, temperatura de uso, etc).

A partir da experiência de campo obtida com o compactador giratório, percebeu-se a necessidade de se complementar essa análise com um ensaio que refletisse a sensibilidade da mistura ao tráfego na temperatura de serviço. Devido ao rápido crescimento do tráfego de veículos pesados, a busca de uma solução prática para minimizar os riscos de uso de misturas susceptíveis à deformação permanente veio com o uso do simulador de tráfego de grandes dimensões (BROSSEAUD, 2002a).

- Investigação da rigidez e resistência à fadiga

O interesse da França em desenvolver mecanismos de análise para projetos de pavimentos, remeteu aos anos sessenta, com o desenvolvimento em 1964 pelo LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) do programa computacional denominado ALIZE para resolver o problema de Burmister para sistemas multicamadas. Uma

aplicação prática para projetos carecia ainda do conhecimento dos modelos de desempenho mecânicos dos materiais de pavimentação para uso efetivo do sistema. Dessa forma o conhecimento teórico foi complementado pelo desenvolvimento de métodos experimentais, em particular para a determinação do módulo complexo e da resistência à fadiga de misturas asfálticas. Esses equipamentos, hoje de uso corrente naquele país, ficaram prontos nos anos setenta, passando logo em seguida a fazer parte dos ensaios de rotina. O catálogo francês de estruturas de pavimento publicado em 1977 foi desenhado tomando como base os resultados destes ensaios e do programa Alizé (BROSSEAUD, 2002a).

2.3.2 Método Francês de Dosagem de Misturas, Ensaios e Especificações

Método Francês de Dosagem

A metodologia francesa para dosagem de misturas asfálticas combina (BROSSEAUD, 2002a):

- especificação precisa dos constituintes (agregados, asfalto, aditivos);
- ensaios de laboratório aceitos como sendo baseados no desempenho de misturas asfálticas;
- normas para misturas asfálticas que definem classes de desempenho e que não especificam mais “receitas” para sua composição volumétrica;
- “ensaio tipo/padrão”, composto pelo ensaio de compactação na prensa de cisalhamento giratório e ensaio Duriez, para demonstrar para o cliente que a composição da mistura proposta atende aos requisitos das normas;
- controle contínuo do contratante, na usina, da regularidade da mistura nas proporções corretas;
- controle do pavimento após a compactação garantindo que o volume de vazios está dentro de um intervalo aceitável com relação ao ensaio tipo/padrão no laboratório.

O princípio de dosagem fundamenta-se em três conjuntos complementares (BROSSEAUD, 2002a):

- normas de classificação dos componentes e das misturas produzidas, fixando as especificações em termos do desempenho exigido;
- normas de ensaio de laboratório para avaliar características e propriedades representativas;
- ensaios de dosagem, baseada em quatro níveis de dosagem, segundo a natureza do estudo (verificação, adaptação, novo traço) e a importância da rodovia. A TABELA 2.14 apresenta o caso geral dos ensaios de dosagem.

Os ensaios de dosagem tem por finalidade estabelecer as características obtidas na mistura asfáltica identificada, seguindo uma seqüência bem definida de ensaios de laboratório, de acordo com os dispositivos previstos na TABELA 2.14.

Todos os ensaios realizados para caracterização dos componentes (essas determinações também fazem parte de um estudo de dosagem), a preparação e caracterização das misturas usinas seguem métodos normalizados.

Tabela 2.14 – Níveis de dosagem de mistura asfáltica do método francês (BROSSEUAD, 2002).

NÍVEL	Verificação de um traço já estudado e aplicado	adaptação de um traço	traço novo	observações
1	Ensaio PCG Ensaio Duriez	Ensaio PCG considerando diversas variantes Ensaio Duriez	Ensaio PCG considerando diversas variantes Ensaio Duriez considerando diversas variantes	As variantes correspondem a estudos de sensibilidade
2		Ensaio ATR	Ensaio ATR considerando diversas variantes	Camada exposta a risco de ATR. Exemplo: submetida a tráfego importante, lendo e canalizado.
3			Ensaio mecânico: Módulo e perda de linearidade Módulo complexo	O material na camada considerada tem função estrutural. A rodovia é importante
4			Ensaio Mecânico: Fadiga	O material na camada considerada em função estrutural. A rodovia é importante.

Obs.: PCG – Prensa de Cisalhamento Giratório; ATR – afundamento nas trilhas de roda

O **Nível 1** é o projeto volumétrico de misturas asfálticas com o uso do compactador giratório. Devido à rapidez em que as misturas são moldadas na PCG, a curva granulométrica é rapidamente otimizada com relação ao volume de vazios requerido. As normas definem um teor mínimo de asfalto em função de cada mistura, expresso em termos do “módulo de riqueza” (*richness factor*) K que é função da densidade e superfície específica dos minerais, traduzindo uma espessura convencional do filme de ligante. Este valor mínimo tem como finalidade evitar misturas com deficiência de ligante e assim garantir a durabilidade da mistura pelo correto recobrimento dos agregados. A equação utilizada para o cálculo do módulo de riqueza é apresentada a seguir:

$$\text{Teor de ligante} = K \cdot \alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma}, \quad (2.4)$$

onde:

$$100\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 135f$$

K : módulo de riqueza definido nas especificações;

G: % > 6,3mm (pedregulho);

S: % entre 6,3 e 0,315mm (areia grossa);

s: % entre 0,315 e 0,075mm (areia fina);

f: % < 0,075mm (filer) ;

$\alpha = 2,65/G_{se}$ (G_{se} – densidade efetiva do agregado).

Esse valor mínimo serve de ponto de partida para o projeto da mistura no compactador giratório. Uma vez selecionada a mistura ótima, a resistência ao efeito da água é avaliado através do ensaio Duriez mostrado mais a frente. Os ensaios mecânicos dos níveis de 2 a 4 são realizados somente após a mistura atender aos requisitos da PCG e no ensaio Duriez.

O **Nível 2** é empregado para misturas destinadas a capa de rolamento e de ligação sujeitas a tráfego elevado de veículos pesados e inclui a verificação da resistência a deformação permanente no simulador de tráfego LPC (detalhada a seguir).

Nível 3 é aplicado a misturas para camada de ligação e binder quando a determinação da rigidez da mistura é necessária ao dimensionamento do pavimento.

Nível 4 é destinado para rodovias de tráfego excessivamente pesado, em misturas para camada de base de pavimentos novos ou reforços no projeto de pavimentos que demandem a elaboração de um traço novo.

As principais vantagens deste método que vem sendo aplicado há mais de 20 anos por laboratórios e órgãos públicos e por empresas francesas, segundo BROUSSEUAD (2002a) são:

- a análise dos efeitos de variações de composição (perfeitamente conhecidas) para otimizar a mistura;
- a determinação de faixas de tolerância na fabricação (condicionando assim os ajustes), em função da sensibilidade da fórmula, antes de colocar a usina em funcionamento (nenhuma improvisação);
- o perfeito conhecimento das condições de fabricação dos corpos-de-prova, para caracterizar a mesma mistura através de diferentes ensaios (reprodutibilidade de fabricação muito boa);
- praticidade de execução de ensaio (sem armazenamento nem reaquecimento dos corpos de prova trazidos da usina) e disponibilidade de aparelhos (é impossível equipar cada usina).

As formulações tipo de que dispõe o construtor tem validade de 5 anos, após o qual é realizada uma nova verificação e ajustes das formulações em uso.

Ensaios

- Prensa de Cisalhamento Giratório (NF P 98-252)

A prensa de cisalhamento giratório permite avaliar a trabalhabilidade da mistura no momento de sua distribuição pela acabadora e serve, por outro lado, para determinar a porcentagem de vazios que deve ser alcançada na obra em função da espessura da camada e da sua posição na estrutura. A rapidez do ensaio permite variar a composição da mistura e avaliar seus efeitos na compactação. O ensaio consiste em colocar a mistura usinada num molde cilíndrico de 100 ou 150 mm de diâmetro na temperatura de compactação, girando à velocidade de 30 rpm com um ângulo de inclinação de 1°, com

uma pressão vertical de 0,6 MPa, simulando o efeito de rolos compactadores pneumáticos. O resultado do ensaio é a curva de densidade aparente (ou porcentagem de vazios) em função da variação da altura do corpo de prova e do número de giros. As especificações estipulam uma porcentagem mínima de vazios após 10 giros e um intervalo aceitável para essa porcentagem de vazios.

- Ensaio Duriez ou sensibilidade à água (NF P 98-251-1)

Desenvolvido por M. Duriez na França há mais de 40 anos, o ensaio não sofreu modificações de forma a tirar proveito da experiência acumulada com o histórico de ensaios já realizados. A composição ótima, determinada através da PCG, é verificada quanto à sua resistência ao dano induzido pela ação da água para estimar o descolamento do ligante do agregado. O ensaio consiste em determinar a resistência à compressão simples – r (ensaio realizado a 18°C e velocidade de deformação de 1 mm/s) em corpos de prova (diâmetro de 80 mm, ou 120 mm se $D_{\text{agregado}} > 14$ mm), obtidos por compactação estática (pressão de 12 MPa), conservados em água durante 7 dias. Determinar em outro conjunto de corpos de prova de controle mantidos ao ar livre a 18°C a resistência à compressão – R . Especifica-se um valor mínimo do quociente r/R e quanto maior o valor da relação, maior a resistência ao descolamento do ligante.

- Resistência ao afundamento nas trilhas de roda (NF P 98-253-1)

Inicialmente são moldadas duas placas (500 x 180 x 50 ou 100 mm em função da espessura da camada) com porcentagem de vazios obtidos no ensaio PCG, num compactador pneumático que simula o efeito compactador de um rolo liso real (FIGURA 2.11). O ensaio consiste em submeter as duas placas à passagem repetida (frequência de 1 Hz) de uma roda provida de pneu liso, com pressão de inflação de 0,60 MPa, que transmite uma carga de 5 kN, a uma temperatura constante de 60°C (FIGURA 2.12 e 2.13). Mede-se o afundamento em função do número de ciclos. Especifica-se uma porcentagem máxima de afundamento após um dado número de ciclos, definido em função da natureza da mistura e da classe de desempenho desejada. O teste reproduz condições severas de carregamento com a finalidade de rejeitar ou corrigir misturas instáveis, apresentando boa correspondência entre os resultados de laboratório e de campo, apesar de o ensaio não buscar uma correlação estatística entre campo e

laboratório devido a complexidade da ocorrência do fenômeno em campo (BROSSEAUD, 1993).



Figura 2.10 – Compactador pneumático para moldagem de placas para ensaio no simulador LPC do laboratório de pavimentação da EPUSP.



Figura 2.11 – Simulador de tráfego LPC para avaliação da deformação permanente no laboratório de pavimentação da EPUSP.



Figura 2.12 – Detalhe do simulador de tráfego LPC da EPUSP.

- Módulo Complexo (NF P 98-260-2)

Os ensaios de módulo de deformabilidade na França são realizados com a aplicação de uma carga senoidal no topo de um corpo de prova de seção retangular e face lateral trapezoidal conforme FIGURAS 2.14 e 2.15; o momento fletor é calculado como o de uma viga em balanço e a seção varia de modo que a tensão à tração seja constante (MEDINA, 2003). O ensaio consiste em solicitar corpos de prova trapezoidais à flexão em dois pontos. Podem ser ensaiados quatro ou dois corpos de prova simultaneamente, geralmente a sete temperaturas (entre -10° e $+40^{\circ}\text{C}$) e a quatro frequências por temperatura (1, 3, 10 e 30 Hz). A carga aplicada no topo da amostra é ajustada de tal forma que a deformação específica máxima seja sempre menor que 50×10^{-6} para que o ensaio se processe no regime elástico. Esta variação das condições de ensaio permite construir a curva mestra da mistura, para avaliar seu comportamento tanto a altas temperaturas quanto a baixas temperaturas. O valor característico considerado para efeito de requisito nas normas para o módulo complexo é obtido a 15°C e 10 Hz. As

normas definem valores mínimos de acordo com a classe de desempenho (CORTÉ, 2000).



Figura 2.13 – Equipamento para ensaios de módulo complexo e fadiga à flexão senoidal (www.lcpc.fr, 2004).

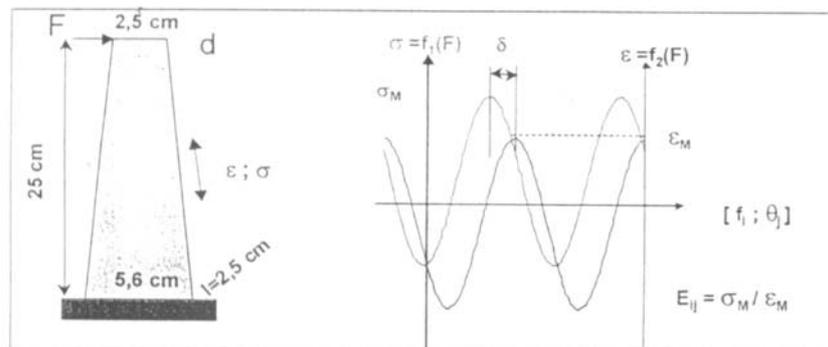


Figura 2.14 – Características do corpo de prova trapezoidal para ensaio de módulo complexo e fadiga e comportamento tensão x deformação da flexão senoidal (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

No Brasil o módulo de resiliência é determinado através do ensaio de compressão diametral (CD) ou de tração indireta. Este ensaio baseia-se naquele desenvolvido pelo Prof. Lobo Carneiro em 1943 para a resistência do concreto à tração. A primeira aplicação em misturas betuminosas deveu-se a Schmidt da Chevron em 1972. Este ensaio foi adotado na COPPE pela sua relativa facilidade, passando a ser usado em ensaios de módulo de resiliência e de fadiga (MEDINA, 2003). O módulo de resiliência

assim obtido é, por definição, a relação entre a tensão de tração normal ao plano vertical diametral e a respectiva deformação específica no plano horizontal (MOTTA, 2002):

$$Mr = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t}$$

Devido aos princípios serem diferentes não é possível comparar diretamente os valores dos módulos complexos das especificações francesas com os obtidos aqui por CD nos laboratórios brasileiros.

- Tração Direta (NF P 98-260-1)

O módulo também pode ser medido em tração direta por meio de uma máquina para ensaios reológicos (MAER). O ensaio é realizado em corpos de prova cilíndricos (diâmetro 80 mm e 200 mm de altura), submetidos a uma tração direta segundo uma lei de carregamento do tipo $\varepsilon(t) = at^n$, controlada por microprocessador. O ensaio é realizado a temperaturas compreendidas entre -10° e $+20^\circ\text{C}$ e a diferentes tempos de carregamentos (1 a 300s). O valor característico do módulo secante considerado nas normas é o obtido a 15°C e 0,02s (tempo de carga). Este valor é determinado a partir da curva mestra da mistura. O valor obtido é semelhante ao do módulo complexo a 15°C e 10 Hz. A análise teórica, confirmada pela experiência, mostrou que existe uma boa correlação entre o módulo secante e o módulo complexo, obtidos a uma mesma temperatura, considerando a relação $t=1/(2\pi f)$, sendo t o tempo de carregamento (tração direta) e f a frequência (módulo complexo).

- Resistência à fadiga (NF P 98-261-1)

O ensaio consiste em solicitar um corpo de prova trapezoidal (o mesmo do ensaio de módulo complexo) à flexão repetida em dois pontos no modo de deformação controlada. O ensaio é realizado a temperatura de 10°C e frequência de 25Hz, correspondendo às condições médias em que os pavimentos são solicitados. O ensaio prossegue até que a rigidez inicial tenha sido reduzida à metade, considerado essa redução do módulo como critério de ruptura. A curva de fadiga é determinada a partir da execução do ensaio em três níveis de deformação, com seis corpos de prova por

nível. A deformação admissível considerada como valor característico do comportamento da mistura, corresponde a 1 milhão de ciclos: ε_6 (expressa em microdeformações; $1\mu def = 10^{-6} m/m$). As normas especificam um valor mínimo de ε_6 para misturas com papel estrutural conforme a classe de desempenho.

No Brasil o ensaio de fadiga é realizado com corpos-de-prova cilíndricos moldados no compactador Marshall em tração direta no modo de tensão controlada. O ensaio é realizado a temperatura de 25°C e frequência de 1Hz. O ensaio prossegue até a ruptura total do corpo-de-prova. A curva de fadiga é determinada a partir da execução do ensaio em cinco níveis de tensão (10, 20, 30, 40 e 50% da resistência à tração estática - RT), com três cps por nível. Como resultados obtém-se as curvas de fadiga com a variação da diferença de tensões ou deformação específica com o número de solicitações. A partir das curvas, por regressão numérica, obtém-se os modelos matemáticos a serem aplicados na análise de tensões e vida de fadiga.

Especificações

A maioria das exigências para revestimentos asfálticos que fazem parte das especificações e normas francesas, se baseiam no desempenho exigido sobre o produto acabado e não sobre um método como “receita de composição”. Os diferentes revestimentos são definidos pelo tipo, posição dentro da estrutura, pela espessura média, pela graduação e pela classe de desempenho, determinada em laboratório pelo estudo de dosagem. As exigências sobre os constituintes dizem respeito exclusivamente às características mecânicas (dureza, resistência ao polimento), dimensão do agregado e propriedades dos finos (poder absorvente e rigidificante, fineza). Os agregados são totalmente britados e a composição granulométrica não é mais definida sob a forma de uma faixa a ser respeitada. Quanto aos ligantes, embora as normas francesas não façam restrições às características do ligante, que tanto pode ser um ligante puro, modificado com polímeros ou com aditivos (fibras), a dosagem mínima em asfalto é fixada através do “módulo de riqueza” que traduz uma espessura mínima de filme de asfalto sobre o agregado (BROSSEAUD, 2002b).

Apresenta-se a seguir as principais características dos revestimentos asfálticos franceses além de uma descrição dos revestimentos asfálticos normatizados na Tabela 2.16:

- Camadas superficiais de revestimentos espessos (BBSG, BBME) – Os concretos asfálticos do tipo BBSG são os revestimentos clássicos que constituem as camadas de superfície (ligação e rolamento) com função estrutural, buscando-se ainda aderência e conforto, aplicam-se em pavimentos novos e reforços. O BBME é uma categoria particular do BBSG com rigidez e resistência à deformação permanente elevadas, além de apresentar bom desempenho à fadiga. Seu emprego está limitado aos locais sujeitos a intensas solicitações. Estes revestimentos são essencialmente produtos especiais das empresas.
- Camadas superficiais de revestimentos delgados (BBM, BBTM, BBUM) – estes tipos de revestimentos são aplicados de acordo com a filosofia francesa de “dissociação de funções das camadas betuminosas” exercendo o papel funcional do revestimento com um ganho nas seguintes características: impermeabilidade/drenabilidade, aderência pneu-pavimento, conforto ao rolamento e nível de ruído. A mistura do tipo BBM é uma técnica rústica aplicada na restauração da superfície do pavimento em manutenções mais pesadas, com espessuras variando de 3 a 5 cm, composição descontínua 2/6 e teor de asfalto entre 5,4 a 5,8% de ligante puro ou modificado. A técnica de BBTM tem se tornado a mais utilizada para a manutenção dos pavimentos com tráfego rápido e importante, aplicada em 1/3 da rede de auto-estradas e em torno de 1/4 da rede nacional. Estas misturas apresentam uma descontinuidade marcante na fração 0/2, duas classes em função dos resultados na prensa de cisalhamento giratório-PCG (vazios menor que 18% para a classe 1 e entre 18 e 25% para a classe 2) e espessuras entre 2,0 e 2,5 cm com excelente rugosidade superficial e manutenção da mesma ao longo do tempo. As misturas ultra-delgadas-BBUM (espessura entre 1,0 e 1,5cm), são utilizadas tanto em meio urbano (tipo 0/6 devido ao baixo nível de ruído) quanto em manutenção de rodovias secundárias (tipo 0/10) em substituição aos tratamentos superficiais. As formulações têm graduação descontínua 2/6 ou 2/4, com 5,2 a 5,5% de ligante puro ou modificado, aplicadas a uma taxa de 25 a 35 kg/m².
- camadas de revestimento intermediárias (GB e EME) – são empregadas na construção de camadas de ligação de pavimentos asfálticos espessos, estruturas

mistas ou na manutenção como reforço estrutural. Os GB são usados há mais de trinta anos com agregados de dimensões máximas de 14 mm e eventualmente 20 mm, tratados com 3,5 a 4% de ligante, geralmente com penetração 35/50. O EME mais empregado é da classe 2 devido a sua maior resistência à fadiga com emprego de ligantes duros de grau 10/25 com teores de até 6%.

- Misturas asfálticas drenantes – Com vazios em torno de 20 a 22%, o BBDr é aplicado com a finalidade de eliminar água superficial, aumentar a aderência e reduzir o nível de ruído em auto-estradas e vias expressas. São aplicados teores de 4,5 a 5,2% de ligantes modificados por polímeros com espessura média de 4cm.
- Tratamentos superficiais e misturas a frio – os tratamentos superficiais (*enduit superficiel* – NF P 98 160) representa a técnica mais econômica e utilizada na manutenção da impermeabilização e forte macroestrutura superficial de rodovias com volume de tráfego de baixo a médio. As misturas a frio (*enrobés coulés à froid* - ECF) são misturas de agregados, emulsão asfáltica, água e aditivos e têm sido aplicados em substituição aos tratamentos mais sensíveis à desagregação com dosagem de 12 a 14 kg/m², às vezes em dupla camada na dosagem de 25kg/m².

Tabela 2.15 – Revestimentos asfálticos normatizados pela AFNOR (SETRA e LCPC, 1994).

Sigla	Denominação	Norma	Classificação		Espessura média (cm)	
			Classe	Granulometria		
BBSG	Bétons bitumineux semi-grenus	Concreto Betuminoso de Graduação Contínua	NF P 98-130		0/10 0/14	6 a 7 7 a 9
BBM	Bétons bitumineux minces	Concreto Betuminoso Delgado	NF P 98-132	a, b,c ou d conforme gran. 1, 2 ou 3 conforme desempenho a def. perm.	0/10 0/14	3 a 4 3,5 a 5
BBC	Bétons bitumineux cloutés		NF P 98-133	0/6 0/10	0/6,3 0/10	3 6
BBDr	Bétons bitumineux drainants	Concreto Betuminoso Drenante	NF P 98-134		0/10 a 0/14 0/6,3	4 3
BBS	Bétons bitumineux pour Chaussées Sonples à Faible	Concreto Betuminoso para estrada de pavimento flexível de	NF P 98-136	BBS tipo 1 BBS tipo 2 BBS tipo 3 BBS tipo 4	0/10 disc. 2/6,3 0/10 cont. 0/14 cont. 0/14 cont.	4 a 5 4 a 6 8 10 a 12

BBTM	Traffic Bétons bitumineux très minces	tráfego leve Concreto Betuminoso Muito Delgado	NF P 98-137	tipo 1 ou 2 conforme PCG	0/6,3 ou 0/10 ou 0/14 ou descontínua	2 a 2,5
GB	Graves bitume	Camada granular betuminosa	NF P 98-138	Classe 1, 2 ou 3 conforme desempenho mecânico	0/14 0/20	8 a 12 10 a 15
EME	Enrobés module élevé	à Mistura asfáltica de módulo elevado	NF P 98-140	Classe 1 ou 2 conforme desempenho mecânico	0/10 0/14 0/20	6 a 10 7 a 12 10 a 15
BBME	Bétons bitumineux à module élevé	à Betuminoso de Módulo Elevado	NF P 98-141	Classe 1, 2 ou 3 conforme desempenho	0/10 0/14	6 a 7 7 a 9

Apresenta-se nas TABELAS 2.16, 2.17 e 2.18 um resumo dos requisitos a serem atendidos de algumas misturas francesas quanto aos ensaios mecânicos.

Tabela 2.16 – Características das misturas asfálticas delgadas (< 5cm) para camada de rolamento (BROSSEUAD, 2002b).

mistura	PCG (% de vazios)	Razão r/R	Profundidade de trilha de roda (60 °C, placa de 5cm)		
			≤ 15 a 3.000 ciclos	≤ 15 à 10.000 ciclos	≤ 15 a 30.000 ciclos
BBMa	6 – 11	≥ 0,75	≤ 15 a 3.000 ciclos	≤ 15 à 10.000 ciclos	≤ 15 a 30.000 ciclos
BBMb	7 – 12	≥ 0,75	≤ 15 a 3.000 ciclos	≤ 15 à 3.000 ciclos	≤ 15 a 30.000 ciclos
BBMc	8 – 13	≥ 0,75	≤ 15 a 3.000 ciclos	≤ 15 à 3.000 ciclos	≤ 15 a 30.000 ciclos

r/R: relação entre a resistência à compressão simples em corpos-de-prova submetidos a condicionamento (r) e sem condicionamento (R) (NF P 98-251-1).

Tabela 2.17 – Características das misturas asfálticas espessas (> 5cm) para camada de rolamento (BROSSEUAD, 2002b).

Mistura	PCG (% vazios)		ATR 30.000 ciclos (%)	Módulo de rigidez (15°C–10Hz) MPa	Deformação admissível em fadiga $\varepsilon_6 (\mu def)$	
	C60 (D 10mm)	C80 (D 14 mm)				
BBSG classe 1	5 – 10	4 - 9	≥ 0,75	≤ 10	≥ 5.500	≥ 100
BBSG classe 2	5 – 10	4 - 9	≥ 0,75	≤ 7,5	≥ 7.000	≥ 100
BBSG	5 – 10		≥ 0,75	≤ 5	≥ 7.000	≥ 100

classe 3	4 - 9				
BBME	5 - 10	$\geq 0,8$	≤ 10	≥ 9.000	≥ 110
classe 1	4 - 9				
BBME	5 - 10	$\geq 0,8$	$\leq 7,5$	≥ 12.000	≥ 100
classe 2	4 - 9				
BBME	5 - 10	$\geq 0,8$	≤ 5	≥ 12.000	≥ 100
classe 3	4 - 9				

C60 (D 10 mm): 60 giros no compactador giratório, diâmetro máximo igual a 10mm;
C80 (D 14mm): 80 giros no compactador giratório, diâmetro máximo igual a 14mm.

Tabela 2.18 – Características das misturas asfálticas para camada intermediária ou de ligação (BROSSEUAD, 2002b).

Mistura	PCG (% vazios)		ATR ciclos (%)	Módulo de rigidez (15 °C–10Hz) MPa	Deformação admissível em fadiga $\varepsilon_6 (\mu def)$
	C60 (D 10mm)	razão r/R			
GB					
classe 2	≤ 11	$\geq 0,65$	$\leq 10^*$	≥ 9.000	≥ 80
GB					
classe 3	≤ 10	$\geq 0,7$	$\leq 10^*$	≥ 9.000	≥ 90
GB					
classe 4	≤ 9	$\geq 0,7$	$\leq 10^{**}$	≥ 11.000	≥ 100
EME					
classe 1	≤ 10	$\geq 0,7$	$\leq 7,5^{**}$	≥ 14.000	≥ 110
EME					
classe 2	≤ 6	$\geq 0,75$	$\leq 7,5^{**}$	≥ 14.000	≥ 130

2.3.3 Projeto de Pavimentos (Guia Técnico Francês)

O projeto de pavimentos na França é especificado através de catálogos de estruturas típicas (dimensionadas mecanisticamente) em que a espessura da camada é fixada de acordo com a faixa de tráfego e a capacidade de suporte do subleito (RAMOS, 2003). Este tipo de documento é apropriado quando os materiais constituintes do pavimento e seu desempenho mecânico são pré-definidos e as estratégias de investimentos estão fortemente determinadas. Durante os últimos 10 anos o contexto político e econômico na França mudou consideravelmente. A normalização de materiais e produtos rodoviários introduziu a divisão por classes de materiais em função de seu desempenho

mecânico, além da transferência da administração das rodovias passando do poder público para diversos atores (concessionárias, estado, etc) que diversificaram bastante as estratégias de gerenciamento e investimentos. Dessa forma os catálogos existentes tiveram que ser complementados com uma metodologia que pudesse definir as propriedades mecânicas dos novos materiais (módulo elevado, asfaltos modificados por polímeros), novas estruturas (pavimento composto, invertido, placa com armadura contínua, etc) e novas estratégias de investimento. A publicação do Guia Técnico Francês para Projetos de Pavimentos assumiu esse papel de complementar os catálogos franceses. O manual descreve a metodologia mecanística em uso na França há anos (CORTÉ & GOUX, 1996).

O método francês de projeto combina a análise mecanística racional com o conhecimento de parâmetros experimentais. Um método mecanístico é usado para definir o modelo estrutural do pavimento e calcular as tensões e deformações geradas por uma carga padrão. Os resultados obtidos em laboratório do dano de fadiga dos materiais são usados para definir a resistência à fadiga da estrutura. E finalmente, o conhecimento advindo da observação do desempenho de pavimentos em trechos experimentais ou no simulador de tráfego circular do LCPC, é utilizado para definir critérios de deformação permanente no subleito e em camadas granulares, ajustando os valores encontrados nas análises mecanísticas. Estes ajustes são realizados através do uso constantes denominadas de fator campo-laboratório (FCL). A natureza probabilística dos materiais é considerada no projeto através do *risco de projeto* que significa a chance/probabilidade de ocorrência de falha ou ruptura do pavimento dentro do período de projeto de p anos.

Os principais elementos considerados no dimensionamento do pavimento são o tráfego, clima, subleito, materiais de pavimentação e a qualidade nos processos construtivos. Estes elementos são sumariamente descritos a seguir.

O tráfego de veículos pesados é convertido em um número equivalente de operações de um eixo padrão simples de roda dupla com 130 kN. A equivalência entre as diversas configurações de eixo e o eixo padrão é realizada através do cálculo das tensões no pavimento considerando o comportamento de fadiga dos materiais. Os fatores de equivalência dependem do material, tipo de dano e estrutura do pavimento (TABELA

2.19). As classes de tráfego são baseadas no número médio diário de veículos comerciais na faixa mais carregada durante o primeiro ano de abertura ao tráfego.

O clima é considerado através da temperatura média equivalente admitida igual a 15°C, sendo a temperatura de referência para a maioria dos ensaios. A resistência do pavimento durante o período de gelo/degelo é considerada à parte através de um índice de congelamento que deverá ser o mínimo para evitar o aparecimento de defeitos e a restrição de tráfego sobre o pavimento.

Tabela 2.19 – Classes de tráfego e coeficientes de equivalência de eixos para projetos de pavimentos franceses.

Classe	T5	T4	T3 ⁻	T3 ⁺	T2	T1	T0	TS	TEX
ADM*	0 – 25	25 – 50	50 – 100	100 – 150	150 – 300	300 – 750	750 – 2.000	2.000 – 5.000	> 5.000
Pista com tráfego leve									
		T5		T4		T3-		T3+	
CAM**		0,4		0,5		0,7		0,8	
Tráfego médio e pesado (Ti>T3)									
Material						CAM			
Camada betuminosa (esp. total ≤ 25cm)						0,8			
camada betuminosa espessa (esp. total > 25cm)						1,0			
camada cimentada e de concreto						1,3			

*ADM: Número médio diário de veículos pesados por faixa.

**CAM: coeficiente de equivalência médio para veículos comerciais para o eixo simples de roda dupla de 130kN.

O subleito é normalmente caracterizado pelo módulo de resiliência considerado representativo do período hídrico mais desfavorável (com exceção do período de degelo).

Os materiais de pavimentação estão em sua grande maioria normatizados e codificados em classes de desempenho em função de suas características físicas e mecânicas. Suas características de resistência mecânica e deformabilidade são obtidas através de ensaios de laboratório. A variabilidade dos resultados no comportamento à fadiga é considerado no cálculo das tensões e deformações para as diversas famílias de materiais.

A qualidade dos processos executivos passa a fazer parte da metodologia de dimensionamento, na medida que a variabilidade das espessuras afetam o comportamento estrutural do pavimento, esta dispersão deve ser considerada através de

valores médios de desvios padrões obtidos a partir da observação de construções executadas de acordo com as especificações.

O cálculo das tensões e deformações é desenvolvido em programas computacionais em que a estrutura do pavimento é representada por um sistema de camadas elásticas através dos módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson. As tensões e deformações de projeto são obtidas a partir do comportamento à fadiga dos materiais, tráfego acumulado e fatores que consideram a variabilidade dos materiais, o risco assumido e um fator de calibração (fator campo-laboratório – FCL) que visa corrigir as diferenças entre os valores calculados e observados durante longos períodos de tempo (efeito do tráfego, envelhecimento e clima).

No que diz respeito aos critérios de projeto, estes são diferenciados em função do tipo de camada a ser estudada:

- para subleitos ou camadas granulares limitam-se as deformações verticais $\varepsilon_{z,ad}$ no topo da camada em função do tráfego;
- para camadas asfálticas limita-se as deformações de tração na fibra inferior $\varepsilon_{t,ad}$ em função do tráfego, da lei de fadiga da mistura transformada para a temperatura padrão, do risco adotado, do coeficiente de calibração e de um terceiro coeficiente em função da heterogeneidade da capacidade de suporte das camadas de fundação;
- para camadas tratadas com cimentos ou de concreto, limitam-se as tensões de tração na base da camada em função do tráfego e coeficientes de ajustes.

As espessuras finais são determinadas através dos ajustes entre os valores de tensão e deformação de projeto com os valores limites, dentro das faixas de espessuras mínimas e máximas de ordem prática e construtiva de forma a garantir adequada compactação e uniformidade da camada.

2.4 MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO

Misturas de módulo elevado são caracterizadas pelo uso de ligantes duros, granulometria contínua e que apresentam faixa de valores de módulos de resiliência de duas a três vezes maiores que os valores encontrados nas misturas convencionais. São

misturas densas com granulometria contínua (30% a 35% passante na peneira de 2 mm e 7% a 8% de filer) e diâmetro máximo de 14mm ou 20mm, sendo aplicado em camadas variando de 7 a 15 cm de espessura. São essencialmente recomendadas para vias urbanas de tráfego canalizado, rodovias de alto volume de tráfego e aeroportos.

A mistura de módulo elevada conhecida como EME2, associada a uma camada de rolamento em concreto asfáltico delgado (2 a 3cm) constitui uma das técnicas de manutenção mais frequentes para os pavimentos de tráfego elevado, uma vez que neste caso, tem-se um poder estrutural aceitável associado à uma redução da espessura que chega a 25%, além da elevada resistência a formação de afundamento de trilhas de roda e boa manutenção da macrotextura (aderência e rugosidade). Para conciliar duas propriedades, um pouco contrárias, como a rigidez elevada (módulo a 15°C, 10Hz maior que 14.000 MPa) e a resistência elevada à fadiga ($\varepsilon_6 \geq 130 \mu def$, EME2), é necessário usar um asfalto bastante duro (penetração a 25°C entre 10 e 25/10mm; TBA $\geq 55^\circ C$). Essa consistência elevada permite uma dosagem relativamente alta em ligante (em torno de 6% para o EME2), sem que a resistência à afundamento de trilhas de roda seja afetada, apesar do material apresentar uma baixa porcentagem de vazios, variando de 3 a 6% para o EME2 (BROSSEUAD, 2002b).

Apresenta-se a seguir um apanhado das principais características das misturas de módulo elevado utilizada na França e em alguns outros países europeus.

2.4.1 Histórico de Misturas de Módulo Elevado

As primeiras aplicações na França, em 1980, tinham como principais objetivos os reforços ou a reabilitação de pavimentos urbanos com restrição altimétrica (limitação de corte devido a dutos enterrados ou altura de meio-fio e das calçadas). A solução destes problemas com as misturas de módulo elevado levou a comunidade rodoviária a buscar materiais com rigidez muito mais alta que os materiais convencionais de forma a produzir camadas mais esbeltas e com vida de fadiga semelhante das misturas tradicionais (CORTÉ, 2003).

As primeiras aplicações em rodovias começaram em 1981, como camada de base em reforços com ou sem fresagem ou escavação parcial do pavimento antigo, embora seu uso só tenha se tornado mais significativo 4 ou 5 anos depois.

A crise do petróleo também estimulou a busca por soluções que permitissem a redução da quantidade de asfalto e que mantivesse o mesmo desempenho das misturas tradicionais. Além do uso em reforço, as misturas de módulo elevado foram também utilizadas como camadas de base para pavimentos novos de forma a reduzir as espessuras das soluções comuns da época em base asfáltica com ligantes 35/50 e 50/70.

Segundo DELORME et al (1996), para o desenvolvimento destas novas concepções de misturas, foi necessário não só um grande número de ensaios de laboratório, para a comparação entre o desempenho das misturas tradicionais e das novas, mas também foram essenciais os testes destas misturas no Simulador de Tráfego Circular de Nantes, além da observação de trechos experimentais por 10 a 15 anos. Dessa forma, só em 1992 foi possível propor uma primeira especificação francesa para misturas de módulo elevado.

Com o objetivo de reduzir os riscos de deformação permanente o uso de misturas de módulo elevado tem sido frequentemente acompanhado pelo uso de misturas asfálticas muito delgadas (*Béton Bitumineux Très Mince* – BBTM) como capa de rolamento. O uso conjunto dessas soluções tem mostrado as seguintes vantagens:

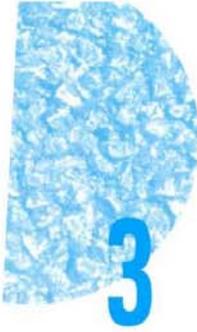
- baixa porcentagem de vazios e alta rigidez das misturas de módulo elevado que fornece proteção para base quanto à fadiga e à deformação permanente;
- alta textura superficial do BBTM devido a granulometria descontínua que promove elevada resistência à derrapagem.

No caso dos pavimentos franceses, havia a necessidade de se usar uma camada de rolamento sobre a mistura de módulo elevado para proteção térmica (baixas temperaturas) da base e além disso garantir uma macrotextura superficial adequada tendo em vista que as misturas de módulo elevado tinham porcentagem de vazios baixas e granulometrias contínuas. As misturas de módulo elevado foram normalizadas em outubro de 1992 pela AFNOR com a denominação NF P 98-140 e em 1993 com a

denominação NF P 98-141 para as misturas do tipo EME (*enrobé à module élevé*) e BBME (*béton bitumineux à module élevé*) respectivamente (CORTÉ, 2003).

Em 1998, o Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas para a rede estadual e federal (LCPC e SETRA, 1998), passa a considerar o uso de misturas de módulo elevado como base sobre camadas granulares ou com pavimentos *full-depth*, funcionando como base e como sub-base (FIGURAS 2.16, 2.17, 2.18 e 2.19). A ficha 3 para a rede de vias estruturantes ou arteriais (*Voies du Réseau Structurant - VRS*) apresenta na primeira página informações da estrutura na seção transversal com as espessuras e variações mínimas permitidas em função do tráfego e da granulometria. O período de projeto para as estruturas apresentadas é de 30 anos (alto custo inicial e baixo nível de manutenção). Na 2ª página estão os dados de entrada, equivalência e os materiais para capa e binder. São também apresentadas as espessuras mínimas e máximas. Na 3ª página apresentam-se as estruturas a serem selecionadas em função do módulo da plataforma (PF) e do tráfego (TC). Na 4ª página do catálogo apresenta-se um ábaco com a quantidade de gelo admissível (IA) na base da fundação (subleito), relacionando a PF e TC com IA.

Outras informações a respeito do catálogo podem ser obtidas em RAMOS (2003). As especificações e principais propriedades mecânicas das misturas de módulo elevado são melhor detalhadas no próximo item.

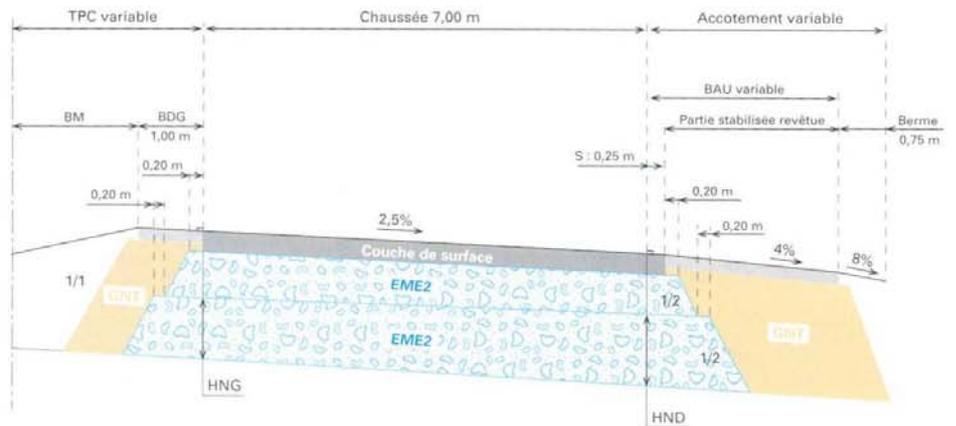


Structure :

- Couche de base : Enrobé à module élevé de classe 2 (EME2)
- Couche de fondation : Enrobé à module élevé de classe 2 (EME2)

Coupe transversale :

- Exemple d'une coupe transversale pour cette structure :



- Variation transversale d'épaisseur :**

La différence entre les épaisseurs nominales au bord droit (HND) et au bord gauche (HNG) doit être inférieure à ΔH_{max} . L'épaisseur HNG doit être supérieure à HNG_{min} .

	Trafic $\geq TC_{50}$	Trafic $\leq TC_{40}$
Base EME	$\Delta H_{max} = 0$ cm	$\Delta H_{max} = 2$ cm
Fondation EME	$\Delta H_{max} = 2$ cm	

HNG _{min} (cm)	base : EME			fondation : EME		
	0/10	0/14	0/20	0/10	0/14	0/20
	6	7	10	6	7	10

Figura 2.15 – Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 1ª pagina.

EME2/EME2

Commentaires

Les épaisseurs des couches d'assise indiquées sur la fiche ci-contre sont les épaisseurs nominales au bord droit (côté rive) de la voie la plus chargée de la chaussée.

Données d'entrée :

- TCi_{30} : classe de trafic cumulé

Elle est déterminée par le nombre de poids-lourds (PTAC > 35 kN) cumulé sur 30 ans sur la voie la plus chargée. Les limites de ces classes sont indiquées sur la fiche ci-contre.

- PF_j : classe de plate-forme

Elle est déterminée par le module à long terme de la plate-forme support de chaussée. Les limites des classes de plate-forme figurent sur la fiche ci-contre.

Matériaux :

Ils doivent être conformes aux normes en vigueur et aux guides d'application des normes.

ches d'enrobé (couche de roulement, et une ou deux couches de liaison). Les combinaisons autorisées pour cette structure sont les suivantes :

- **Couche de surface (CS) :**

Elle peut comprendre une ou plusieurs cou-

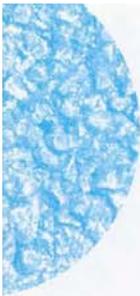


- **Épaisseur de mise en oeuvre des matériaux d'assise :**

	EME2		
	0/10	0/14	0/20
mini (cm)	6	7	10
maxi (cm)	10	12	13

⁽¹⁾ Dans le cas de site sensible à l'orniérage (pente, rampe...).

Figura 2.16– Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 2ª pagina.



Fiche

VRS

	50 MPa	120 MPa	200 MPa
	PF 2	PF 3	PF 4
TC8₃₀ 94 millions PL <small>(75 millions NE)</small>		 CS 13 cm 13 cm	 CS 12 cm 12 cm
TC7₃₀ 38 millions PL <small>(30 millions NE)</small>		 CS 11 cm 12 cm	 CS 10 cm 11 cm
TC6₃₀ 14 millions PL <small>(11,3 millions NE)</small>		 CS 9 cm 10 cm	 CS 8 cm 9 cm
TC5₃₀ 6 millions PL <small>(4,5 millions NE)</small>	 CS 11 cm 12 cm	 CS 9 cm 10 cm	 CS 8 cm 9 cm
TC4₃₀ 3 millions PL <small>(2,2 millions NE)</small>	 CS 10 cm 10 cm	 CS 7 cm 9 cm	 CS 6 cm 8 cm
TC3₃₀ 1 million PL <small>(0,7 million NE)</small>			
TC2₃₀ 			

NE : Nombre d'essieux équivalents calculé avec CAM= 0,8

Figura 2.17– Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 3ª pagina.

Abaque pour la détermination de l'indice de gel admissible IA de la chaussée

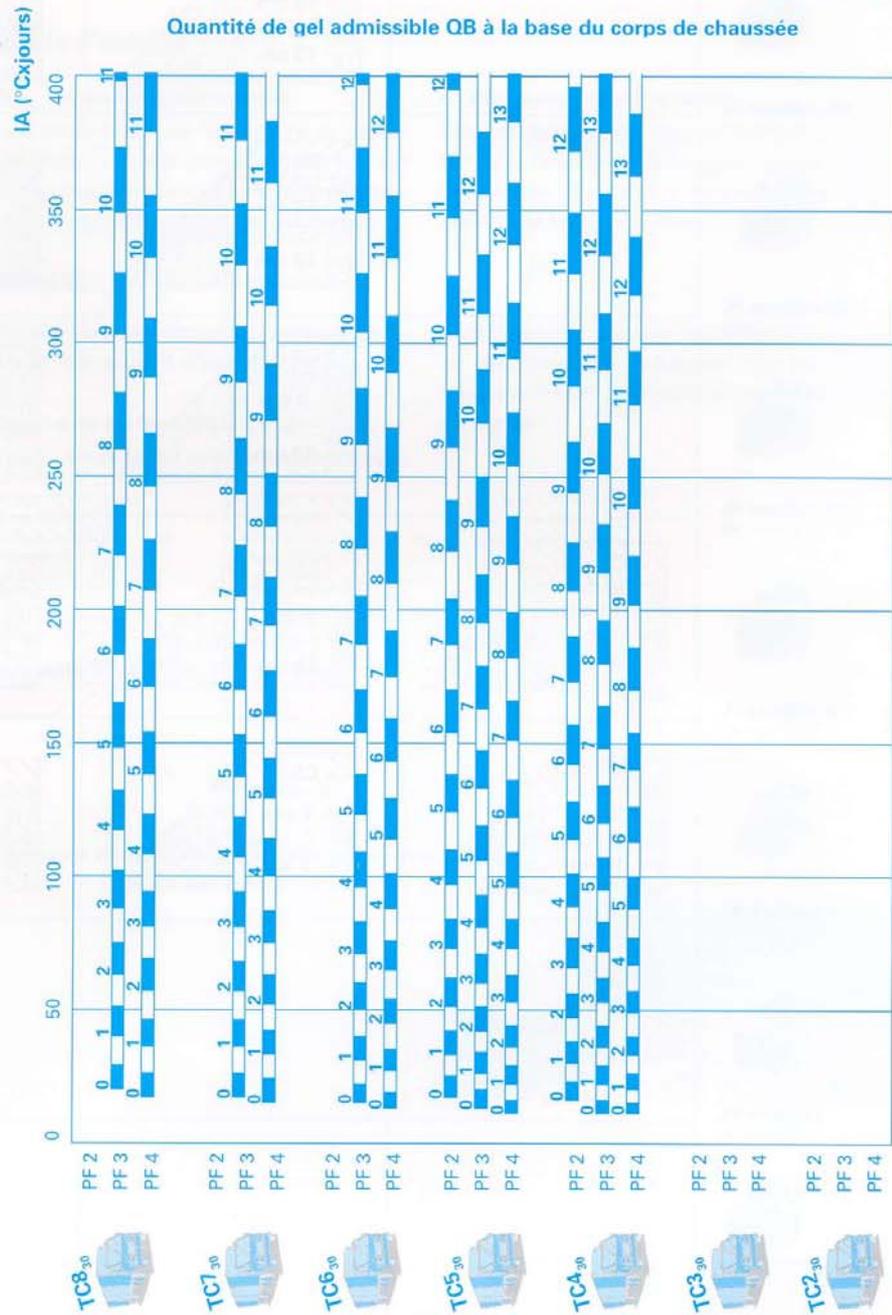


Figura 2.18– Ficha n.º 3 do Catálogo francês de 1998, para Vias Estruturante (VRS), 4ª página.

2.4.2 Principais Características

Especificações

As misturas de módulo elevado estão divididas em dois tipos de acordo com sua aplicação seja para camada de rolamento ou binder (*Béton Bitumineux à Module Elevé* – BBME) ou para binder ou camada de base (*Enrobé à Module Elevé* – EME). As normas NF P 98-140 (EME) e NF P 98-141 (BBME) são fruto de mais de 10 anos de aplicação em obras e acompanhamento de trechos experimentais e extensa pesquisas em laboratório. As misturas são divididas em classes de desempenho, o EME, por exemplo é dividido em duas classes: EME 1 – introduzido somente em 1988, devido ao reduzido teor de asfalto, próximos das bases francesas tradicionais denominadas GB (*grave-bitume*), apresenta uma baixa resistência à fadiga, sendo recomendado seu uso para camadas sujeitas à compressão EME 2 – correspondente a primeira geração deste material (CORTÉ, 2003). Apresenta-se nas TABELAS 2.20 e 2.21 os desempenhos mecânicos mínimos exigidos para misturas do tipo EME e BBME.

Tabela 2.20 – Desempenho mecânico exigido para misturas de módulo elevado EME (NF P 98-140).

Ensaio do EME 0/10, 0/14 e 0/20	classe 1	classe 2
Ensaio Duriez a 18° C (NF P 98-251-1) Razão: r (em MPa) após imersão R (em MPa) a seco	$\geq 0,70$	$\geq 0,75$
Ensaio de afundamento de trilha de roda (NF P 98-253-1) Profundidade do afundamento em porcentagem da espessura da placa, para uma placa de 10cm de espessura, a 30.000 ciclos e a 60° C, numa porcentagem de vazios entre: <ul style="list-style-type: none"> ▪ 7% e 10% (classe 1) ▪ 3% e 6% (classe 2) 	$\leq 7,5\%$ -	- $\leq 7,5\%$
Ensaio de módulo complexo (NF P 98-280-2) Módulo (em MPa), a 15°C, 10 Hz e porcentagem de vazios compreendidos entre: <ul style="list-style-type: none"> ▪ 7% e 10% (classe 1) ▪ 3% e 6% (classe 2) 	≥ 14.000 -	- ≥ 14.000
Ensaio de tração direta (NF P 98-260-1) Determinação do módulo e da perda de linearidade numa porcentagem de vazios entre: <ul style="list-style-type: none"> ▪ 7% e 10% (classe 1) ▪ 3% e 6% (classe 2) 	≥ 14.000 -	- ≥ 14.000
Ensaio de fadiga (NF P 98-260-1) Deformação relativa a 10^6 ciclos, 10°C e 25Hz e porcentagem de vazios compreendido entre: <ul style="list-style-type: none"> ▪ 7% e 10% (classe 1) ▪ 3% e 6% (classe 2) 	$\geq 100 \mu def$ -	- $\geq 130 \mu def$

Tabela 2.21 – Desempenho mecânico exigido para misturas de módulo elevado BBME (NF P 98-141).

Ensaio do BBME 0/10 ou 0/14	classe 1	classe 2	classe 3
Ensaio Duriez a 18° C (NF P 98-251-1) Razão: r (em MPa) após imersão R (em MPa) a seco	$\geq 0,80$	$\geq 0,80$	$\geq 0,80$
Ensaio de afundamento de trilha de roda (NF P 98-253-1) Profundidade do afundamento em porcentagem da espessura da placa, para uma placa de 10cm de espessura, a 30.000 ciclos e a 60°C, com uma porcentagem de vazios entre 5% e 8%.	$\leq 10 \%$	$\leq 7 \%$	$\leq 5 \%$
Ensaio de módulo complexo (NF P 98-280-2) Módulo (em MPa), a 15°C, 10 Hz e porcentagem de vazios compreendidos entre 5% e 8%.	≥ 9.000	≥ 12.000	≥ 12.000
Ensaio de tração direta (NF P 98-260-1) Determinação do módulo e da perda de linearidade numa porcentagem de vazios entre 5% e 8% módulo em MPa a 15°C, 0,02s	≥ 9.000	≥ 12.000	≥ 12.000
Ensaio de fadiga (NF P 98-261-1) Deformação relativa a 10^6 ciclos, 10°C e 25Hz e porcentagem de vazios compreendido entre 5% e 8%, ϵ_6	$\geq 110 \mu \text{ def}$	$\geq 100 \mu \text{ def}$	$\geq 100 \mu \text{ def}$

Comportamento Mecânico (rigidez, deformação permanente e fadiga)

Rigidez

O uso de asfaltos duros aumenta a rigidez da mistura. Isto é ilustrado na FIGURA 4.12 onde são apresentados valores médios de vários tipos de misturas pesquisadas na COPPE nos últimos anos, a título comparativo. Uma das vantagens das misturas de alto módulo: mesma faixa de módulo de materiais cimentados com uma resistência a fadiga maior.

A Tabela 2.22 apresenta as características de diferentes ligantes utilizados na confecção de concreto asfáltico de alto módulo (SERFASS et al, 1997).

Tabela 2.22 – Características de ligantes utilizados em misturas de módulo elevado (SERFASS et al, 1997)

Propriedade	ligante duro	modificado por asfaltita	modificado por SBS	adição de poliolefinas
Pen. a 25°C (10^{-1} mm)	10 a 20	8 a 18	30 a 50	não é possível caracterizar como asfalto modificado
Ponto de amol. (°C)	65 a 80	65 a 80	55 a 65	por causa de partículas não dissolvidas de
Visc. a 160°C	400 a 600 mPa.s	-	-	poliolefinas

A partir dos ligantes que atendem às especificações francesas, realizaram-se ensaios para caracterização do comportamento mecânico de misturas típicas de módulo elevado para aplicação em camadas de base/sub-base e em camadas de capa/binder e comparadas com as características de misturas convencionais. Os valores obtidos para módulo complexo e fadiga (flexão senoidal, vigota trapezoidal apoiada em dois pontos) são apresentadas na TABELA 2.23 e FIGURA 2.20. O estudo também pesquisou o uso de um novo tipo de mistura de módulo elevado com alta resistência à fadiga (aumento de 30% em comparação às misturas ricas, significando um aumento no número N admissível de 3 a 4 vezes) obtida com teores elevados de ligante, em torno de 6.4 e 8% e módulo de riqueza entre 4 e 5, denominadas misturas muito ricas (Very Rich HMAC) (FIGURA 2.20). Apesar dos teores elevados, a resistência à deformação permanente ainda mantém-se dentro dos valores aceitáveis pelas normas.

Tabela 2.23 – Faixa de valores típicos de módulo complexo obtidos em laboratório (SERFASS, et al, 1997)

Mistura	BASE/SUB-BASE		CAPA/BINDER	
	a 10 °C, 10 Hz ou 0,02s	a 15 °C, 10 Hz ou 0,02s	a 10 °C, 10 Hz ou 0,02s	a 15 °C, 10 Hz ou 0,02s
Ligante muito duro	18.000 – 23.000	14.000 – 18.000	-	-
Modif. Asphaltita	18.000 – 25.000	15.000 – 21.000	14.000 – 19.000	12.000 – 16.000
Modif. Poliolefina	17.000 – 20.000	14.000 – 17.000	14.000 – 17.000	12.000 – 14.000
Modif. SBS	-	-	12.000 – 17.000	10.000 – 14.000
Base padrão (GB)	9.000 – 14.000	7.000 – 12.000	7.000 – 11.000	5.000 – 9.000

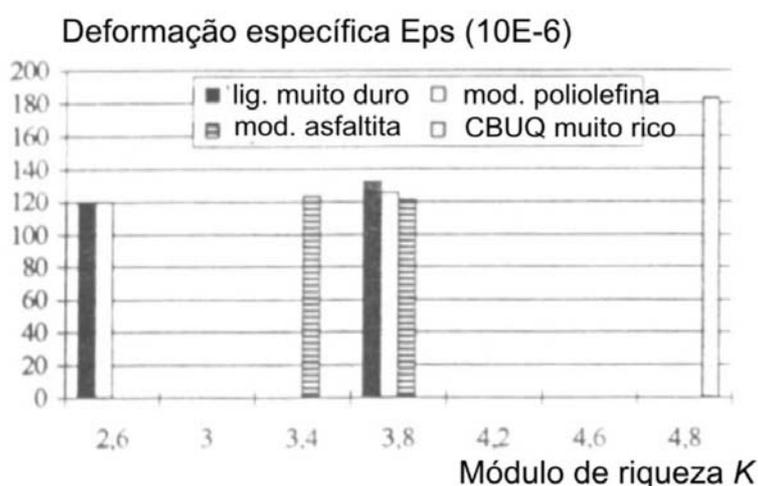


Figura 2.19 – Valores típicos de microdeformações admissíveis para misturas de módulo elevado em função do ligante (SERFASS et al, 1997).

A TABELA 2.24 e FIGURA 2.21 apresentam valores típicos de módulo complexo, fadiga e espessuras de bases de módulo elevado. Os valores admissíveis de microdeformações das misturas de módulo elevado são em geral maiores de que as misturas convencionais aplicadas em camada de base, indicando uma resistência à fadiga maior.

Tabela 2.24 – Características de rigidez e fadiga de misturas francesas (SERFASS et al, 1997).

Estrutura	tipo mistura de base	E - Módulo (MPa) a 15 °C-10Hz	ε_6 - microdeformação a 10 ⁶ ciclos, 10 °C, 25Hz
1	Base padrão (GB)	9.300	80
2	Módulo Elevado	16.000	110
3	Módulo Elevado	16.000	140
4	Módulo Elevado	18.000	110
5	Módulo Elevado	18.000	140
6	Módulo Elevado	15.000	180

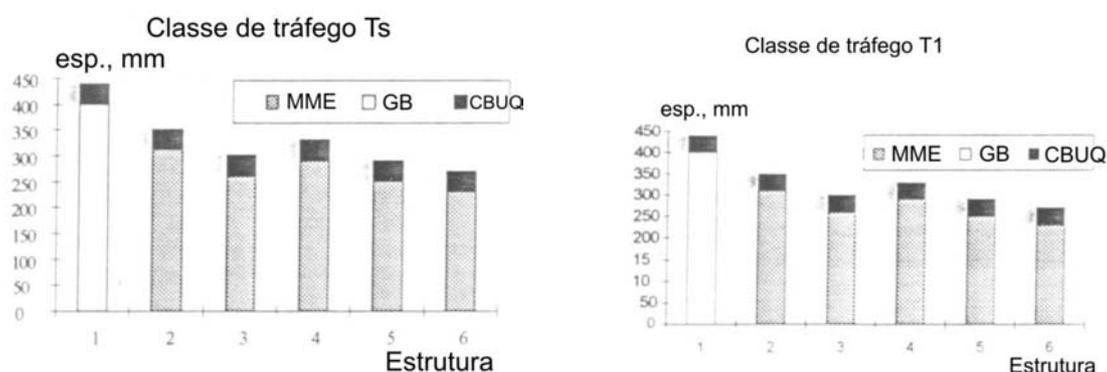


Figura 2.20 – Dimensionamento de estruturas para tráfego classe TS e T1 (SERFASS et al, 1997).

As misturas de módulo elevado no estudo de SERFASS et al (1997) apresentaram microdeformações a 1 milhão de ciclos (ε_6) variando entre 110 e 120 para asfaltita e para poliolefinas, próximos dos valores das misturas para camada de rolamento tradicionais. As misturas elaboradas com SBS apresentaram valores entre 130 e 150 microdeformações. Ao contrário do que apresentaram outros estudos, a adição de asfaltita ou de poliolefinas, com o intuito de enrijecer o ligante para a confecção de misturas de módulo elevado, pode reduzir em até 20% a vida de fadiga da mistura asfáltica.

Resistência à Deformação Permanente

Existe uma forte correlação entre o aumento dos valores dos módulos das misturas e uma conseqüente diminuição da sensibilidade à deformação permanente. Uma série de

ensaios foram realizados no simulador de tráfego LPC (NF P 98-253-1) para avaliar a influência do ligante no comportamento da mistura quanto à deformação permanente, para misturas com granulometria semelhantes. Foram utilizados os seguintes ligantes: penetração 10/20 e 50/70, asfalto do tipo multigrade, modificado por SBS e por EVA (CORTÉ, 2003).

CORTÉ et al (1994) apresentam um estudo desenvolvido no simulador de tráfego circular para avaliar a resistência à deformação permanente da camada de rolamento. Comparam-se os resultados obtidos com ligante modificado por SBS, Shell Multigrade (baixa sensibilidade térmica), um ligante duro 10/20 e um ligante convencional 50/70 como referência. O ligante duro com penetração de $15,5 \times 10^{-1}$ mm e T_{BA} igual a $70,5$ °C (ligante sem envelhecimento) foi aplicado em mistura como camada de ligação (EME 0/14) com espessura de 8,0cm e camada de desgaste um concreto asfáltico muito delgado (asfalto modificado por SBS) com 2,5 cm de espessura base tipo *Grave-bitume* (GB) com ligante 35/50, comum para todas as seções testes. A sub-base constituiu-se de uma brita tratada com cimento (3,9%) e 20,0cm de espessura. Os resultados confirmaram a maior resistência da estrutura com mistura de módulo elevado e concreto asfáltico muito delgado (BBTM) que apresentou afundamentos de trilhas de roda variando entre 3 e 5 mm após 202.000 ciclos, enquanto que a mistura convencional apresentou valores maiores que 12mm. As misturas com SBS e Multigrade apresentaram valores intermediários muito próximos ficando entre 5 e 7mm. A FIGURA 2.22 mostra a variação do afundamento de trilhas de roda com o número de ciclos para todas as misturas testadas no simulador para uma velocidade de 40 km/h e raio de 16,5m. O estudo verifica também a influência da origem da areia, sendo as areias naturais mais sensíveis à formação de trilha de roda. Constatou ainda a boa correspondência entre os resultados obtidos no laboratório com o simulador de tráfego pequeno LPC e os resultados obtidos em campo nas pistas testes solicitadas com o simulador de tráfego circular.

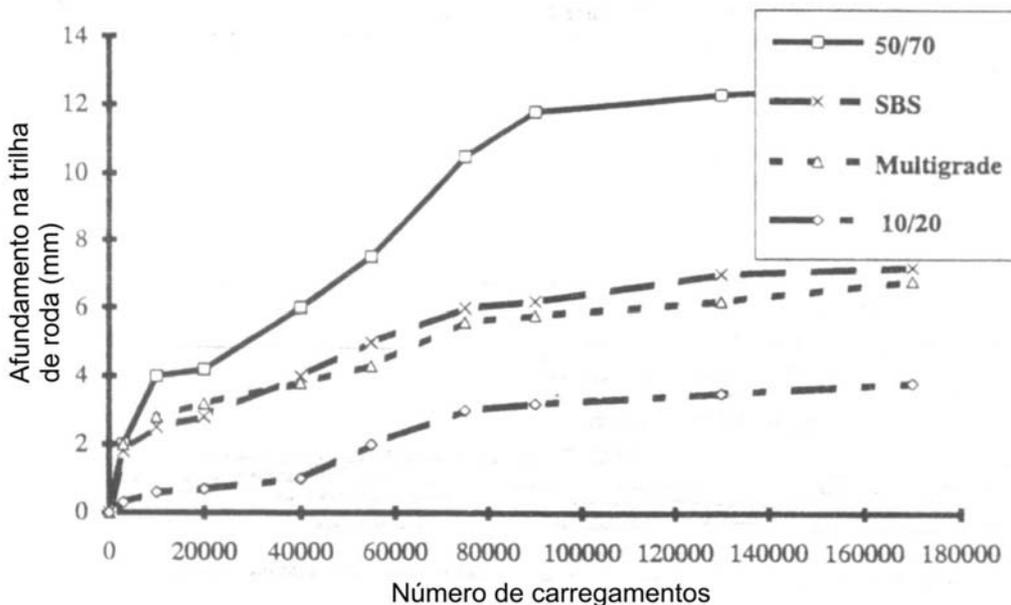


Figura 2.21 – Resultados da pista de testes com o simulador de tráfego circular em Nantes para comparação da influência do ligante na deformação permanente da camada de rolamento (CORTÉ et al, 1994).

Resistência à fadiga

O teor de asfalto maior que os utilizados nas misturas para camada de ligação e base, aliado ao baixo teor de vazios, promove um aumento significativo na resistência à fadiga quando analisado o valor da microdeformação (ϵ_6) suportada pelas misturas de módulo elevado (o mínimo admitido pelas normas francesas para o EME é de 130×10^{-6}) quando comparado com as misturas tradicionais (para uma mistura tradicional usada como base como o GB2, o mínimo admissível é de 80×10^{-6}) (CORTÉ, 2003).

GOACOLOU e MAZÉ (2000) pesquisaram correlações entre as características dos ligantes duros e as misturas de módulo elevado através de ensaios convencionais e reológicos nos ligantes e ensaios mecânicos e de resistência nas misturas. Os diversos ligantes duros comerciais são de penetração 5/15, 10/20 e 20/30 caracterizados conforme mostrado na TABELA 2.25. As misturas foram caracterizadas em duas categorias de ensaios: ensaios de dosagem/formulação (resistência à água – Duriez, compactabilidade – PCG, afundamento da trilha de roda – LPC) e ensaios de determinação de módulo elástico (ensaio de tração direta, ensaio de flexão senoidal e ensaio de compressão senoidal). Os resultados obtidos são mostrados na TABELA 2.26.

Os valores do módulo de rigidez obtidos através dos ensaios de tração direta e de compressão senoidal apresentam valores muito próximos. O ensaio de flexão trapezoidal apresentou valores pelo menos 10% menores do que os outros métodos. Quanto à predição da rigidez das misturas betuminosas, tem-se que o valor absoluto do módulo complexo $|G^*|$ do ligante tem correlação com o módulo da mistura $|E^*|$ determinado num ensaio de compressão simples, quando os dois ensaios são realizados à mesma temperatura (15 °C) e mesma frequência de 10 Hz (FIGURA 2.22).

Tabela 2.25 – Características de ligantes duros sem envelhecimento, utilizados em misturas de módulo elevado (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	BS ₁	BS ₂	BS ₃	BM
Pen. 25 °C (1/10mm)	3	11	19	17	21	15	22	23
Pto. amol T _{BA} (°C)	74,5	67	63	61	60	69	69	64
Módulo complexo G* (MPa)	154	77	43	17	46	30	27	30
ângulo de fase - δ (°)	9	23	31	15	32	31	33	41

obs.: B – betume puro; BS – betume especial; BM – betume modificado por copolímero EVA.

Tabela 2.26 – Características das misturas de módulo elevado (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

	B ₁	B ₂	B ₃	BS ₁	BS ₂	BS ₃	BM
Afund. 30.000 ciclos (%)	1,6	3,1	2,9	3,7	3,9	3,0	3,2
▪ Módulo elástico							
Flexão senoidal (15°C, 10Hz)	24.274	18.250	15.208	16.060	13.187	13.019	12.717
Tração direta (15°C, 0,02s)	29.800	20.800	15.500	17.400	13.400	14.900	12.400
Compr. senoidal (15°C, 10Hz)	24.700	19.600	16.406	17.254	12.858	14.077	14.101

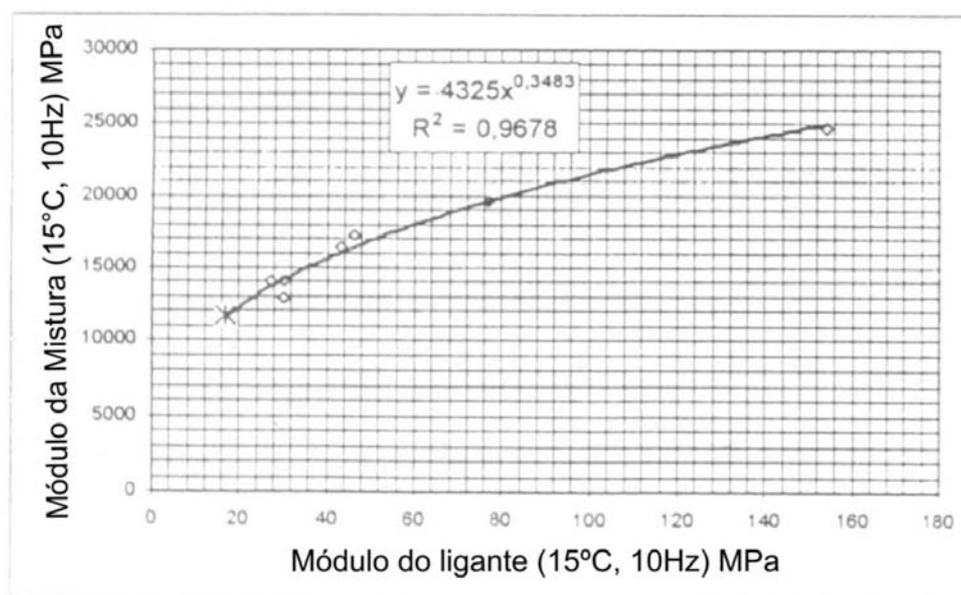


Figura 2.22 – Correlação entre módulo complexo do ligante e módulo da mistura asfáltica de módulo elevado ensaiados a 15 °C e 10 Hz (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

2.4.3 Projeto Estrutural e da Mistura

Projeto Estrutural

Deve ser levado em consideração no projeto estrutural com uso de misturas de módulo elevado, que haverá uma redistribuição das tensões em função do novo arranjo de rigidez e que as camadas mais rígidas absorverão uma parcela significativamente maior dos esforços. As tensões e deformações de tração deverão ser verificadas não somente na camada superficial mas também na camada com módulo elevado, sendo a vida de fadiga muito provavelmente a condição crítica/determinante no dimensionamento do pavimento.

As deformações de extensão resultantes de ensaios de módulo complexo e fadiga em corpos de prova trapezoidais, devem ser multiplicadas por fator laboratório-campo (k_c) de forma a ajustar os valores de fadiga obtidos em laboratório com os valores obtidos em trechos experimentais e em serviço. No caso de misturas de módulo elevado, foram realizados entre 1990 e 1994 vários experimentos no simulador de tráfego circular, localizado em Nantes/França, com o objetivo de calibrar o fator k_c para estas novas misturas (CORTÉ, 2003). A função de fadiga utilizada pelos franceses é: $\epsilon_{t,ad}(N) = \epsilon_6 f(N) * K_c$. Para as bases tradicionais a equação anterior assume os seguintes valores:

GB2

$$\epsilon_6 \geq 80 \times 10^{-6}$$

$$K_c = 1,3$$

$$\epsilon_{t,ad}(N) = 104f(N)$$

Para as misturas de módulo elevado é:

$$\epsilon_6 \geq 130 \times 10^{-6}$$

$$K_c = 1,0$$

$$\epsilon_{t,ad}(N) = 130f(N)$$

Apresenta-se nas TABELAS 2.27 e 2.28 dois exemplos de estruturas típicas obtidas no catálogo de estruturas de 1997 e o segundo obtido do catálogo de estruturas do *French Road Directorate* de 1998. No primeiro exemplo a estrutura tradicional é constituída por uma espessura total de mistura asfáltica de 21,5 cm de espessura. Para o mesmo

tráfego, subleito e período de projeto, a estrutura com módulo elevado foi reduzida para um total de 14,5cm de mistura asfáltica, representando redução de 33% na espessura e uma redução de 24% no consumo de asfalto. No segundo exemplo a estrutura tradicional é constituída por uma estrutura do tipo *full-depth* com espessura da camada asfáltica de 36,5cm. A estrutura alternativa com mistura de módulo elevado teve uma espessura total de mistura asfáltica de 27,5 cm, representando uma redução de 25% na espessura (agregado) e 4,5% no consumo de asfalto.

Tabela 2.27 – Comparação entre uma solução tradicional (Catálogo Scetauroute, 1997) com um pavimento com mistura de módulo elevado (apud CORTÉ, 2003)

Pavimento flexível				
600 veic. pesados/dia; 4% aa; período de projeto de 15 anos, módulo subleito de 120MPa				
	Solução tradicional		Solução com ME	
Capa de rolamento:	2,5cm	<i>BBTM</i>	2,5cm	<i>BBTM</i>
Camada de ligação:	6 cm	<i>BBL</i>	-	-
Base:	13 cm	<i>GB3</i>	12 cm	EME2
Sub-base:	20 cm	Brita simples	20 cm	Brita simples
Diferença em termos de esp. de camada asfáltica	-7 cm (33%)			
Diferença em consumo de asfalto	-24%			
Diferença em consumo de agregado	-33%			

Tabela 2.28 – Comparação entre uma solução tipo *full-depth* (Catálogo Road Directorate, 1998) com um pavimento com mistura de módulo elevado (apud CORTÉ, 2003).

Pavimento tipo <i>full-depth</i>				
N= 20x10 ⁶ , módulo subleito de 120MPa				
	Solução <i>full-depth</i>		Solução com ME	
Capa de rolamento:	2,5cm	<i>BBTM</i>	2,5cm	<i>BBTM</i>
Camada de ligação:	6 cm	<i>BBL</i>	6 cm	BBME
Base:	14 cm	<i>GB2</i>	9 cm	EME2
Sub-base:	14 cm	<i>GB2</i>	10 cm	EME2
Diferença em termos de esp. de camada asfáltica	-9 cm (25%)			
Diferença em consumo de asfalto	-4,5%			
Diferença em consumo de agregado	-25%			

Projeto da Mistura

As misturas de módulo elevado a despeito do ligante utilizado ser de baixa penetração e alta viscosidade, apresentam propriedades físicas e volumétricas muito semelhantes às misturas densas tradicionalmente utilizadas no Brasil. São preparadas com ligantes de penetração menor que 25 x 10⁻¹mm e com teores variando de 5 a 7% em peso. Apesar da maior parte das aplicações ser em camadas de ligação ou de base, os teores elevados

para estes tipos de camadas visam fundamentalmente garantir trabalhabilidade da mistura e resistência à fadiga adequada.

São especificadas três classes granulométricas para misturas do tipo EME: 0/10, 0/14 e 0/20, sendo que as com 0/14 são as mais utilizadas (TABELA 2.29). Essas classes dizem mais respeito ao diâmetro máximo do agregado e espessuras recomendáveis do que propriamente definir faixas granulométricas. Não existem mais faixas granulométricas a serem seguidas, aliás, todo o projeto de dosagem da mistura é baseado no produto final a ser alcançado ou no desempenho requerido da mistura, confirmado pelas observações de BROUSSEAUD (2003).

Tabela 2.29 – Valores típicos de granulometrias utilizadas em misturas de módulo elevado.

Peneira (mm)	Serfass et al, 1997		CORTÉ, 2003 EME 0/14	Carré, 2003 EME 0/14
	0/14 (Base/Sub-base)	0/10 (Capa/Binder)		
12,7	-	-	-	100
10	-	-	75	79
8	-	-	-	-
6,3	55	64	55	59
4	-	-	45	-
2,0	30	32	34	35
1	-	-	25	-
0,5	-	-	-	-
0,315	-	-	14	-
0,08	8	8	8	7

A partir da escolha de uma determinada curva granulométrica, define-se o teor de ligante em função da superfície específica e do tipo de mistura a partir do módulo de riqueza (*richness factor*) K que para o EME2 deve ser em torno de 3,4. Segundo SERFASS et al (1997) as misturas de módulo elevado podem ser divididas em duas categorias em função do módulo de riqueza K :

- misturas “ricas” que têm módulo de riqueza maior que 3,2, apresentando teor de ligante entre 5,5% e 6,2% com excelente desempenho mecânico em termos de rigidez, deformação permanente e vida de fadiga comprovada pelo monitoramento de vários trechos desde 1992. Estas misturas apresentam maior aptidão à compactação, menor porcentagem de vazios, maior resistência à água

(ensaio Duriez), maior resistência à fadiga e pequena diferença na resistência à deformação permanente em comparação às misturas pobres;

- misturas “pobres” ou fracas com módulo de riqueza entre 2,5 e 3,2, apresentando teor de ligante entre 4,0% e 5,4%, foram extensivamente desenvolvidas com propósitos essencialmente econômicos.

O teor de ligante, obtido através do módulo de riqueza K , serve de base para avaliar o comportamento da mistura (vazios e compactação) na Prensa de Cisalhamento Giratório – PCG. Devido à granulometria contínua e teor de ligante alto, em relação as misturas tradicionais aplicadas como base, as misturas de módulo elevado atingem rapidamente uma porcentagem de vazios baixos para um número menor de giros (FIGURA 2.24).

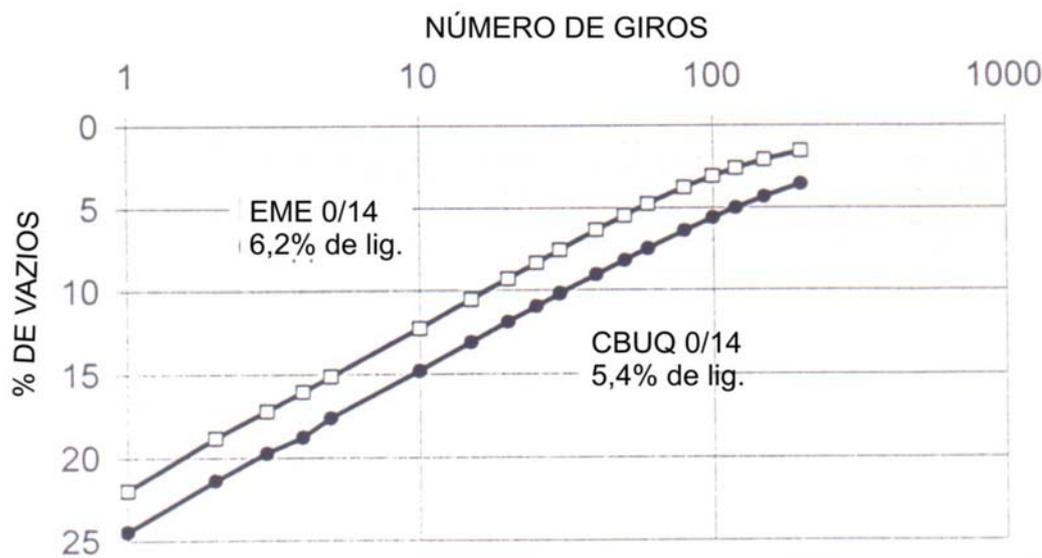


Figura 2.23 – Variação da porcentagem de vazios com o número de giros na Prensa de Cisalhamento Giratório. Comparação entre uma mistura de módulo elevado e uma base asfáltica francesa tradicional (CORTÉ, 2003).

Segundo SERFASS et al (1992 e 1997) a seqüência do projeto de dosagem para novas misturas é a seguinte: ensaios no compactador giratório para avaliar a “compactabilidade” da mistura (variação da porcentagem de vazios com o grau de compactação e número de giros). Em seguida são realizados ensaios de compressão não confinada e sensibilidade à água, durante essa fase vários parâmetros podem variar (curva granulométrica, teor de ligante, etc.). Ao fim desta etapa são selecionadas uma ou mais misturas “pré-otimizadas” com base no grau de compactação e resistência

mecânica. São realizados ensaios de tração direta (equipamento MAER para determinação do módulo estático) e deformação permanente. A partir desses resultados os ajustes finais são feitos para finalmente determinarem-se na mistura otimizada, o módulo complexo e resistência à fadiga em vigotas trapezoidais apoiadas em dois pontos.

2.4.4 Desempenho em Serviço

Uma avaliação de desempenho de 47 trechos de pavimentos construídos na França no início dos anos oitenta com idades de 2 a 14 anos, demonstrou a aplicação bem sucedida de misturas de módulo elevado (EME2) correspondente a mais de 10 milhões de toneladas (SETRA, 1997). Os trechos foram implantados em rodovias nacionais, autoestradas e rodovias urbanas expressas, compreendendo uma ampla gama de faixas de tráfego com idades bastantes variadas (TABELA 2.30). As extensões dos trechos experimentais variaram entre menor que 1km (21), entre 1 e 5 km (19) e maior que 5 km (7).

Tabela 2.30 – Distribuição dos trechos com EME 2 avaliados em função do nível de tráfego e da idade (SETRA, 1997).

Tráfego	Trechos	idade
Ts	7	3 a 8 anos
T0	14	3 a 14 anos
T1	15	2 a 9 anos
T2	11	3 a 13 anos
Total de trechos	47	

Os trechos estudados estão igualmente distribuídos entre trechos novos e restaurações, sendo que a maioria (36 trechos) foi executada com uma camada de rolamento do tipo Concreto Betuminoso delgado ou muito delgado (BBM ou BBTM). O estado global dos trechos foi avaliado através de níveis de degradação superficial atribuído a cada um dos trechos conforme distribuição apresentada na TABELA 2.31. As conclusões obtidas da avaliação dos trechos podem ser resumidas da seguinte maneira:

- os trechos com idade entre 2 e 6 anos não apresentam degradação nem fissuras menores;

- os trechos com idade entre 6 e 10 anos apresenta uma certa porcentagem de fissuras, no entanto a gravidade das mesmas foi estimada de baixa a moderada;
- os trechos mais antigos apresentaram uma tendência similar sem no entanto requerer serviços de restauração significativa.

Tabela 2.31 – Estado global dos trechos em função da idade e nível de degradação superficial (SETRA, 1997)

Idade	Nível 0	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Total
2 a 6 anos	15	8	3	0	26
6 a 10 anos	5	5	4	0	14
≥ 10 anos	1	3	3	0	7
TOTAL	21	17	12	0	47

OBS.: nível 0 – nenhuma deterioração;
nível 1 – fissuras sem gravidade;
nível 2 – trincas mais importantes e fissuras numerosas e mais deterioradas;
nível 3 – trecho necessitando reforço completo.

PARIZÉ et al (1998) descrevem o estudo que permitiu o emprego de misturas de alto módulo elevado em aeroportos franceses, com a definição do “valor estrutural” deste material em relação aos tradicionais. Isto porque o método de dimensionamento de pavimentos de aeroportos usado pelos franceses para aeroportos, na época, era o tradicional, baseado no CBR, que calcula uma estrutura equivalente total em termos de camada granular, não sendo possível assim distinguir os materiais de módulo elevado dos convencionais. Para dividir a espessura total por camadas de materiais diferentes é preciso trabalhar com o conceito de coeficiente de equivalência estrutural. Os coeficientes de equivalência comumente usados na França nesta época, para os materiais novos para uso em aeroportos são apresentados na TABELA 2.32.

Tabela 2.32 – Coeficientes estruturais de camadas novas, usadas na França para dimensionamento de pavimentos de aeroportos (PARIZÉ et al, 1998).

Material	Coeficiente de equivalência (CE)
Concreto asfáltico (BB)	2
Agregado-betume (GB)	1,5
Brita tratada com ligantes hidráulicos	1,5
Agregado – emulsão	1,2
Brita graduada	1
Areia tratada com ligante hidráulico	0,75
Brita corrida	0,5

Para determinar os coeficientes estruturais do BBME e EME foram feitos experimentos com auxílio de empresas de obras públicas (COLAS, Jean Lefebvre e SCREG) que construíram segmentos experimentais com estes materiais e com os convencionais, que foram solicitados por cargas de serviço entre 18t e 24t. Com estes experimentos obtiveram-se os coeficientes de equivalência mostrados na TABELA 2.33, que foram verificados através de cálculos por sistema em camadas usando-se o programa ALIZÈ. Os materiais atendiam à especificação aeronáutica para concreto asfáltico NFP98-131.

Tabela 2.33 – Coeficientes estruturais das novas misturas BBME e EME determinados para dimensionamento de pavimentos de aeroportos na França (PARIZÉ et al, 1998).

Material	Coeficiente de equivalência (CE)	Tipo de camada
Concreto asfáltico de módulo elevado (BBME) classe 1, NF 98-141	2,5	rolamento
Agregado- betume de módulo elevado (EME) classe 2. NFP98-140	1,9	base

O desenvolvimento de uma mistura de módulo mais elevado do que o BBME, com uso de ligantes muito duros, chamado EMTE (*Enrobé à Module Très Élevé*), destinada a cargas muito pesadas, foi testada no Simulador de Tráfego do LCPC em Nantes. Em 1996, as empresas TOTAL e SCR – Beugnet, decidiram fazer experimentos em trechos de estradas em regiões de clima oceânico, sendo um realizado na rodovia RN 123,

construção de pavimento novo, e outro na rodovia RN 177, reforço de estrutura antiga (JAMOIS et al, 1998).

A mistura desenvolvida usava ligante asfáltico com penetração entre 0 e 10 a 25 °C e ponto de amolecimento (anel e bola) entre 87 e 93°C, resultando em módulo de rigidez da mistura entre 20.000 e 25.000 MPa, a 15°C e 10Hz. São valores bem superiores aos dos EME que variam de 14.000 a 16.000 (NF P 98 140). Nos experimentos das rodovias citadas as misturas, chamadas de MODULOTOTAL TE2, apresentaram as características indicadas na TABELA 2.34 e TABELA 2.35.

O trecho novo da RN 123 tinha 470m e em 1997 recebeu um tráfego de 14.429 veículos por dia, sendo 15% pesado. A estrutura do pavimento era composta de um subleito tipo PF1 (classificação francesa), uma sub-base constituída de 2cm de areia 0/6 + 11cm de EMTE, mais 10 cm de EMTE mais 4 cm de concreto asfáltico convencional de granulometria fina. A mistura EMTE foi feita com agregado 0/14 e 6,3% de ligante especial. A fabricação da mistura EMTE foi feita em usina comum, porém a temperatura de usinagem foi entre 185-190°C e os caminhões para transporte da massa entre a usina e o trecho, tinham sistema de isolamento térmico e cobertura. A vibro acabadora usada no trecho RN123 foi uma Vögele 2500 com mesa compactadora de 8 metros. A compactação começou com rolo de pneus e prosseguiu com rolo liso vibratório até atingir 97% de grau de compactação (GC) em relação ao 100% do compactador giratório. Amostras retiradas no campo com sonda rotativa confirmaram as características indicadas no projeto: módulo de rigidez em tração e compressão obtido em amostras cilíndricas de 21.000 MPa, ensaio de fadiga à flexão alternada (NF P 98 261-1) indicou deformação específica de 154×10^{-6} e declividade de -0,314.

A estrutura original do trecho da RN 177 com 17 anos de vida, era constituída de 7 cm de CBUQ muito trincado e com afundamento nas bordas (deflexão entre 50 e 150 x 10⁻² mm) para 13t de carga (eixo padrão francês). O trecho experimental de reforço de pavimento foi construído em 400 m de extensão e usou 9 cm EMTE mais 2,5 cm de concreto asfáltico convencional (BBTM) de granulometria fina. As características da EMTE estão na TABELA 2.35. A granulometria foi 0/14 e teor de ligante 5,9%, enquanto a temperatura de usinagem foi de 195°C, a vibro acabadora tinha 9 m de mesa. Houve problemas de variação de espessura devido ao grande afundamento da camada

antiga existente que não foi previamente corrigido. Em pouco tempo foi observada reflexão de algumas trincas.

Em função dos dois trechos experimentais observados por dois anos, recomenda-se espessura mínima de 10cm para o EMTE, compactidade de 96% e dosagem do ligante Modulototal TE2 de pelo menos 6,2%.

Tabela 2.34 – Características do ligante usado no experimento da mistura de módulo muito elevado (JAMOIS et al, 1998).

Características	Método de ensaio	Valor obtido
Penetração a 25°C (1/10 mm)	NFT 66-004	6
Ponto de amolecimento , °C	NFT 66-008	87
Suscetibilidade térmica		
IP Pfeiffer		+1,0
IP LCPC	RLB 1-1964	+1,6
Viscosidade cinemática a 170°C (mm ² /s)		
Módulo de rigidez a 7,8 Hz (MPa)	TOTAL	
0°C		979
10°C		573
20°C		299
60°C		6

Tabela 2.35 – Características das misturas de módulo muito elevado (EMTE) usadas no experimento (JAMOIS et al, 1998).

Características	Método de ensaio	Resultado RN 123 (pav. novo)	Resultado RN 177 (reforço)
Compactador giratório (PCG)	NFP 98-252	10,6	9,5
Vazios V ₁₀ , %		2,0	1,7
Vazios V ₁₀₀ , %		3,73	3,42
Gradiente			
Duriez 9r/R)	NFP 98-251	0,99	0,99
Ensaio de afundamento de trilha de roda a 60°C, 30000 ciclos	NFP 98-253-1	< 1	1,5
Módulo de rigidez a 15°C, 10Hz, MPa	TOTAL	21.000	21.000

Um experimento foi realizado em três trechos em 8km na Autoestrada A4 com uso de asfalto denominado Multiphalte HM da SHELL compondo um BBME com granulometria 0/14, com sucesso até o momento do relato (MARCIANO et al, 1999). Este ligante especial é fabricado por um processo não convencional que resulta em

características especiais apresentadas na TABELA 2.36. Tem pequena suscetibilidade térmica e é mais viscoso nas temperaturas de serviço que os ligantes clássicos de mesmo grau de penetração, antes da usinagem e após, sendo dotado de um bom comportamento a baixas temperaturas, sendo perfeitamente miscível nos betumes clássicos sem risco de separação. Caracterizam-se por melhorar a resistência ao afundamento e ao trincamento seja de origem térmica ou estrutural, com diminuição de espessura e melhoria da rugosidade superficial. Pode ser usinado de maneira comum, porém utilizando temperaturas mais altas (aproximadamente 180°C).

Tabela 2.36 – Características do Asfalto Multiphalte HM (MARCIANO et al, 1999).

Características	Método normalizado de referência	Asfalto SHELL Multiphalte HM
Penetração, 25°C, 100g, 5s	NF T 66 -004	20 a 30
Ponto de amolecimento (°C)	NF T 66- 008	64 a 72
Suscetibilidade Térmica (Pfeiffer)		+0,3 a +1,3
Densidade relativa a 25°C	NF T 66-007	1,000 a 1,100
Ponto de Fulgor °C	NF T 60 -118	>= 250
Ponto de ruptura Frass °C	NF T 66-026	-12
Temperatura limite de Pompabilité °C		140
Grau de desempenho (PG)	SUPERPAVE	PG 82-16

No experimento relatado por MARCIANO et al (1999) foi feita uma fresagem de 6 a 8cm e substituição pela mistura BBME 0/14, que apresentou uma resistência ao afundamento de 2,8% após 30.000 ciclos a 60°C e um módulo complexo superior a 12.000 MPa a 15°C e 10Hz. As características gerais estão na TABELA 2.37.

Tabela 2.37 – Características das formulações BBME 0/14 classe 3 feitas com asfalto Multiphalte HM (NF P 98 –141) Marciano et al (1999).

Características do ligante		Multiphalte	Especificação
Penetração a 25°C	P25	HM	20 a 30
Anel e Bola °C	TAB	26	(1/10mm)
IP Pfeiffer	IP	68	64 a 72°C
Densidade	δ	+1,0 1,040	
Características dos agregados	Densidade	%	
Filer	2,700	3,0	
Areia 0/4	2,828	32,0	
Brita 4/6	2,828	15,0	
Brita 6/10	2,828	24,0	
Brita 10/14	2,828	26,0	
Massa específica dos agregados	MVRg	2,828 g/cm ³	
Superfície específica	Σ	10,94 m ² /kg	
Teor de ligante	t	5,2 ppc	$\geq 3,3$
Módulo de riqueza	K	3,40	
Massa específica real da mistura	MVR	2,600 g/cm ³	
Ensaio de compactação giratório(NF P 98 251-1)			
Reta $v\% = -K \ln(N) + v_1$	K	3,12	
Inclinação	V1	22,32	
% vazios a 1 giro	V10	15,1	11%
% vazios a 10 giros	V80	8,6	4 a 9%
% vazios a 80 giros			
Ensaio afundamento a 60°C (NF P 98 253 –1)	e	100mm	
Espessura da placa		2 dias	
Tempo de moldagem da placa	V/C	7,4/92.6%	
% vazios/compacidade			
equação da reta; $\% = A(N/1000)^b$	A	1,58	
profundidade da trilha a 1000 ciclos	b	0,169	
inclinação		2,8%	<5%
afundamento a 30.000 ciclos			
Ensaio de módulo complexo (NF P 98 260 –2)	V/C	7,4%/92,6%	
% de vazios/ compacidade	E	12100 MPa	> 12000 MPa
módulo dinâmico a 15°C, 10 Hz			

SERFASS et al (1992) cita que a compactação é uma questão chave para atingir o desempenho mecânico esperado para as misturas de módulo elevado. Rolos compactadores pesados, tanto pneumáticos quanto vibratórios com chapa de aço, devem ser empregados para atingir o grau de compactação (relação percentual entre densidade real da mistura compactada e densidade teórica máxima da mistura sem vazios) de projeto. A TABELA 2.38 mostra alguns valores de grau de compactação medidos em rodovias francesas demonstrando a representatividade das densidades elevadas obtidas em laboratório. Em trechos que foram executadas camadas suficientemente espessas, foram retiradas placas de concreto asfáltico para posterior cortes de corpos de prova para realização de ensaios de tração direta e determinação do módulo estático. Os valores obtidos são apresentados na TABELA 2.39 e comparados com os valores obtidos em laboratório.

Tabela 2.38 – Exemplos de grau de compactação obtidos em rodovias francesas executadas com misturas de módulo elevado (SERFASS et al, 1992).

Tipo de mistura	Local	Espessura (mm)	Grau de compactação (%)
Ligante muito duro	East-West Highway Pau (Pyrénées Atlantiques)	120	97,7 – 98,5
	RN83 – Bensaçon (Doubs)	90	95,2 – 97,6
	RD700 – S Brieuç (Côtes d’Armor)	160	97,7 – 99,0
Modificado por asfaltita	A6 Motorway – Mâcon (Saône et Loire)	90	95,8 – 97,4
	Avignon By-pass (Vaucluse)	80	96,5 – 98,5
Modificado por polietileno	Dumanoir Boulevard – Dax (Landes)	100	93,9 – 97,0
	A6 Motorway – Mâcon (Saône et Loire)	90	94,5 – 96,0

Tabela 2.39 – Comparação entre valores de grau de compactação e módulo (tração direta) obtidos em laboratório e em rodovias francesas executadas com misturas de módulo elevado (SERFASS et al, 1992).

Mistura	Ligante muito duro		Modif. por Asfaltita	Modif. por Polietileno
	A1	A2	B1	C1
Laboratório				
GC (%)	96,9	97,3	95,8	94,7
Mód. 15 °C-0,02s (MPa)	15.900	17.600	16.300	16.200
Mód. 10 °C-0,02s (MPa)	19.500	21.700	20.200	19.200
Campo				
GC (%)	97,8	97,7	96,5	95,2
Mód. 15 °C-0,02s (MPa)	17.100	16.700	16.900	15.400
Mód. 10 °C-0,02s (MPa)	20.100	21.200	21.000	18.300

PAUL e SOUZA (1999) apresentam os resultados de uma mistura de módulo elevado projetada para a recuperação de uma rodovia portuguesa denominada EN 106 com um tráfego médio diário estimado em 2.000 veículos pesados. O pavimento original tem uma estrutura constituída por 18,0 cm de mistura asfáltica (capa + binder) e 12,0 cm de macadame hidráulico assente sobre solos tipo A-2-4 e A-1-b com CBR da ordem de 12%. A solução para recuperação previa a remoção de 16,0 cm de meia-pista e recomposição com uma mistura de módulo elevado e posterior recapeamento com uma camada de desgaste convencional com 6,0 de espessura em toda a largura da pista. A dosagem volumétrica da mistura foi efetuada a partir do método Marshall tomando como referência alguns parâmetros de dosagem para a mistura EME2 0/20 tais como módulo de riqueza maior que 3,4 e vazios menor que 6%. O teor de projeto adotado foi de 5,5%. Os ensaios de módulo e de fadiga foram realizados em vigas com configuração conhecida no Brasil como ensaio de duplo cutelo em que a viga é apoiada nas extremidades e sofre esforços dinâmicos nos terços médios centrais. O ensaio foi realizado à deformação controlada com temperatura de ensaio de 23°C e uma frequência de 10 Hz que, segundo os autores, corresponde a uma velocidade estimada de 60 km/h dos veículos pesados. Para o teor de 4,5% de ligante o módulo foi de 19.532 MPa, para 5,0% foi de 17.405 MPa e para 5,5% foi de 16.811 MPa. As curvas de fadiga apresentam valores de deformações inferiores aos admissíveis obtidos através de análise das tensões e deformações com o programa da Shell denominado Bisar. Trechos experimentais estão sendo monitorados para validação e confirmação dos resultados obtidos em laboratório.

MONTEPARA e TEBALDI (1999) relatam os resultados de uma pesquisa com o objetivo de avaliar o desempenho de misturas de módulo elevado para aplicação em rodovias na Itália em substituição às bases cimentadas. Foram preparadas quatro misturas moldadas com o compactador Marshall e com o compactador giratório, variando-se o teor de polímero SBS. Cumpre ressaltar que nenhum dos ligantes utilizados apresenta penetração dentro dos limites das normas francesas para confecção de misturas de módulo elevado. Os valores de penetração ficaram entre 34 e 57x10⁻¹mm, temperatura anel e bola entre 75,4 e 82,6 °C e com viscosidade a 60 °C entre 1730 a 825 Pa.s. Os teores de betume ficaram entre 4,1 e 4,8%. As misturas foram executadas em trechos experimentais na pista sul da Autostrada del Brennero A22, com um tráfego diário médio de 21.374 veículos pesados em 1997. A estrutura consistiu de

5,0cm de camada de desgaste, 5,0 cm de camada de ligação, 18,0cm de base com mistura de módulo elevado, uma manta de geotêxtil sobre uma sub-base de agregado bem graduado com 35,0 cm. As misturas preparadas com o compactador giratório apresentaram características mecânicas muito semelhantes das amostras extraídas do trecho experimental, diferentemente daquelas preparadas com o compactador Marshall. Os autores concluem que as misturas ensaiadas apresentaram uma resistência à fadiga três vezes maior do que as misturas convencionais por eles utilizadas.

2.5 MÉTODO SUPERPAVE DE DOSAGEM VOLUMÉTRICA (NÍVEL 1)

O método Superpave de dosagem de misturas asfálticas é um dos principais produtos obtidos a partir do Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária dos Estados Unidos (SHRP – *Strategic Highway Research Program*) que investiu US\$ 150 milhões (out/87 a mar/93) em uma grande pesquisa a fim de desenvolver uma nova forma de especificar, testar e dimensionar materiais asfálticos (MOTTA et al, 1996). Muitos dos ensaios especificados dentro do SHRP estão sendo cogitados a fazerem parte das especificações atualmente em discussão na Comunidade Européia baseada no desempenho.

Apresenta-se a seguir uma síntese da metodologia de dosagem volumétrica, também denominada Nível 1. Os testes de desempenho são usados apenas nos níveis 2 e 3, que referem-se a tráfego moderado e elevado sendo que as equações de desempenho a eles aplicáveis ainda estão em desenvolvimento, com o programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*).

São quatro passos principais para o projeto de misturas volumétricas no processo de teste e análise no Nível 1:

- seleção dos materiais (agregados, ligantes, modificadores);
- seleção do projeto de estrutura do agregado;
- seleção do projeto do teor de ligante asfáltico; e
- estimativa da sensibilidade à umidade do projeto de mistura.

2.5.1 Seleção dos Materiais

- Ligantes

O grau de desempenho PG requerido para o ligante é obtido a partir de dados climatológicos da região em que será aplicado. LEITE e TONIAL (1994) apresentam uma adaptação dos PG's requeridos para as diversas regiões do Brasil. A partir da realização dos ensaios reológicos nos ligantes disponíveis, conforme apresentados no item 2.2.2, obtém-se o grau de desempenho dos mesmos. A temperatura de projeto, e por consequência o PG requerido, é definida em função da confiabilidade admitida, tornando flexível a escolha do ligante em função do risco assumido pelo projetista. Definido o ligante adequado para a região, é estabelecida a curva temperatura-viscosidade para usinagem em laboratório para realização dos ensaios.

- Agregados

Os requisitos dos agregados são baseados no volume de tráfego e espessura da camada. Recomenda-se que os critérios sejam mais baseados nas propriedades da mistura dos agregados do que dos resultados dos agregados separados. Os agregados devem atender às propriedades de consenso especificadas (TABELA 2.1, ver item 2.1.2) que são:

- angularidade do agregado graúdo,
- angularidade do agregado miúdo,
- partículas planas e alongadas (lateralidade), e
- teor de argila.

As propriedades de origem que são dureza (abrasão Los Angeles), sanidade (ataque a sulfato de magnésio) e elementos deletérios terão limites especificados pelo órgão rodoviário gestor particular daquela obra.

2.5.2 Seleção do projeto estrutural do agregado

O projeto estrutural do agregado tem como finalidade a seleção de um esqueleto mineral adequado que possua forte resistência à deformação permanente, garantindo um teor de vazios que favoreça a durabilidade da mistura. Este passo consiste em estabelecer misturas experimentais combinando matematicamente a granulometria individual dos

materiais em uma única granulometria por tentativa e erro. Selecionam-se normalmente três granulometrias que atendam aos requisitos das peneiras de controle e da zona restrita. A peneira de tamanho nominal máximo é uma peneira um tamanho maior que a peneira que reter mais que 10% da granulometria da mistura. A peneira máxima é um tamanho maior que a peneira de tamanho nominal máximo. Os requisitos para as peneiras variam de acordo com o tamanho nominal máximo da mistura. A granulometria selecionada deve passar entre os pontos de controle e por fora da zona restrita. As TABELAS 2.2 e 2.3 apresentam os valores especificados para os pontos de controle e zona restrita respectivamente. Selecionada a granulometria (recomenda-se três curvas), calculam-se as propriedades das mistura de agregados a partir dos valores de cada fração para o próximo passo que é a moldagem de corpos de prova no compactador giratório e determinação das propriedades volumétricas de cada mistura tentativa.

A partir de um cálculo com base em fórmulas empíricas, estima-se o teor de ligante para moldagem dos corpos de prova no compactador giratório Superpave (SGC). Escolhem-se os números de giros ($N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$) a que o corpo de prova será submetido em função da temperatura máxima do ar no local do projeto e do tráfego esperado. A partir dos resultados obtidos com o compactador giratório referentes a densidade máxima medida ($\%G_{mm}$), calcula-se qual seria o teor de ligante estimado para obter-se uma percentagem de vazios de 4%. Para essa percentagem de vazios calculam-se as propriedades volumétricas que serão comparadas com os requisitos para $\%VAM$, $\%RBV$, $\% G_{mm}@ N_{inicial}$, $\% G_{mm}@ N_{máximo}$). Finalmente calcula-se a relação filer/ligante efetivo que deve estar entre os limites de 0,6 a 1,2. Este critério tem como objetivo evitar o enrijecimento excessivo da mistura. Selecionada a estrutura mineral mais adequada a próxima etapa é escolher o teor de ligante de projeto.

2.5.3 Seleção do teor de ligante asfáltico de projeto

Este passo é desenvolvido apenas para a estrutura do agregado selecionada e com o teor estimado para uma percentagem de vazios de 4%. Moldam-se um mínimo de 2 corpos de prova para cada um dos teores de ligante:

- teor de ligante estimado;
- teor de ligante estimado $\pm 0,5\%$, e

- teor de ligante estimado $\pm 1,0\%$.

As propriedades da mistura são então reavaliadas para determinar o teor de asfalto final de projeto da mesma maneira já explicada para os corpos-de-prova usados na seleção do projeto estrutural do agregado. Um mínimo de 2 corpos de prova são também compactados para determinação da densidade máxima medida (G_{mm}) no teor do ligante estimado. As propriedades volumétricas são calculadas para o número de giros de projeto ($N_{projeto}$) para cada teor de ligante testado. A partir destes resultados é possível elaborar gráficos do teor de vazios, VAM e RBV versus teor de ligante. O teor de ligante asfáltico de projeto é estabelecido para um teor de vazios de 4% para o número de giros de projeto. Todas as outras propriedades são verificadas no teor de projeto para verificar se satisfazem os critérios para as propriedades volumétricas.

2.5.4 Estimativa da sensibilidade à umidade do projeto de mistura

A última etapa no projeto volumétrico Nível 1 consiste em avaliar a resistência da mistura ao efeito destrutivo da ação da água utilizando a norma AASHTO T 283. São compactados um total de 6 corpos de prova com uma porcentagem de vazios de aproximadamente 7% e teor de ligante obtido conforme item anterior. Um subgrupo de 3 corpos de prova são considerados os corpos de prova de controle e não sofrerão nenhum condicionamento. O outro subgrupo de 3 corpos de prova serão condicionados, sendo submetidos a uma saturação a vácuo seguido de um ciclo opcional de congelamento, seguido por um ciclo de 24 horas a 60 °C. Todos os corpos de prova são testados para determinação de resistência à tração indireta estática. A sensibilidade à água é definida como a relação entre a resistência à tração do subgrupo condicionado e a resistência à tração do subgrupo de controle. O resultado deve ser maior que o valor mínimo estabelecido que é de 70% para o ensaio completo com condicionamento de congelamento.

2.6 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

A Mecânica dos Pavimentos estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Faz-se os cálculos de tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade, geralmente com a

utilização de programas de computação. Verifica-se o número de aplicações de carga que leva o revestimento asfáltico ou a camada cimentada à ruptura por fadiga. Ensaio dinâmico ou de cargas repetidas dos solos do subleito e das misturas asfálticas fornecem os parâmetros de deformabilidade necessários ao dimensionamento (MEDINA, 1997).

Já na década de 40 Francis Hveem verificara que um pavimento asfáltico mesmo adequadamente projetado, em termos de deformação permanente, pode sofrer ruptura por fadiga após um pequeno número de solicitações. Hveem foi um dos primeiros a estudar o pavimento como um sistema em camadas e o fenômeno da fadiga em revestimentos asfálticos.

A fadiga do revestimento asfáltico pode ser vista como uma forma de ruptura por trincamento devido ao carregamento repetido. A ruptura ocorre como resultado da aplicação repetida de uma tensão consideravelmente abaixo daquela necessária para a ruptura imediata. O dano acumulado produzido pela repetição do carregamento em ciclos de carga-descarga é que leva o material a ruptura.

Os modelos mecânicos de análise de tensões e deformações em pavimentos tiveram sua formulação matemática apoiada na teoria da elasticidade que é uma das bases da mecânica dos pavimentos. Esses modelos referem-se tanto a meios homogêneos (Boussinesq em 1885), quanto estratificados (Burmister em 1943). A teoria da elasticidade de meios homogêneos considera um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico com forças aplicadas na superfície com a simplificação de cargas verticais pontuais ou uniformemente distribuídas.

A solução de Boussinesq teve aplicações relevantes em pavimentos tais como cálculo de roda equivalente, extrapolação das curvas empíricas de dimensionamento de pavimentos flexíveis baseado no CBR para cargas de aviões, entre outros. No entanto, para estruturas com revestimento espesso ou camada rígida, as deflexões calculadas com as expressões de Boussinesq apresentam valores discrepantes daqueles medidos em campo, o que tornou necessário a busca por modelos matemáticos que melhor retratassem as tensões e deformações na face inferior do revestimento asfáltico ou camadas cimentadas para o cálculo da vida de fadiga. Donald M. Burmister

desenvolveu a teoria da elasticidade de sistemas estratificados com duas ou três camadas, com aplicação direta para aeroportos e na análise da pista experimental da WASHO. As hipóteses por ele admitida são:

a – condição de continuidade:

- a primeira camada é suposta infinita em duas direções, mas de profundidade finita, enquanto a camada inferior é infinita horizontal e verticalmente,
- as camadas devem estar em contato contínuo.

b – condição dos materiais:

- em cada camada o material é homogêneo, isotrópico e elástico, com coeficiente de Poisson igual a 0,5. A primeira camada é uma “composição” de toda a estrutura do pavimento.

Com os avanços tecnológicos na informática, a partir da década de 70, programas computacionais agilizaram consideravelmente o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos aplicados à teoria da elasticidade linear e não-linear em estruturas de várias camadas. Existem diversos programas computacionais que diferem na forma de carregamento e estrutura considerada mas que fundamentalmente baseiam-se nas teorias acima citadas. Alguns exemplos de programas computacionais (DAROUS, 2003):

- Bistrot e Bissar - Shell;
- Elsym 5 - Chevron;
- Flaps – Régis Rodrigues (ITA);
- Alize III - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;
- Kenlayer - Universidade de Kentucky;
- JULEA - Uzan (1978);
- FEPAVE - Berkeley (1968), utilizado pela COPPE/ UFRJ desde 1973;
- MECAF 3D - Régis Martins Rodrigues - origem Booker & Small;
- PAVE - Franco (2000);
- ILLI-PAVE - Universidade de Illinois;
- SENOL - Universidade de Nottingham - Inglaterra, e
- CRACKTIP - Universidade de Ohio - EUA.

No Capítulo 5 deste trabalho apresenta-se um estudo mecanístico para as misturas de módulo elevado onde foram utilizados para os cálculos de tensões e deformações o programa Fepave (Finite Element Analysis Pavement) que considera a análise de comportamento de materiais não-linear e utiliza o método de elementos finitos como procedimento de cálculo.

Para aplicação de qualquer um destes programas de cálculo de σ e ε é necessário se conhecer o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de cada material empregado nas camadas. Para os solos e britas utiliza-se na obtenção deste módulo elástico o ensaio triaxial dinâmico (MEDINA, 1997). O módulo elástico assim obtido é denominado de Módulo de Resiliência e é definido como:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_1}$$

onde σ_d é a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e ε_1 ou ε_r é a deformação resiliente axial vertical.

Os ensaios de fadiga em laboratório podem ser do tipo tensão controlada ou deformação controlada. O ensaio do tipo deformação controlada envolve a aplicação de cargas repetidas que produzem uma deformação repetida constante ao longo do ensaio, enquanto que no de tensão controlada a carga aplicada é constante e as deformações resultantes variam com o tempo. Estes dois tipos de carregamento representam as condições extremas que podem ocorrer no campo. O ensaio à deformação controlada representa pavimentos esbeltos e tráfego pequeno enquanto que a tensão controlada representa pavimentos espessos e tráfego elevado. As misturas de módulo elevado trabalham mais próximas da condição de tensão controlada. Uma das grandes dificuldades da mecânica dos pavimentos é extrapolar os dados de fadiga de laboratório para o que ocorre no campo. O número N de repetições de carga correspondente à ruptura em laboratório costuma ser multiplicado por um fator laboratório-campo que visa englobar uma série de aspectos dos ensaios e do campo (PINTO, 1991, MACÊDO, 1996, MEDINA, 1997).

Para fins de dimensionamento teórico-experimental de pavimentos, através de métodos conhecidos como “método mecanístico”, é necessário se conhecer características das misturas asfálticas quanto à deformabilidade (módulo de resiliência e coeficiente de

Poisson) e plástica (afundamentos e deformação permanentes) e a curva de fadiga (MOTTA, 2002).

Os avanços obtidos com a aplicação da mecânica dos pavimentos no dimensionamento de pavimentos novos e reforço de pavimentos deteriorados tem levado a crer que a utilização de ensaios dinâmicos na caracterização de materiais de pavimentação e a análise não linear de sistemas em camadas, proporcionam os melhores parâmetros de projeto e a consideração mais racional de dimensionamento (MOTTA, 1991).

A abordagem através da mecânica dos pavimentos trata o pavimento como uma estrutura convencional da engenharia onde – conhecidos os parâmetros elásticos e de rigidez: módulo de resiliência (M_R), coeficiente de Poisson (μ) e espessura da camada – busca-se dimensionar uma estrutura em que a relação entre as tensões resistentes e as tensões atuantes seja maior que um. Neste caso são considerados critérios de ruptura para as tensões, deformações e deslocamentos e comparados com os valores calculados através de programas computacionais. O Fepave, utilizado na presente pesquisa (Capítulo 5), tem como saída os seguintes elementos:

1. Deslocamentos radiais e axiais de cada nó, e
2. As tensões: radial (σ_r); vertical (σ_z); tangencial (σ_θ); cisalhante ($\tau_{rz} = \tau_{zr}$); principal maior (σ_1); principal menor (σ_3); octaédrica normal (σ_{oct}) e octaédrica cisalhante (τ_{oct}).

Os critérios de aceitação normalmente adotados em projetos mecanísticos tem sido (MOTTA, 1991):

- Deflexão máxima admissível na superfície (DNER PRO-269):

$$\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \log N_P$$

- Diferença de tensões no revestimento (PINTO, 1991):

$$N = x(\Delta\sigma)^y$$

- Tensão vertical admissível no subleito (HEUKELOM e KLUMP, 1962):

$$\sigma_{vadm} = 0,006Mr_m / 1 + 0,7 \log N$$

No caso de pavimentos tem-se buscado através de uma abordagem probabilística das características físicas e mecânicas dos materiais empregados, considerar a variabilidade dos parâmetros críticos no dimensionamento através da confiabilidade em vez de coeficientes de segurança. A Confiabilidade pode ser vista como a medida da probabilidade da serventia do pavimento permanecer em nível adequado durante a vida de serviço. O nível de confiabilidade a ser adotado em cada projeto será função da experiência ou do julgamento do projetista em função do tipo de rodovia (interestadual, alimentadora, vicinal, etc.), das conseqüências da ruptura (acidentes, mortes ou outros efeitos político-sociais além do econômico) e do custo inicial da construção (MOTTA, 1991). No Guia de Projeto da AASHTO (1986) sugerem-se vários níveis de confiabilidade (TABELA 2.40)

Tabela 2.40 – Níveis de confiabilidade sugeridos para várias classes de rodovias (AASHTO, 1986).

Classificação Funcional	Nível de Confiabilidade	
	Urbana	Rural
Interestadual	85 – 99,9	80 – 99,9
Artérias Principais	80 – 99	75 – 95
Coletoras	80 – 95	75 – 95
Vicinais	50 – 80	50 - 80

Capítulo 3

3. Materiais e Métodos

Este capítulo trata das características dos agregados, dos cimentos asfálticos e das misturas betuminosas selecionadas para os ensaios laboratoriais bem como os métodos e procedimentos laboratoriais empregados durante toda a presente pesquisa.

3.1 AGREGADOS

3.1.1 Origem

Neste estudo foram empregados agregados de natureza mineral granítica, proveniente da Pedreira Santo Antônio (ESAM), localizada em Nova Iguaçu, estado do Rio de Janeiro. Por ser um agregado de boas características físicas e mecânicas e de uso intensivo na região, este agregado foi escolhido para compor a presente pesquisa.

Os materiais britados foram coletados diretamente dos estoques da pedreira a partir de diversos pontos da pilha de modo a se obter uma amostra representativa do material (DNER-PRO 120/97). A redução das amostras em laboratório foi realizada com a utilização do separador mecânico (DNER-PRO 199/96).

A análise da influência da origem mineral do agregado no desempenho das misturas de módulo elevado será realizada a partir da comparação dos resultados obtidos dos três centros de pesquisa envolvidos no Projeto de Desenvolvimento de Misturas Betuminosas Especiais de Alta Resistência e Alta Durabilidade – RESIST 1. A origem

dos agregados está distribuída da seguinte forma: UFRGS (basalto), EPUSP (granito) e UFRJ/COPPE (granito).

3.1.2 Análise Granulométrica

Para composição da curva granulométrica do projeto foram selecionados quatro frações: brita 1 (19 mm), brita 0 (9,5 mm), pó de pedra (4,8 mm) e fíler (cimento Tupi CP-II E 32). As características granulométricas dos agregados graúdos, agregados miúdos e fíler são apresentadas na TABELA 3.1 e na FIGURA 3.1.

Tabela 3.1 – Análise Granulométrica dos Agregados e Fíler.

Peneira		Granulometria (% em peso, passando)				Faixa B	
		Brita 1 (19,0 mm)	Brita 0 (12,5 mm)	Pó de Pedra (4,8 mm)	Fíler (cimento)	(DNER-ES 313/97)	
(pol.)	(mm)					mínimo	máximo
1 1/2"	38	-	-	-	-	100	-
1"	25	100,00	-	-	-	95	-
3/4"	19	87,43	-	-	-	80	100
1/2"	12,7	23,72	100,00	-	-	-	-
3/8"	9,5	5,87	98,63	100,00	-	45	80
n.º 4	4,8	1,03	9,57	98,57	-	28	60
n.º 10	2	0,94	1,60	66,16	-	-	-
n.º 40	0,42	0,84	1,32	33,05	-	10	32
n.º 80	0,18	0,75	1,15	18,68	100,00	8	20
n.º 200	0,075	0,51	0,48	6,45	93,00*	3	8

* fonte: Mourão, 2003

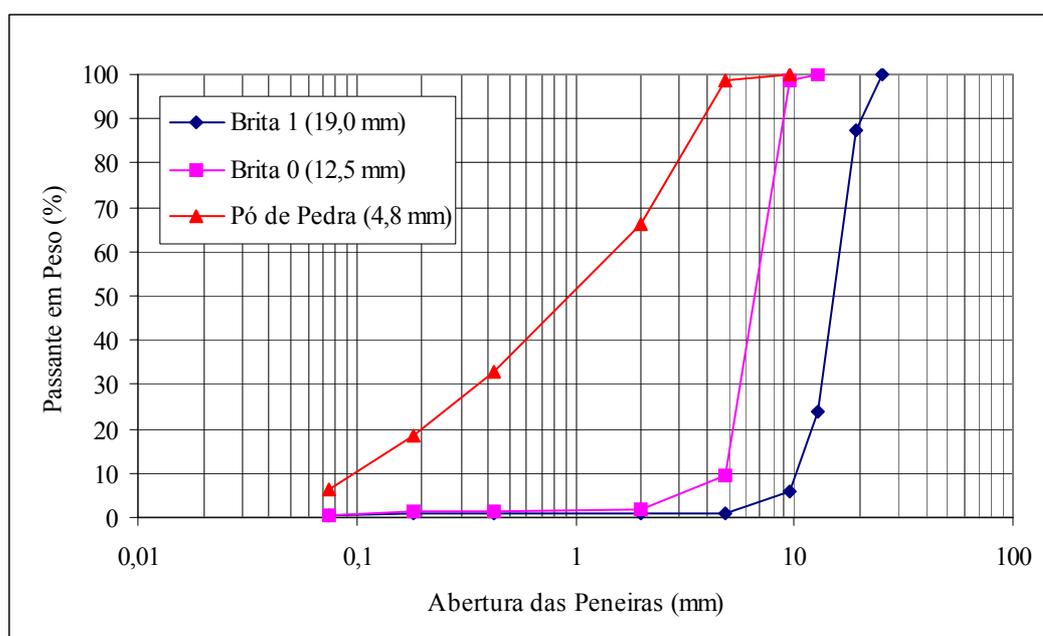


Figura 3.1 – Curvas Granulométricas dos Agregados Empregados .

3.1.3 Características dos Agregados e Filer

Foram realizados ensaios físicos e mecânicos das especificações brasileiras assim como ensaios complementares de acordo com as normas da ASTM de forma a garantir a perfeita caracterização dos agregados e filer empregados na pesquisa. Os resultados encontrados classificam como material de boa qualidade para aplicação em misturas asfálticas tendo em vista seus baixos valores de Abrasão Los Angeles (em torno de 18%) baixos valores de absorção (em torno de 0,60) e praticamente inexistência de partículas planas e alongadas. O resumo dos resultados encontrados e respectivas normas, são apresentadas nas TABELAS 3.2 e 3.3.

De modo geral os ensaios de uso corrente não apresentaram grandes dificuldades para sua realização conforme os procedimentos normatizados. No entanto, o procedimento de ensaio para determinação da densidade específica aparente (*bulk*) pode repercutir em distorções nos resultados devido a subjetividade na definição do que seja “enxugar o agregado até que a película visível de água sobre a superfície do agregado seja eliminada” para a determinação da densidade específica na condição saturada superfície seca.

Realizou-se o ensaio repetidas vezes com diferentes operadores, encontrando-se valores dentro do desvio padrão determinado pela norma para um mesmo operador, embora houvesse divergência considerável entre os operadores, indicando a baixa reprodutibilidade e acurácia do método. Avaliamos ainda a repercussão das discrepâncias dos resultados encontrados na determinação do teor ótimo de ligante, segundo o método Marshall de dosagem de misturas asfálticas.

Tendo em vista que os parâmetros volumétricos baseiam-se fundamentalmente nas densidades dos materiais empregados, as diferenças das densidades medidas levaram a uma variação de até 0,5% no teor de ligante. Este ensaio merece uma atenção maior e um aperfeiçoamento no procedimento de ensaio tendo em vista sua importância no estudo de dosagem pelo método Marshall. Por outro lado, ao se utilizar a medida da densidade Rice, este problema seria eliminado.

Relaciona-se a seguir os ensaios, respectivas normas empregadas na determinação das propriedades físicas e mecânicas dos agregados utilizados neste estudo.

- a) Granulometria (ME 83/94)
- b) Densidade Real do Grão (ME 81/94 e ASTM C 128/97)
- c) Massa Específica Real do Fíler (ME 85/94)
- d) Absorção (ME 81/94 e ASTM C 128/97)
- e) Abrasão Los Angeles (ME 035/94)
- f) Equivalente Areia (ME 54/94)
- g) Partículas Planas e Alongadas (ASTM D 4791/99)
- h) Angularidade (ASTM C 1252/98)

Tabela 3.2 – Características dos agregados e fíler.

Característica	Brita no. 1	Brita no. 0	Pó de pedra	Fíler
Densidade real do grão	2,741	2,725	2,741	2,978
Densidade aparente do grão	2,697	2,659	2,624	-
Massa específica aparente (g/cm ³)	1,574	1,580	1,575	-
Absorção (%)	0,47	0,67	-	-
Perda à abrasão Los Angeles (%)	16,9/B	18,7/C	-	-
Partículas planas e alongadas (1:3)	0%	0%	-	-
Angularidade	-	-	45,6	-
Equivalente areia	-	-	70,1	-

Tabela 3.3 – Normas utilizadas para caracterização dos agregados e fíler.

Característica	Brita no. 1	Brita no. 0	Pó de pedra	Fíler
Densidade real do grão	ME 081/94	ME 081/94	C 128/97	ME 085/94
Densidade aparente do grão	ME 081/94	ME 081/94	C 128/97	-
Absorção (%)	ME 081/94	ME 081/94	C 128/97	-
Perda à abrasão Los Angeles (%)	ME 035/94	ME 035/94	-	-
Durabilidade Sulfato de Sódio (%)	ME 089/94	ME 089/94	-	-
Partículas planas e alongadas	D 4791/99	D 4791/99	-	-
Angularidade	-	-	C 1252/98	-
Equivalente areia	-	-	ME 054/94	-
Análise Granulométrica	ME 083/94	ME 083/94	ME 083/94	-

Obs.: as normas com designação ME são do DNER,
as normas com designação C e D são da ASTM.

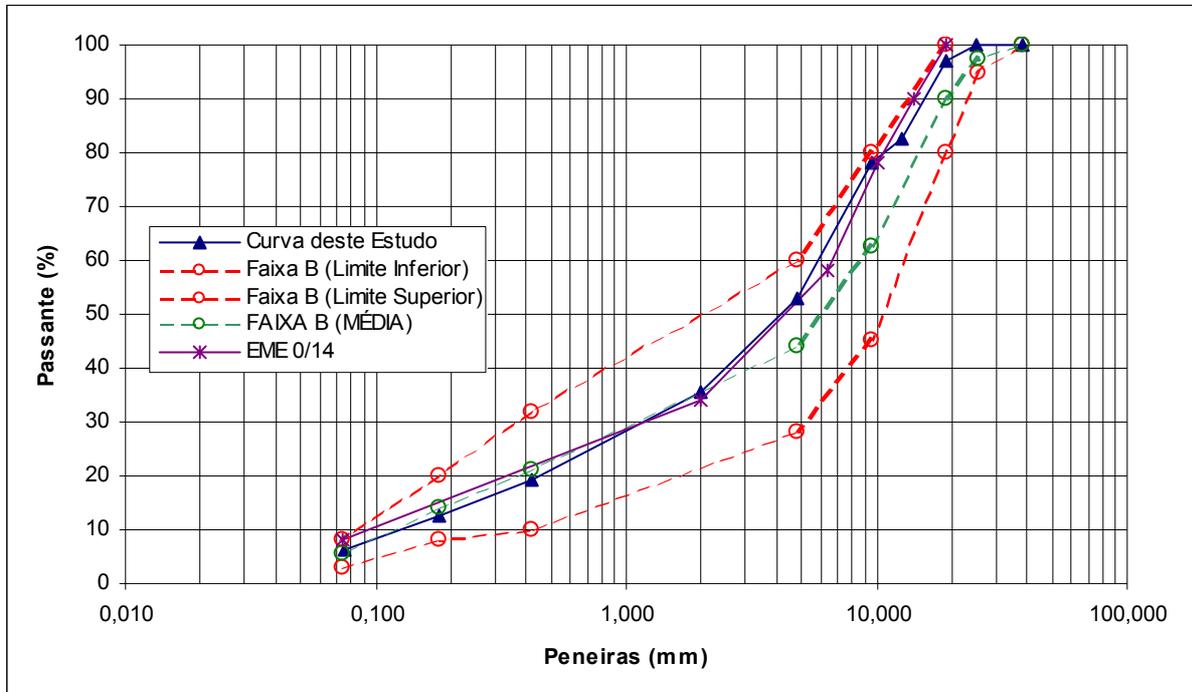
3.1.4 Escolha da Curva Granulométrica

O critério para a escolha da curva granulométrica a ser utilizada durante o estudo foi o de pesquisar uma curva que mais se assemelhasse àquela empregada nas misturas de módulo elevado de uso corrente dos franceses e que ao mesmo tempo se enquadrasse nas especificações brasileiras. A curva selecionada foi a EME 0/14 (NF P 98-140 e NF P 98-141) que se enquadra na faixa granulométrica B do DNER (DNER-ES 313/97). São apresentados na TABELA 3.4 e na FIGURA 3.2 os percentuais dos agregados, a curva granulométrica de projeto, EME 0/14 e a faixa B do DNER

Tabela 3.4 – Distribuição percentual dos agregados para determinação da curva de projeto.

% Passante # (pol.)	(mm)	Brita 1		Brita 0		Pó de Pedra		Filer		DNER Faixa B		Curva 5ª Tentativa
		Amostra Total	5ª Tentativa	Amostra Total	5ª Tentativa	Amostra Total	5ª Tentativa	Amostra Total	5ª Tentativa	mínimo	máximo	
1 1/2"	38	100	23,00	100	26,00	100	48,00	100	3,00	100	-	100
1"	25	100	23,00	100	26,00	100	48,00	100	3,00	95	-	100,0
3/4"	19	87,43	20,11	100	26,00	100	48,00	100	3,00	80	100	97,1
1/2"	12,7	23,72	5,46	100	26,00	100	48,00	100	3,00	-	-	82,5
3/8"	9,5	5,87	1,35	98,63	25,64	100,0	48,00	100	3,00	45	80	78,0
n.º 4	4,8	1,03	0,24	9,57	2,49	98,57	47,31	100	3,00	28	60	53,0
n.º 10	2	0,94	0,22	1,60	0,42	66,16	31,76	100	3,00	-	-	35,4
n.º 40	0,42	0,84	0,19	1,32	0,34	33,05	15,86	100	3,00	10	32	19,4
n.º 80	0,18	0,75	0,17	1,15	0,30	18,68	8,97	100	3,00	8	20	12,4
n.º 200	0,075	0,51	0,12	0,48	0,13	6,45	3,10	100	3,00	3	8	6,3

Figura 3.2– Comparativo entre a Curva de Projeto, EME 0/14 e faixa B do DNER.



3.2 LIGANTES

Para o desenvolvimento da pesquisa foram considerados três diferentes tipos de ligantes, um cimento asfáltico convencional, produzido em escala industrial e de uso corriqueiro e dois ligantes duros não convencionais:

- CAP 20 – proveniente do petróleo Árabe Leve por destilação à vácuo, produzido na Refinaria Duque de Caxias (REDUC), Rio de Janeiro;
- AMP EVA, asfalto modificado por Estireno-Vinila-Acetato (EVA), produzido em reator batelada, sendo 3 bateladas de 80 kg cada de CAP 20 REVAP com 7,5% de EVA, a 160°C, 600 RPM, por 2 horas;
- RASF – Resíduo asfáltico proveniente do petróleo Árabe Leve por desasfaltação a propano, produzido na Refinaria Duque de Caxias (REDUC), Rio de Janeiro;

Os ensaios de caracterização física, química e reológica foram efetuados no Laboratório de Produtos Especiais do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello (CENPES) da Petrobrás no Rio de Janeiro. Os resultados da caracterização dos ligantes estão indicados na TABELA 3.5.

3.3 MÉTODOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES

3.3.1 Métodos das Especificações Brasileiras

a) Penetração (MB-107 e ASTM D 5)

O conceito de consistência em asfalto sempre esteve associado a valores de penetração. O método empregado consiste em anotar a profundidade, em décimo de milímetros, que uma agulha penetra na amostra, sob condições padronizadas.

b) Viscosidade Cinemática (MB-517)

Efetuada a temperaturas altas, onde o escoamento do cimento asfáltico é newtoniano. O teste consiste em verificar o tempo de escoamento, em segundos, de determinado volume de amostra a temperatura constante, em viscosímetros capilares (ASTM D-2170) ou em viscosímetros Saybolt (ASTM E-102). A precisão do método D 2170 foi especificada para CAP na faixa de 30 a 6.000 cSt, a 135°C. O método E 102 determina a viscosidade Saybolt Furol de material betuminoso a temperaturas especificadas entre 120 e 240°C .

Tabela 3.5 – Caracterização física, química e reológica dos ligantes.

Características	Método de Ensaio	Unid.	CAP-20 0862-03 G	EVA (1717/02)			RASf (1691/02)		
Viscosidade a 60°C	MB-827	P	2560	-	-	-	-	-	-
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C	MB-517	S	216	1973,2	-	-	683,5	-	-
Viscosidade Saybolt Furol a 150°C	MB-517	S	-	943,9	-	-	274,6	-	-
Viscosidade Saybolt Furol a 177°C	MB-517	s	39,5	334,9	-	-	-	-	-
Efeito do calor e do ar (ECA) a 163°C por h:									
ECA - variação em massa	MB-425	%	0,02	-	-	-	-	-	-
ECA - Relação de viscosidade	-	-	2,1	-	-	-	-	-	-
ECA - Ductilidade a 25°C	MB-167	cm	>150	-	-	-	-	-	-
Índice de Susceptibilidade Térmica	-	-	-1,3	-	-	-	-	-	-
Penetração (100g, 5s, 15°C) (am. virgem)	ASTM D5	0,1 mm	-	-	-	-	4	-	-
Penetração (100g, 5s, 25°C) (am. virgem)	MB-107	0,1 mm	55	36	-	-	9	-	-
Penetração (100g, 5s, 25°C) (após RTFOT)	MB-107	0,1 mm	-	25	-	-	7	-	-
Ponto de Fulgor	MB-50	°C	342	-	-	-	-	-	-
Solubilidade em tricloroetileno	MB-166	% massa	100,0	-	-	-	-	-	-
Ponto de Amolecimento (T _{AB}) - Am. virgem	ASTM D36	°C	-	74,9	-	-	66,1	-	-
Ponto de Amolecimento (T _{AB}) - após RTFOT	ASTM D36	°C	-	77,4	-	-	70,2	-	-
Ponto de Ruptura Frass - Am. virgem		°C	-	-12	-	-	13,5	-	-
Ponto de Ruptura Frass - após RTFOT		°C	-	-10	-	-	14,5	-	-
Densidade relativa (Picnômetro de sólidos)	ASTM D70		-	-	-	-	-	-	-
25/25°C			-	-	-	-	1,0614	-	-
20/4°C			-	1,0088	-	-	1,0583	-	-
°API			-	8,2	-	-	1,3	-	-
RTFOT	ASTM D2872	%	-	-0,21	-	-	+0,04	-	-
Retorno Elástico - Am. virgem	ASTM D113	%	-	58,0	-	-	rompeu	-	-
Retorno Elástico - após RTFOT	ASTM D113	%	-	rompeu	-	-	rompeu	-	-
Aquecimento a 175°C			NESP	-	-	-	-	-	-
Viscosidade Brookfield a 135°C (20 rpm)	ASTM D4402	cP	-	4154,3	-	-	1514	-	-
Viscosidade Brookfield a 150°C (20rpm)	ASTM D4402	cP	-	1987	-	-	608,3	-	-
Viscosidade Brookfield a 175°C (100 rpm)	ASTM D4402	cP	-	705,8	-	-	-	-	-
Visc. Dinâm. à Vácuo, 60°C, 300 mm de Hg (Am. Virgem)	ASTM D2171	P	-	-	-	-	47,493	-	-
Visc. Dinâm. à Vácuo, 60°C, 300 mm de Hg (após RTFO)	ASTM D2171	P	-	-	-	-	105,851,85	-	-
BBR	P 245		-	-	-	-	-	-	-
Temp.		°C	-	-18	-12	0	0	-	-
Tempo		seg	-	60	60	60	60	-	-
S		MPa	-	538	196	47,5	252	-	-
Diferença		%	-	-1,49	-0,510	0	0,794	-	-
m			-	0,221	0,331	0,355	0,328	-	-
Cisalhamento Dinâmico - Fadiga	P246/AASHTO TP5		-	-	-	-	-	-	-
Temp		°C	-	34,0	31,0	-	43	40	-
G*		KPa	-	7557	9391	-	4193	6578	-
delta		Grau	-	36,1	35,9	-	61,8	57,8	-
G*/seno(delta)		KPa	-	4,45	5,51	-	3,69	5,57	-
Cis. Dinâmico - Deformação Permanente (Am. Virgem)	P246/AASHTO TP5		-	-	-	-	-	-	-
Temp		°C	-	82,0	88,0	94,0	70,0	76,0	82,0
G*		KPa	-	2212	1358	848,8	5971	2625	1245
delta		Grau	-	77,02	79,66	81,87	87,56	88,55	89,17
G*/seno(delta)		KPa	-	2,270	1,380	0,8574	5,976	2,626	1,245
Cis. Dinâmico - Deformação Permanente (após RTFOT)	P246/AASHTO TP5		-	-	-	-	-	-	-
Temp		°C	-	70,0	76,0	82,0	76,0	82,0	88,0
G*		KPa	-	3647	2425	1614	7083	3200	1547
delta		Grau	-	69,14	72,07	75,02	86,67	87,77	88,54
G*/seno(delta)		KPa	-	3,903	2,549	1,671	7,095	3,203	1,548
Coesividade		J/cm ²	-	0,442	-	-	0,332	-	-
Compatibilidade		°C	-	0,8	-	-	OK	-	-
PAV	ASTM D6521		-	OK	-	-	-	-	-
Ressonância Nuclear Magnética			-	-	-	-	-	-	-
Carbono Aromático		% Molar	-	-	-	-	39,9	-	-
Carbono Saturado		% Molar	-	-	-	-	60,1	-	-
SARA			-	-	-	-	-	-	-
Saturado		% p/p	-	-	-	-	2,4	-	-
Aromático		% p/p	-	-	-	-	39,0	-	-
Resina		% p/p	-	-	-	-	41,0	-	-
Asfalteno		% p/p	-	-	-	-	17,6	-	-

- c) Ponto de Amolecimento (MB-164 e ASTM D-36)
Este ensaio determina a temperatura em que uma esfera de aço empurra um corpo de prova, constituído de um disco de amostra contido num anel metálico. O ponto de amolecimento é a temperatura em que a amostra amolece, permitindo que a esfera empurre o disco até tocar uma referência.
- d) Viscosidade Absoluta (MB-827 e ASTM D2171)
As especificações brasileiras são também classificadas pela consistência expressa pela viscosidade absoluta a 60°C, medida num viscosímetro capilar a vácuo. O resultado é expresso em poises. O teste é efetuado à semelhança da viscosidade cinemática, medindo-se o tempo de escoamento, em segundos, de determinado volume de amostra à temperatura de 60°C (escoamento não-newtoniano), sob vácuo (300 mm de Hg).
- e) Efeito do Calor e Ar (MB-425 e ASTM D-1754)
Os resultados obtidos neste teste permitem avaliar a presença de frações de óleos mais leves e/ou a oxidação que ocorre durante o aquecimento a 163°C durante 5 horas. Tenta-se, assim, simular as condições de usinagem de asfalto.
- f) Dutilidade (MB-167 e ASTM D-113)
Determina a capacidade de um corpo de prova, em forma de gravata, de alongar-se sem romper quando tracionado sob condições padronizadas.
- g) Ponto de Fulgor (MB-50 e ASTM D-92)
É a indicação da temperatura-limite em que o CAP pode ser aquecido, sem risco de inflamar-se, em contato com chama.
- h) Solubilidade em Tricloretileno (MB-166 e ASTM D-2042)
A porção do CAP solúvel em tricloroetileno representa o material que age como ligante; o material restante representa contaminação de natureza mineral, em geral.
- i) Índice de Susceptibilidade Térmica
Desenvolvido por Pfeiffer Van Doornal, expressa a variação da consistência com a temperatura na faixa de serviço em pavimentos. O IST da ordem de -1,5 a +1 identifica CAP de uso rodoviário tais que o valor zero significa susceptibilidade adequada, e valores abaixo de -1,5, indicam CAP suscetíveis, que variam muito de consistência com a temperatura.

3.3.2 Métodos de Ensaio da Especificação SHRP

- a) Viscosidade (ASTM D-4402)
É usado para medir a viscosidade aparente do asfalto nas temperaturas de transporte, usinagem e compactação de forma a assegurar adequada trabalhabilidade.
- b) Envelhecimento em estufa – RTFOT (ASTM D-2872)
Simula envelhecimento da usinagem, sendo estipulado um valor máximo de perda massa devido a evaporação de voláteis e ganho de massa devido a oxidação de hidrocarbonetos presentes no cimento asfáltico.
- c) Cisalhamento Dinâmico (ASTM P-244)
Determina os parâmetros reológicos G^* , G' , G'' , δ , J^* , J' , J'' , η^* .
- d) Envelhecimento por vaso de pressão – PAV (ASTM PS 36)
Simula envelhecimento em serviço por longo tempo, colocando-se as amostras de ligante, após passagem na estufa RTFOT, num vaso, sob pressão de ar, dentro de estufa com temperatura controlada.
- e) Rigidez da Fluência (ASTM P 245)
Determina os parâmetros reológicos “S” e “m”, com o reômetro de fluência de viga.

3.3.3 Outros Métodos de Ensaios

- a) Ponto de Ruptura Fraass (IP/87)
É a temperatura na qual o CAP, quando submetido a flexão, tende mais a romper do que a fluir. No teste, uma placa revestida de CAP, flexionada sob determinadas condições, é submetida a temperaturas decrescentes. O ponto de ruptura é a temperatura em que aparece a primeira fissura nesse revestimento.
- b) Compatibilidade (ASTM D 5892)
Um forma prática de ser verificar a compatibilidade de uma mistura asfalto/polímero é pela colocação de uma amostra em tubo cilíndrico de alumínio com uma das extremidades fechada, o qual é mantido à temperatura de cerca de 170°C. Após dois dias o tubo é retirado do forno, resfriado a -20°C e a análise do ponto de amolecimento é efetuada nas amostras do topo e do fundo do tubo.
- c) Retorno Elástico (ASTM D 6084)
O retorno elástico pode ser efetuada a temperatura de 4 ou 25°C, antes ou depois do envelhecimento, em estufa RTFOT e consta da medida em percentagem da

deformação recuperável após alongamento de 10 ou 20 cm de um corpo de prova num dutilômetro.

d) Coesividade VIALIT

A energia de coesão de um ligante é definida como a diferença entre as energias necessárias para romper o filme de ligante entre dois cubos, devido ao efeito do impacto de um pêndulo, e para deslocar o cubo sem ligante.

3.4 MISTURAS

3.4.1 Misturas Empregadas

Inicialmente foi efetuado um estudo de dosagem com o CAP-20 considerando a faixa B do DNER, considerando que dentro desta faixa seria possível enquadrar as características de distribuição granulométrica aplicada em misturas de módulo elevado em outros países.

Com o prosseguimento da pesquisa, optou-se por desenvolver o projeto das misturas tomando como ponto de partida a curva granulométrica de uma mistura de uso corrente na França denominada EME 0/14. Com a granulometria fixada para as três misturas (cada mistura com um ligante diferente), partiu-se para a definição do teor de ligante de projeto. Inicialmente foram moldados corpos de prova segundo a metodologia Marshall com 75 golpes de cada lado, em diferentes teores de ligantes.

Buscou-se obter corpos-de-prova com as mesmas características de homogeneidade obtida na usina, ou seja, as diversas frações (brita 0, brita 1 e pó de pedra) eram quarteadas e em seguida misturadas de forma a se obter uma granulometria uniforme para todos corpos-de-prova, refletindo assim de maneira mais realista a variabilidade das misturas obtidas na usina. A outra alternativa seria separar o material por peneira e em seguida adicionar a fração exata de material retido naquela peneira para a composição da curva granulométrica escolhida. Essa granulometria apesar de ter uma dispersão menor é muito teórica, não sendo representativa do ponto de vista prático.

Adotou-se o mesmo teor de projeto para as três misturas de modo a possibilitar uma análise comparativa dos resultados de desempenho tendo como única variável os diferentes tipos de ligantes. Fixou-se o teor de projeto de 5,5% de ligante em peso

atendendo ao critério do valor mínimo do módulo de riqueza K (ver definição no item 2.3.2) da mistura que, para misturas do tipo EME2, é de 3,4 de modo a alcançar uma resistência à fadiga satisfatória. O valor do módulo de riqueza calculado para as misturas deste estudo conforme a EQUAÇÃO 2.4 é $K=3,6$.

As temperaturas de usinagem foram determinadas de acordo com a norma técnica DNER ME-043/95. Obteve-se para o RASF a temperatura do ligante de 170°C, de usinagem de 161°C e do agregado de 183°C. Os valores encontrados das temperaturas para o EVA foram excessivamente elevadas, sendo neste caso adotado as mesmas temperaturas adotadas para o RASF. Os valores adotados estão na TABELA 3.6.

Tabela 3.6 – Temperaturas (°C) de trabalho determinadas para os três ligantes de acordo com as viscosidades Saybolt-Furol.

Material	CAP-20	EVA	RASF
Ligante	158	170	170
Agregado	171	183	183
Mistura	146	161	161

Todos os corpos de prova ensaiados foram moldados após condicionamento em estufa de modo a simular o efeito do envelhecimento de curto prazo. As amostras ficaram durante 2 horas em estufa à temperatura de usinagem e só então eram compactadas. Na TABELA 3.7 são apresentados os traços empregados e as características de densidade e volumétricas das misturas ensaiadas.

É possível observar nas FIGURA 3.3 os valores de D_{ap} , RBV(%), V_v (%) e VAM (%) das misturas para o teor de ligante de projeto (5,5%). A porcentagem de vazios (V_v) das três misturas ficaram entre 3 e 4%, sendo a mistura com o RASF com o maior valor: 4,04. A mistura com CAP-20 apresentou o menor VAM (16,1%) e maior RBV (79,0%). Já a mistura com o ligante modificado por EVA apresentou maior VAM (16,7%). A densidade aparente da mistura foi obtida através da relação entre o peso seco e peso submerso de acordo a norma DNER ME 117/94. O VAM é definido como o volume do espaço intergranular entre as partículas de agregado de uma mistura compactada, que inclui os vazios de ar e o teor de asfalto efetivo, expresso como porcentagem do volume total. E o RBV é o percentual de volume de VAM preenchido com o ligante. Apesar de não ter havido uma preocupação de atender aos limites preconizados na norma DNER ES-313/97, os valores de V_v e RBV das misturas

ensaiadas atendem aos critérios para capa de rolamento, estando acima dos valores limites para camada de ligação.

Tabela 3.7 – Características das misturas ensaiadas no estudo.

Propriedade	CAP-20	EVA	RASF
Número de corpos-de-prova	17	19	21
Brita 1 (19 mm) (%)	21,7	21,7	21,7
Brita 0 (12,5 mm) (%)	24,6	24,6	24,6
Pó de Pedra (4,8 mm) (%)	45,4	45,4	45,4
Fíler (Cimento Portland) (%)	2,8	2,8	2,8
CAP (%)	5,5	5,5	5,5
Densidade Teórica	2,52	2,51	2,52
Densidade Aparente - Dap	2,43	2,42	2,42
Vazios - Vv(%)	3,4	3,55	4,04
Vazios cheios de betume (%)	12,8	13,2	12,6
Vazios do agregado mineral - VAM(%)	16,1	16,7	16,6
Relação Betume-Vazios - RBV(%)	79,0	78,8	75,8

3.4.2 Equipamentos

Os principais equipamentos utilizados para a usinagem, três estufas novas e um novo compactador Marshall duplo, necessitaram de aferição e calibração de forma a evitar variações nos resultados. O uso do compactador duplo garantiu uma produtividade elevada. No entanto, o equipamento produz vibrações e ruído elevados, incomodando todo o laboratório de geotecnia, recomendando-se uma solução semelhante a adotada no laboratório de tecnologia de pavimentação da EPUSP: caixa de areia como fundação e isolamento acústico. Foi utilizado o compactador giratório do CENPES para moldagem de corpos-de-prova segundo o sistema SUPERPAVE. Apresenta-se uma relação básica dos principais equipamentos usados na usinagem e moldagem dos corpos-de-prova deste estudo:

1. Compactador Marshall da SOLOTEST automático duplo;
2. Estufas FANEM (até 200°C, variação de $\pm 2^\circ\text{C}$);
3. Balança MARTE (capacidade de 10kg, precisão de 0,1g);
4. Placa Aquecedora FANEM (até 200°C);
5. Compactador Giratório (ELE – Servopac Gyrotory Compactor);
6. Paquímetro MITUTOYO (precisão 0,01 cm);
7. Prensa SOLOTEST (velocidade de 5 cm/min, capacidade de 3,0 t);
8. Banho d'água FISATOM digital;
9. Freezer FANEM (até -18°C);
10. Bomba de Vácuo EDWARDS (até 760mm Hg).

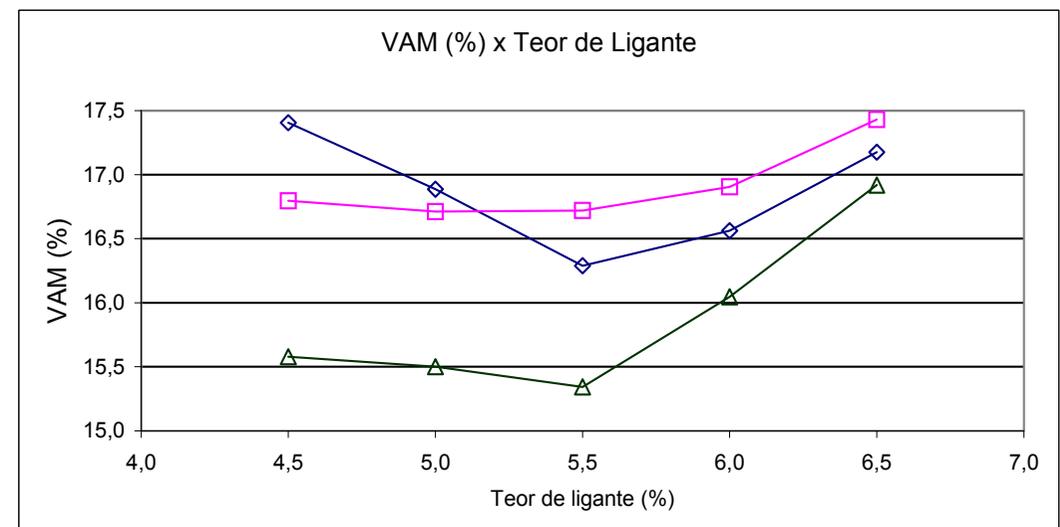
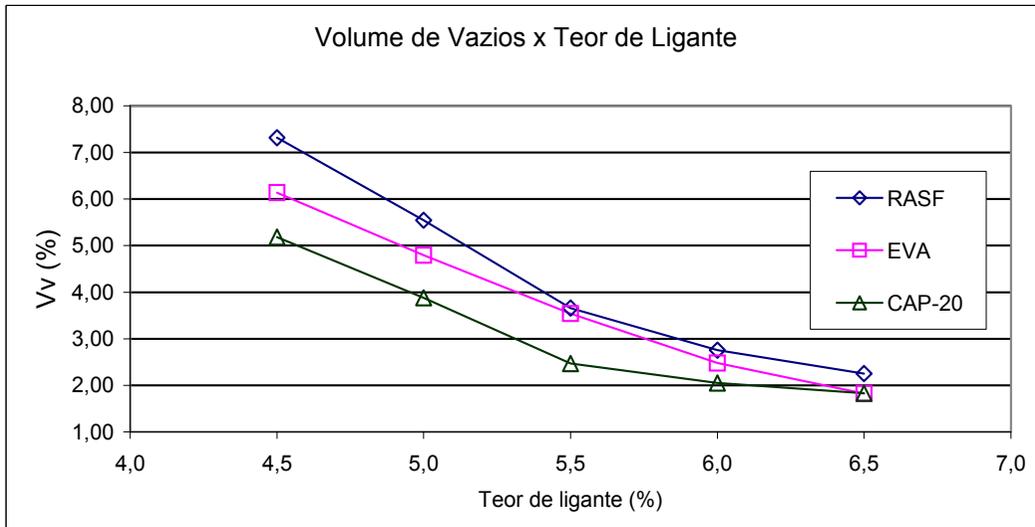
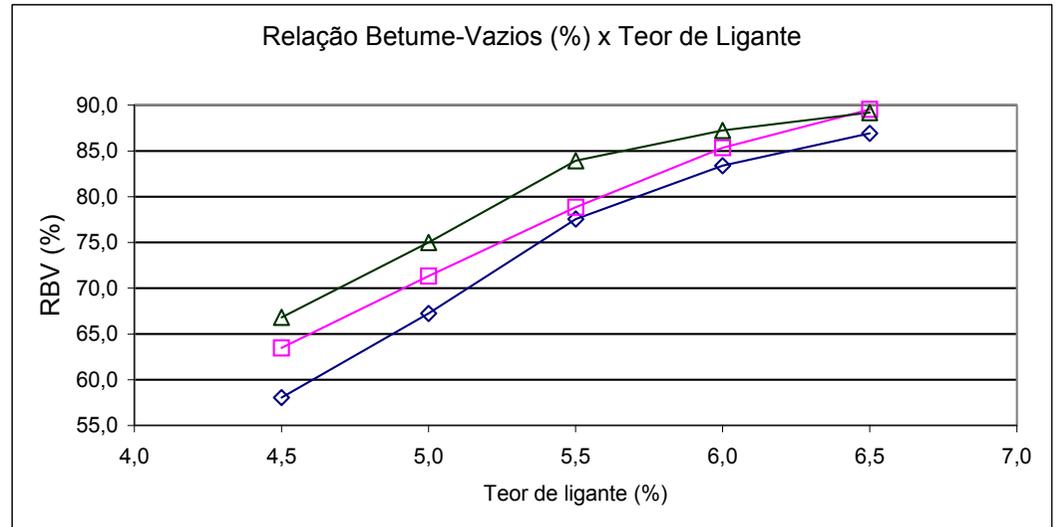
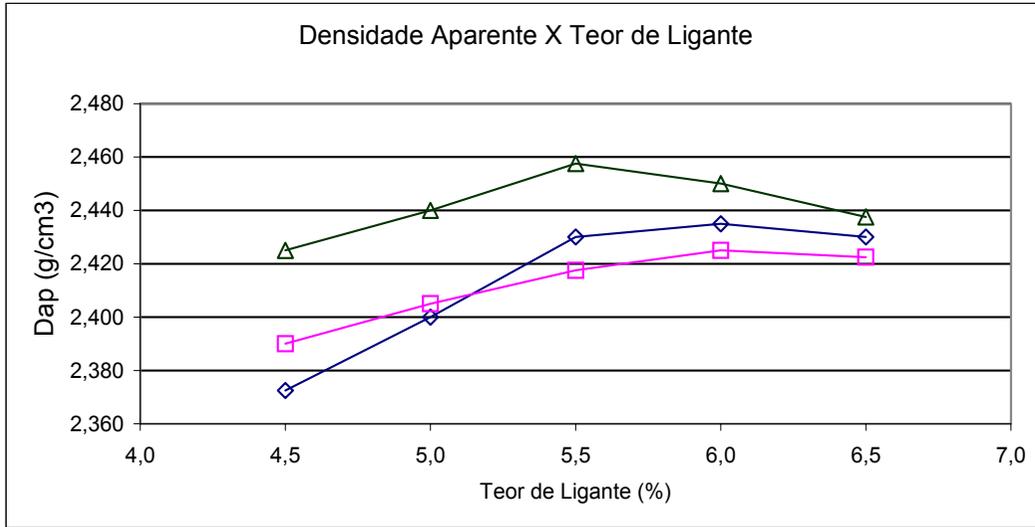


Figura 3.3 – Propriedades volumétricas das mistura ensaiadas (média de 4 cp's).

3.4.3 Métodos de Caracterização das Misturas

a) Moldagem com Compactador Marshall

Foram moldados corpos-de-prova (cps) no compactador Marshall para realização de ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração e fadiga. Prepara-se um traço da mistura com aproximadamente 1.200g de material para confecção dos cps. O ensaio consiste em aquecer o ligante e o agregado nas temperaturas pré-definidas em função da curva de viscosidade do ligante. Mistura-se o ligante ao agregado durante dois a três minutos na temperatura de compactação e em seguida preencher o molde para compactação com 50 ou 75 golpes em cada uma das faces do corpo-de-prova. Na presente pesquisa aplicou-se 75 golpes, sendo que após a mistura dos materiais, o tacho permaneceu em estufa, na temperatura de compactação pelo período de duas horas para simular o efeito do condicionamento de curto prazo equivalente ao período de usinagem e transporte da usina até a pista. Em seguida a amostra foi levada à compactação.

b) Moldagem com Compactador Giratório

Foram moldados corpos de prova no compactador giratório do CENPES para realização de ensaios de Módulo de Resiliência e de Resistência à Tração. Os corpos de prova foram moldados com o teor de 5,5% de ligante em peso aplicando-se um total de 100 giros (tráfego de médio a pesado) para compactação dos mesmos. Todos os corpos de prova passaram pelo processo de condicionamento na estufa durante um período de 2 horas à temperatura de usinagem para simular o efeito do envelhecimento de curto prazo preconizado pela metodologia Superpave. Pôde-se perceber que os corpos de prova moldados no compactador giratório apresentam aparentemente uma textura externa mais uniforme do que aqueles moldados no compactador Marshall.

c) Densidade Aparente (DNER-ME 117/94)

Após o desmolde do corpo-de-prova cilíndrico são efetuadas quatro medidas de altura e diâmetro para obter um valor médio das dimensões dos corpos de prova. A densidade aparente foi estimada, pesando-se os corpos-de-prova primeiramente secos e depois submersos e empregando o peso específico da água.

- d) **Densidade Máxima Medida (ASTM D 2041/00 - Método Rice)**
Permite determinar a massa específica máxima medida e a densidade da mistura asfáltica não compactada a 25°C (G_{mm}). A massa específica máxima é usada no cálculo dos vazios de ar na mistura asfáltica compactada, no cálculo da quantidade de ligante absorvido pelo agregado, além de fornecer valores de projeto para compactação das misturas asfálticas. O ensaio consiste em colocar uma amostra de mistura asfáltica, em condição fôfa em um recipiente com água (25°C) até submersão total da amostra. Em seguida aplica-se gradualmente vácuo para reduzir a pressão residual dentro do recipiente para 30mmHg ou menos que será mantido por 15 ± 2 minutos sob agitação mecânica. Ao fim deste período de tempo, o vácuo é gradualmente eliminado. O volume da amostra da mistura é obtido complementando o nível do recipiente com água e pesando ao ar. A massa e a temperatura são anotadas. A partir das medidas de massa, calcula-se a massa específica ou densidade real da mistura corrigindo-a para a temperatura de 25°C.
- e) **Resistência à Tração Indireta Estática (DNER-ME 138/94)**
O ensaio de compressão diametral ou tração indireta, conhecido internacionalmente como “ensaio brasileiro”, foi desenvolvido pelo Professor Fernando Luiz Lobo Carneiro para determinar a resistência à tração de corpos-de-prova de concreto através de carregamento estático. O corpo de prova cilíndrico é posicionado diametralmente em relação à direção da compressão, resultando numa tração, agindo perpendicularmente ao longo do plano diametral que promove a ruptura do corpo nesta direção. É realizado numa prensa Marshall, sendo o corpo de prova apoiado ao longo de suas geratrizes por dois frisos de carga posicionados na parte superior e inferior do corpo de prova.
- f) **Módulo de Resiliência por Compressão Diametral (DNER-ME 133/94 e ASTM D 4123)**
Definido como a relação da tensão de tração gerada no corpo de prova com a deformação de tração recuperável correspondente. Este ensaio consiste em solicitar o corpo de prova dinamicamente por uma carga de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas e medir a deformação resiliente ao longo do diâmetro horizontal, perpendicular à carga aplicada.

g) Resistência à Fadiga

Definida como o número de repetições de uma carga, capaz de promover ruptura de um corpo de prova, sendo esta carga inferior à resistência estática do material. A força aplicada produz uma tensão de tração horizontal que deve ser uma fração da resistência à tração indireta estática previamente determinada. Ensaio feito a tensão controlada de carga repetida pulsante até a ruptura total do corpo de prova.

h) Ensaio de Deformação Permanente no Simulador de Tráfego Tipo LPC – “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées”

Neste ensaio a mistura betuminosa é compactada através de amassamento por rodas de pneus na temperatura de projeto, gerando placa compactada por processo semelhante ao de campo, por um equipamento chamado mesa compactadora tipo LPC. O ensaio propriamente dito é feito num equipamento munido de rodas pneumáticas, cuja pressão do pneu e carga no eixo são controláveis. O ensaio é feito por passagem de roda na placa compactada à temperatura controlada de 60°C. Mede-se o afundamento na trilha de roda em diversos pontos a determinados números de solicitações.

i) Ensaio Lottman (AASHTO T 283-89)

Este ensaio avalia a propriedade de adesividade em misturas asfálticas, considerando o efeito deletéreo de água em amostras cilíndricas preparadas através da Metodologia Marshall com volume de vazios de aproximadamente $7\% \pm 1\%$. A análise é feita pela relação entre a resistência à tração de amostras com condicionamento prévio e amostras sem condicionamento (RRT). O ensaio foi realizado conforme a norma AASHTO T 283-89. O valor obtido desta relação pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas face à adesividade ligante/agregado e também para verificar o efeito da adição de aditivos químicos ou pulverulentos na adesividade da mistura.

Capítulo 4

4. Análise dos Resultados

Este capítulo trata da análise dos resultados dos ensaios e estudo de dosagem dos agregados, dos cimentos asfálticos e das misturas betuminosas selecionadas para os ensaios laboratoriais desta pesquisa.

4.1. AGREGADOS

Granulometria: a curva granulométrica de projeto utilizada neste estudo se aproximou bastante da curva média da Faixa B do DNIT na fração de agregados miúdos. Já na fração graúda, há um ligeiro aumento dos valores percentuais passantes quando comparados aos valores médios da Faixa B, indicando uma granulometria de graduação densa, contínua e um pouco mais fina que a indicada pela curva média da Faixa B. Para melhor visualização é apresentado na FIGURA 4.1 a Curva de Projeto comparada com a curva média da Faixa B e curvas típicas de misturas com granulometrias descontínuas do tipo SMA (*Stone Matrix Asphalt*) e CPA (Camada Porosa de Atrito). A granulometria do presente estudo, que muito se assemelha ao EME 0/14 dos franceses, encontra-se exatamente no intervalo em que há superposição entre as Faixas B e C do DNER (FIGURA 4.2), podendo ser utilizada segundo as especificações brasileiras como camada de ligação ou capa de rolamento.

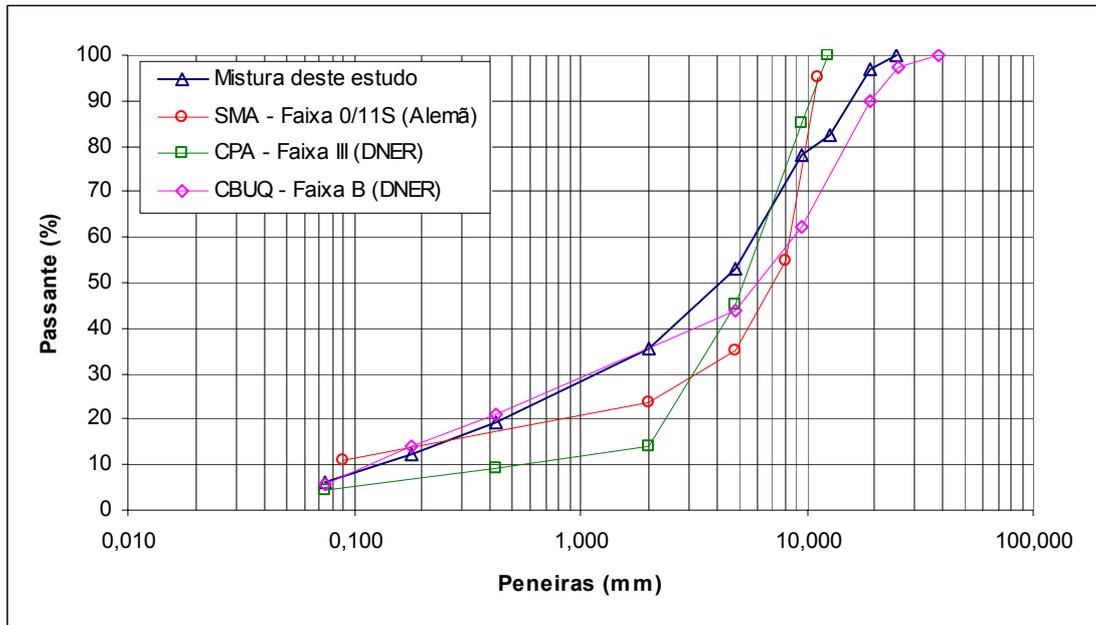


Figura 4.1 – Comparação entre a curva granulométrica deste estudo e curvas SMA – Faixa 0/11S (Alemã), CPA – Faixa III (DNER) e CBUQ – Faixa B (DNER).

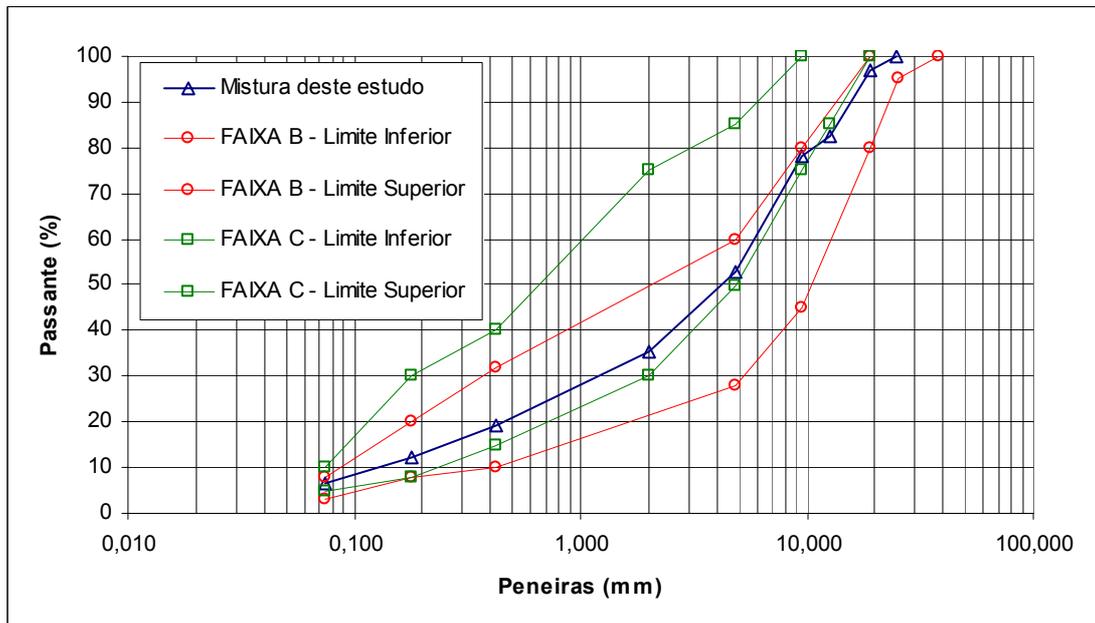


Figura 4.2 – Comparação entre a curva deste estudo e os limites das faixa B e C do DNER.

A curva adotada atendeu aos critérios Superpave quanto à granulometria para um Diâmetro Máximo Nominal de 19,0 mm, passando entre os pontos de controle e sobre a zona restrita, conforme pode ser observado na Figura 4.3. É importante ressaltar que apesar de haver recomendação que a curva passe por fora da zona restrita, vários

pesquisadores já constataram que a zona restrita não é capaz de prever curvas granulométricas com baixo desempenho quanto à deformação permanente, recomendando inclusive sua eliminação como critério de desempenho (HAND, 2001). É importante lembrar ainda que a zona restrita se aplica mais a misturas que utilizam areia natural do que frações britadas como é o caso da presente pesquisa que utilizou todas as frações britadas.

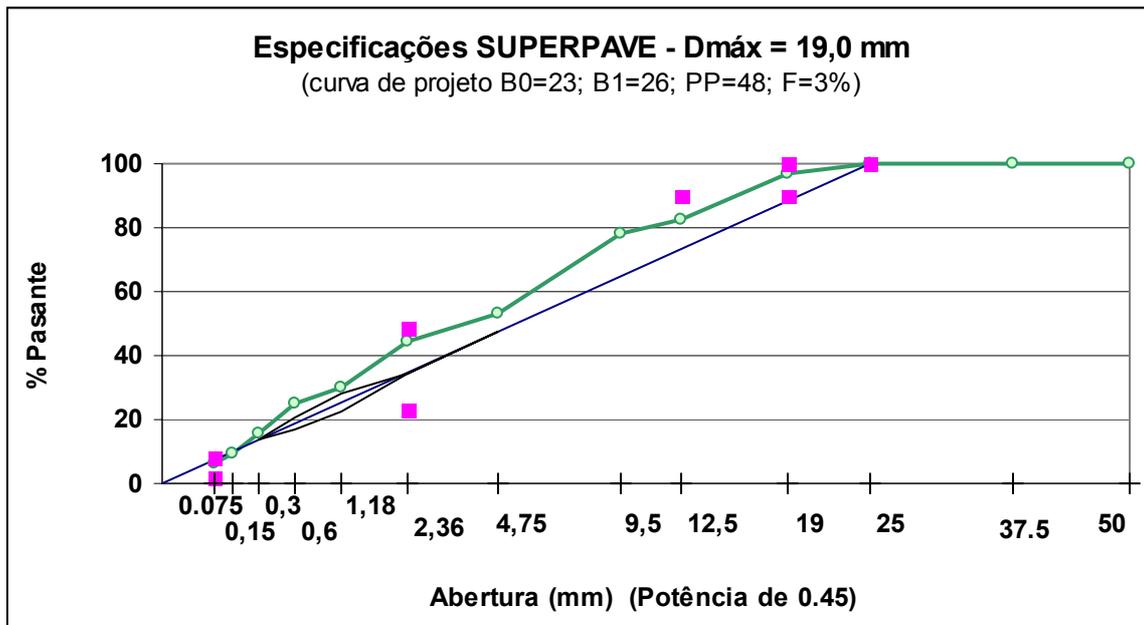


Figura 4.3– Enquadramento da curva deste estudo na especificação Superpave.

Relação fíler/ligante (F/L): É definida como a relação entre o fíler (“dust”) passante na peneira no. 200 (0,075mm) e o ligante efetivo. Com um percentual de 6,3% em peso de material passante na peneira no. 200 (0,075mm), os finos certamente contribuirão para o enrijecimento da mistura. Apesar da pesquisa ter o propósito de estudar misturas de módulo elevado, este efeito pode por um lado contribuir para o aumento dos módulos e por outro reduzir de maneira significativa a vida de fadiga das misturas ensaiadas. O valor da relação *dust*/ligante calculado para as misturas ensaiadas foi igual a 1,37 (AASHTO PP28-01). Valores altos da relação fíler/ligante indicam misturas com pouco ligante livre para atuar na inibição do trincamento. O FHWA (Federal Highway Administration) determina valores entre 0,6 e 1,2 (AASHTO MP2-01), de maneira geral nos casos em que a granulometria passe abaixo da zona restrita os limites podem ser alterados para 0,8 a 1,6. Recomenda-se que quanto mais fino o pó, mais baixo deva ser esta relação e como a granulometria do fíler de cimento Portland está numa faixa intermediária se comparada com os outros tipos de fileres convencionais (pó calcário,

cal hidratada e pó de pedra) pode-se considerar que o mastigue formado pela mistura em estudo está próximo do limite superior dos valores recomendáveis.

A título comparativo cita-se alguns valores encontrados por outros estudos:

- MOURÃO (2003) encontrou valores de F/L da ordem 1,6 para misturas do tipo SMA e Razão de Resistência à Tração (RRT) de 0,87;
- LIBERATORI (2000) encontrou valores da ordem de 1,46 de para misturas convencionais e misturas modificadas com polímeros e com asfaltita;
- WESSELING et al (2003), utilizando um CAP20 agregado de origem basáltica obtiveram as seguintes relações F/L e RRT's: mistura de cal e cimento F/L = 1,17 e RRT = 56, cimento F/L = 1,51 e RRT = 49, cal F/L = 1,36 e RRT = 58;
- BERNUCCI et al (2000): F/L = 1,4 (CAP-20+4%EVA).

Como na verdade o que balizou o teor de ligante e o percentual de filer foi o critério dos franceses para o valor mínimo do módulo de riqueza e os percentuais passantes de uma curva granulométrica típica aplicada em misturas de módulo elevado, os efeitos negativos de valores elevados da relação filer/ligante poderão comprometer a vida de fadiga das misturas deste estudo, recomendando-se em outros estudos que se diminua o teor de filer. Como as misturas de módulo elevado apresentam uma excelente resistência à deformação permanente uma outra alternativa seria aumentar o teor de ligante, sendo esta opção a mais aplicada pelos franceses que utilizam teores de até 6,5% em misturas de módulo elevado.

Características físicas e mecânicas: Tendo em vista que o agregado utilizado nesta pesquisa é proveniente de rocha britada, tem forma cúbica e textura áspera, possui características adequadas quanto à resistência ao cisalhamento, reduzindo de forma decisiva sua contribuição na deformação permanente. No que diz respeito às propriedades de consenso do Superpave (faces fraturadas; vazios não compactados; equivalente areia; partículas planas e alongadas), o agregado empregado atende aos requisitos para faixa de volume de tráfego elevado. Com relação às exigências das especificações brasileiras os agregados apresentaram boas características tecnológicas:

abrasão Los Angeles em torno de 18%, equivalente areia maior que 70% e, apesar de não haver indicação nas normas, os agregados apresentaram um baixo valor de absorção ficando em torno de 0,50 a 0,70%. O DNER exige (DNER ES-313/97): Los Angeles \leq 40%; índice de forma $>$ 0,5; durabilidade $<$ 12%; equivalente areia \geq 55%; filer só específica granulometria.

4.2. LIGANTES

Foram analisados comparativamente os resultados obtidos com o CAP-20, asfalto modificado por EVA e RASF no que diz respeito a:

- Viscosidade
- Envelhecimento
- Desempenho (fadiga e deformação permanente)
- Susceptibilidade térmica.

Viscosidade: Os ligantes duros apresentaram viscosidade a 135°C elevada, o que pode dificultar as operações de bombeamento, usinagem e aplicação do produto no pavimento. O cimento asfáltico modificado com EVA apresentou viscosidade excessivamente alta (4.154 cP) muito maior inclusive do que o limite tolerável pelas especificações Superpave que é de 3.000 cP.

Através das FIGURAS 4.4 e 4.5 pode-se verificar que os ligantes têm comportamento Newtoniano nas temperaturas ensaiadas. O critério de projeto de misturas Superpave especifica a temperatura para usinagem baseado na faixa de viscosidade de 170 ± 20 cSt. Segundo SHENOY (2001) pode-se efetuar a conversão em centiPoise para tratamento dos dados obtidos com o viscosímetro rotacional Brookfield. Fazendo as devidas conversões, obtém-se a faixa de viscosidade de 140 – 183 cP (correspondendo a 150 – 190 cSt).

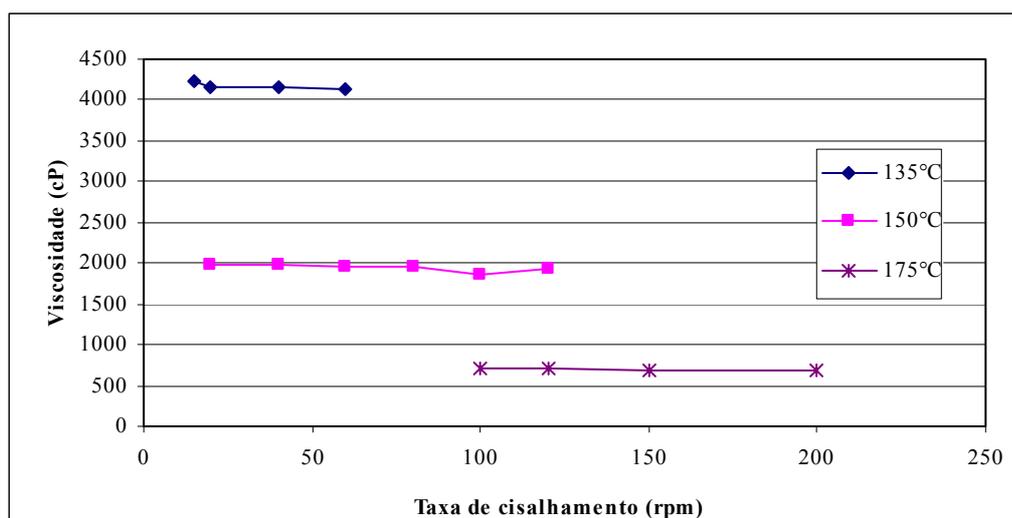


Figura 4.4 – Variação da Viscosidade no viscosímetro rotacional Brookfield com a taxa de cisalhamento a 135, 150 e 175°C para o CAP + EVA utilizado neste estudo.

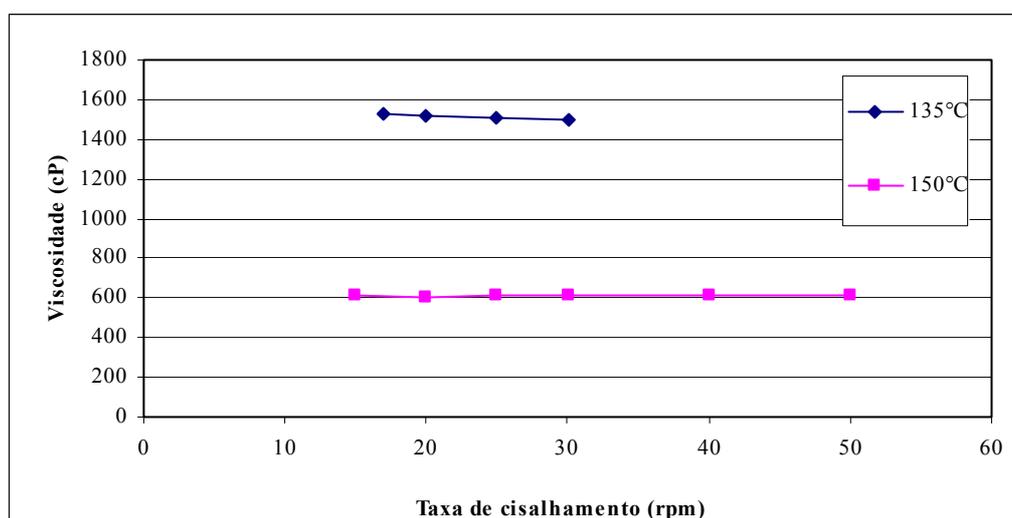


Figura 4.5 – Variação da Viscosidade dinâmica no viscosímetro rotacional Brookfield com a taxa de cisalhamento a 135 e a 150°C para o RASF utilizado neste estudo.

Para efeito de análise, os dados obtidos no laboratório do CENPES para os ligantes duros, foram extrapolados para obtenção da temperatura de usinagem segundo este critério como pode ser observado na FIGURA 4.6. Para o RASF obteve-se uma temperatura de 170°C e para o EVA obteve-se uma temperatura de 200°C, consideradas bastante elevadas.

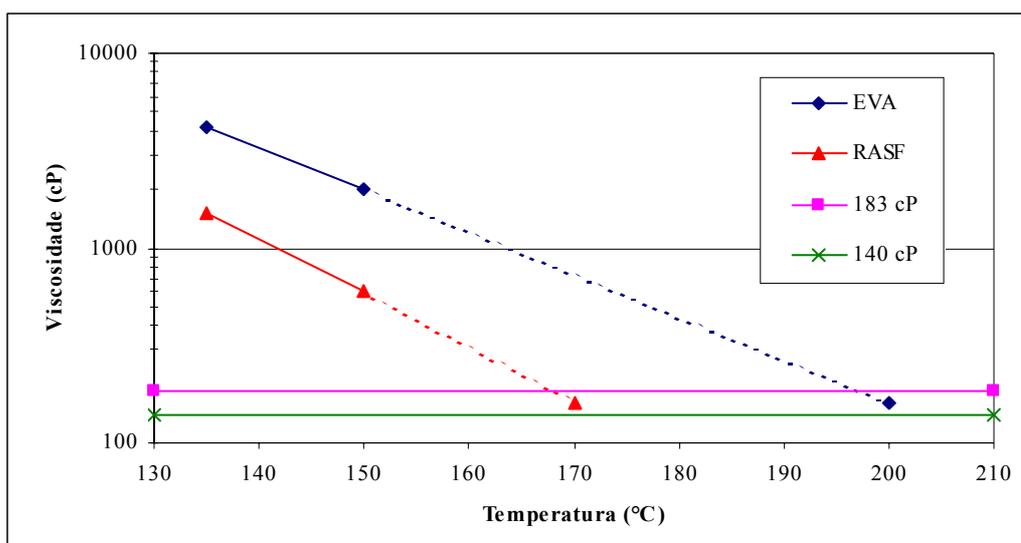


Figura 4.6 – Variação da Viscosidade dinâmica com temperatura a 20rpm para os ligantes utilizados neste estudo.

Os resultados também foram analisados segundo as faixas de viscosidades especificadas pelas normas brasileiras (FIGURA 4.7). Obteve-se para o RASF a temperatura de mistura do ligante de 170°C, de usinagem de 161°C e do agregado de 183°C. Não foi possível obter as temperaturas para o EVA dentro dos limites da norma, sendo neste caso adotadas as mesmas temperaturas obtidas para o RASF.

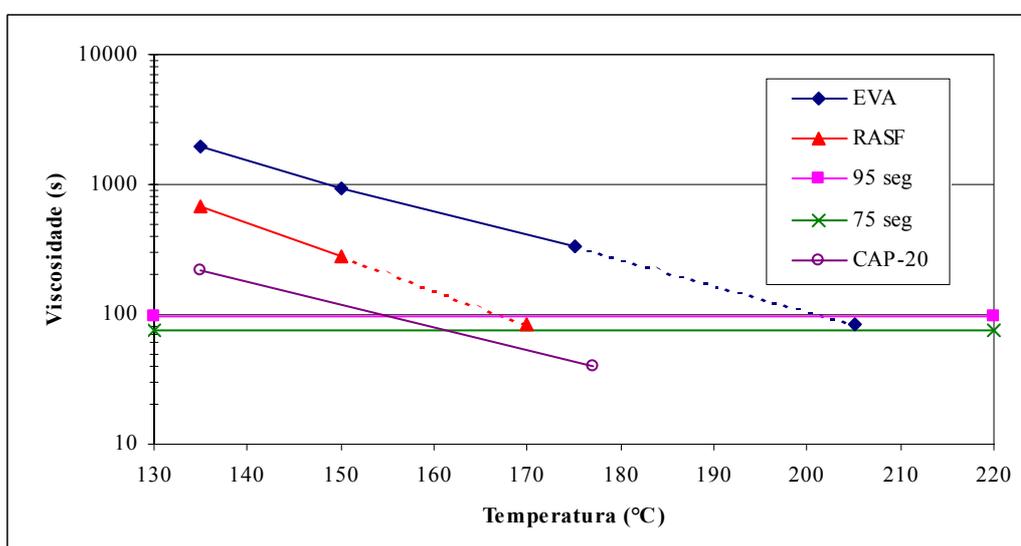


Figura 4.7 – Variação da Viscosidades Saybolt-Furol com a temperatura para os ligantes utilizados neste estudo.

Apresenta-se na TABELA 4.1 uma comparação do Grau de Desempenho-PG SUPERPAVE obtido para as misturas deste estudo e o PG obtido em outros estudos com misturas rígidas.

Características	Unid.	OLIVEIRA, 1997				LIBERATORI, 2000			BERNUCCI, 2000			Este estudo		
		RASF	RASF	RASF	RASF	CAP20	CAP40	CAP20	CAP20	CAP40	CAP20	CAP-20	CAP20	RASF
		3%SBS 5%SBS 7%SBS				3,0% Asfaltita			4,0%EVA			7,8%EVA		
AMOSTRA VIRGEM														
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	37,3	28,2	72,3	63,2	59	35	45	63	32	38	55	25	9
Ponto de amolecimento	°C					49,3	51	53,3					74,9	66,1
Viscosidade Brookfield a 135°C	cP	472 cSt	852 cSt	1005cSt	1460 cSt	420	-	508	400	550	925	-	4154,3	1514
Cis. Dinâmico - Deform. Perm.														
Temp	°C	70	76	76	94	64	70	70	64	64	82	-	88,0	70,0
G*	KPa					-	-	-				-	1358	5971
delta	Grau					-	-	-				-	79,66	87,56
G*/seno(delta)	KPa					-	-	-				-	1,380	5,976
APÓS RTFOT														
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm					-	-	-				-	36	7
Ponto de amolecimento	°C	56	60	78,9	86,1	-	-	-	50	52	71,8	-	77,4	70,2
Perda em massa	%	-0,11	-0,06	-0,03	-0,25	0,1	-	0,04				-		
Cis. Dinâmico - Deform. Perm.														
Temp	°C	76	70	70	76	-	70	70	64	70	82	-	76,0	82,0
G*	KPa					-	-	-				-	2425	3200
delta	Grau					-	-	-				-	72,07	87,77
G*/seno(delta)	KPa					-	-	-				-	2,549	3,203
APÓS RTFOT/PAV														
Cisalhamento Dinâmico - Fadiga												-	-	-
Temp	°C	28	28	16	13	28	31	28	28	31	25	-	34,0	43
G*	KPa					-	-	-				-	7557	4193
delta	Grau					-	-	-				-	36,1	61,8
G*seno(delta)	KPa					-	-	-				-	4,45	3,69
BBR												-	-	-
Temp.	°C	-6	-6	-18	-12	-6	-6	-6	-12	-12	-12	-	-12	0
GRAU DE DESEMPENHO (SHRP)	PG	70-16	70-16	70-28	76-22	64-16	70-16	70-16	64-22	64-22	70-22	-	76-16	82-10

Tabela 4.1 – Comparação das características reológicas dos ligantes da pesquisa e das referências.

Efeito do Envelhecimento: De modo geral os ligantes duros apresentaram boas características quanto à resistência ao envelhecimento. Como pode ser observado nas FIGURAS 4.8 e 4.9 houve pouca variação na penetração e no ponto de amolecimento após envelhecimento em laboratório dos ligantes duros. Esse comportamento deve estar ligado provavelmente ao baixo teor de frações aromáticas/voláteis/maltênicas que dão aos ligantes duros uma perspectiva de desempenho mais constante ao longo de sua vida de serviço (MORILHA Jr. & TRICHÊS, 2003) diferentemente dos ligantes convencionais que têm uma redução em torno de 30-50% da penetração original (os ligantes duros estudados reduziram para 70-80% da penetração original) e variação na temperatura do ponto de amolecimento da ordem de 5-10°C (os ligantes duros do estudo tiveram uma variação de 2 a 4°C no ponto de amolecimento). No caso específico do cimento asfáltico modificado por EVA, a boa resistência ao envelhecimento também está ligada a maior resistência à degradação do polímero por não ter duplas ligações como o polímero SBS.

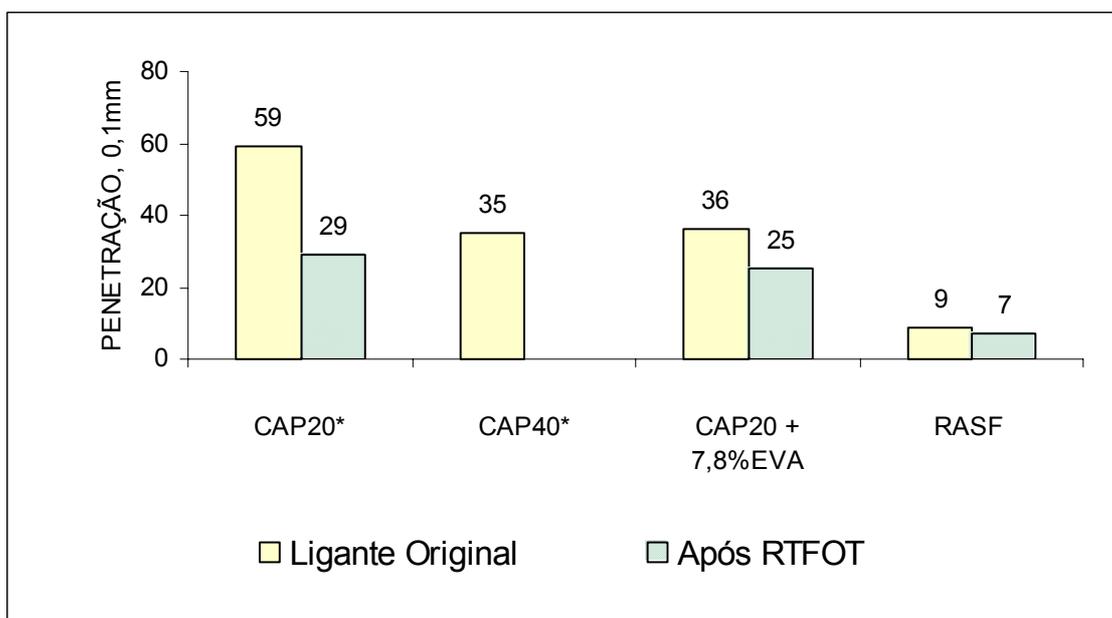


Figura 4.8 – Análise da variação da penetração antes e após envelhecimento em RTFOT para os ligantes utilizados neste estudo comparados com os resultados obtidos por LIBERATORI (2000) para o CAP20* e CAP40*.

De modo geral os dois ligantes duros apresentaram boa resistência ao envelhecimento e alta viscosidade, superando os limites mínimos de ponto de amolecimento e viscosidade a 60 e a 135°C da norma europeia prEn 13924. Os ligantes duros estudados não se enquadraram nas faixas para misturas de módulo elevado, sendo que o RASF se situou

no limite inferior do tipo 10/20 e o asfalto modificado por EVA no limite superior do tipo 15/25, da especificação prEn 13924.

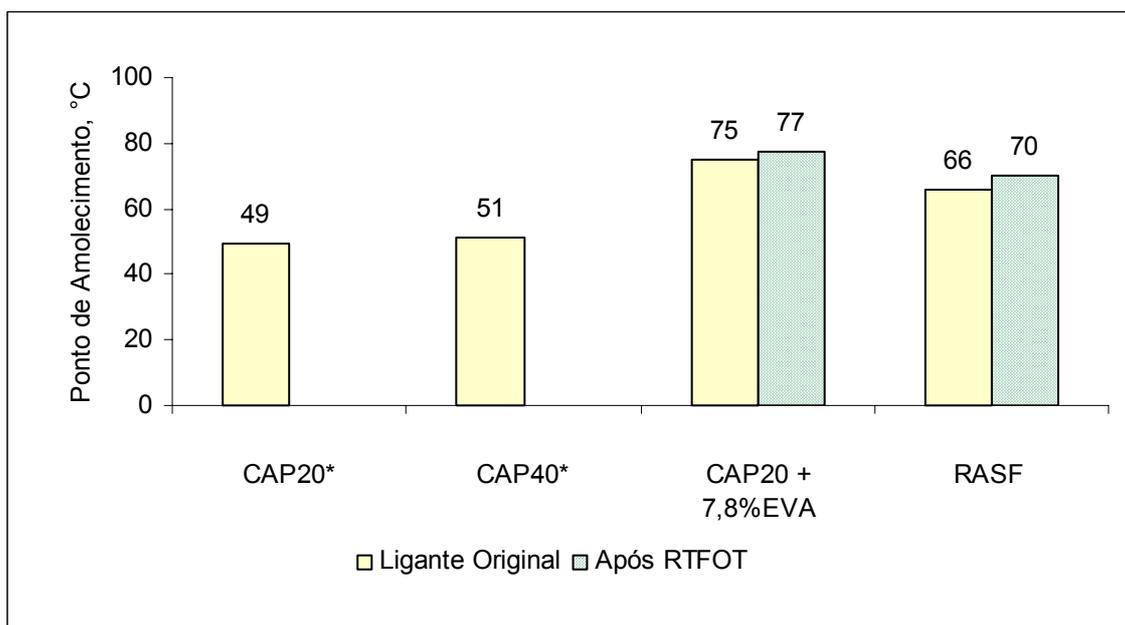


Figura 4.9 – Análise da variação do ponto de amolecimento antes e após RTFOT para os ligantes utilizados neste estudo comparados com os resultados obtidos por LIBERATORI (2000) para o CAP20* e CAP40*.

Comparativamente aos ligantes tradicionais, os ligantes duros apresentaram maior retorno elástico na amostra virgem e romperam no ensaio de retorno elástico com amostras submetidas ao envelhecimento com RTFOT.

O asfalto modificado por EVA apresentou um valor de Índice de Susceptibilidade Térmica de +2,3, enquanto os valores encontrados para o RASF foi de -0,9 e para o CAP-20 foi de -1,3, no presente estudo.

Efeito do ligante no Desempenho da Mistura:

Na FIGURA 4.10 são apresentadas as temperaturas de grau PG para os ligantes desta pesquisa e outros dois ligantes convencionais: CAP-20 e CAP-40 também oriundos da REDUC empregados em outro estudo (LIBERATORI, 2000). O grau de desempenho PG para altas temperaturas encontrado para os ligantes duros estudados são superiores aos dos ligantes convencionais significando que esses asfaltos têm boa resistência à deformação permanente até temperaturas de 76°C para o EVA e até temperaturas de 82°C para o Rasf. Já para o CAP-20 esta temperatura é de 64°C o que permite concluir que houve um ganho no desempenho a altas temperaturas (maior resistência à

deformação permanente) de 2 PGs para o CAP modificado com EVA e 3 PGs para o RASF. Esse salto no desempenho qualifica a princípio estes materiais para uso em regiões brasileiras que requerem os PGs com temperaturas mais elevadas que são segundo LEITE & TONIAL (1994) PG 70+2 (Região Nordeste), PG 70-4 (Rio de Janeiro e Espírito Santo) e PG 70-10 (Mato Grosso do Sul e Paraná) mesmo considerando alto tráfego e engarrafamento para os quais o SUPERPAVE recomenda aumento do grau do PG para compensar tráfego lento. Houve uma redução no desempenho a baixas temperaturas, sendo que para o nosso clima ainda pode ser considerado um desempenho satisfatório.

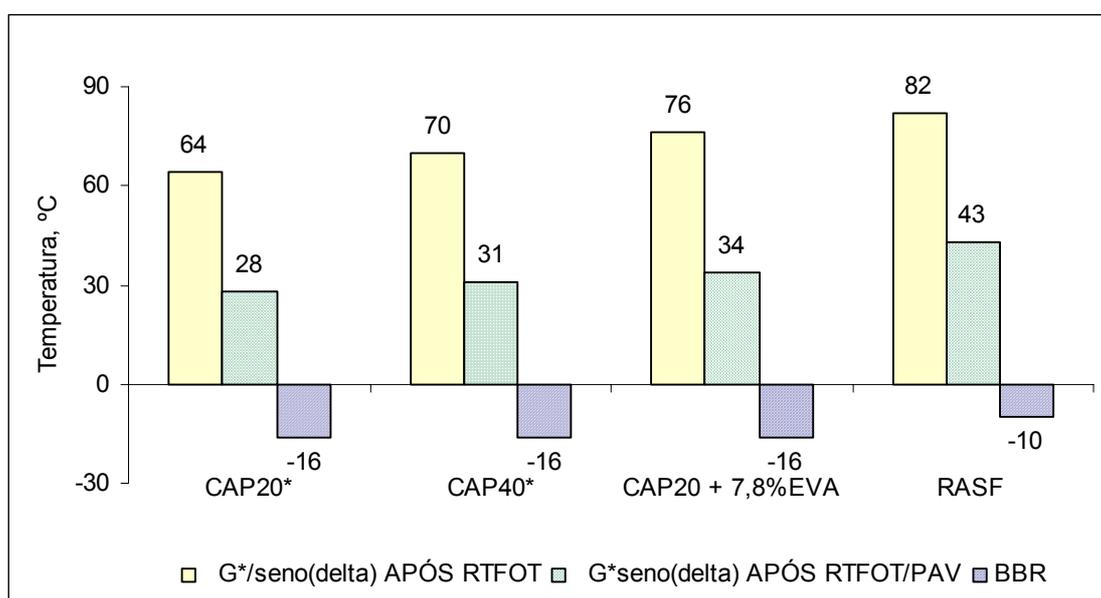


Figura 4.10 – Classificação SUPERPAVE dos ligantes duros deste estudo e de (*) LIBERATORI (2000).

BERNUCCI et al (2000) recomendam que se utilize misturas com menor teor de filler e maior teor de ligante do que as misturas tradicionais quando se utilizar asfaltos modificados por EVA, tendo em vista que estes asfaltos apresentam menor elasticidade e menor resistência à fadiga do que os asfaltos modificados por SBS.

O desempenho a temperaturas intermediárias dos ligantes usados nesta pesquisa, relacionado ao parâmetro de fadiga Superpave, é inferior aos dos ligantes da referência citada (LIBERATORI, 2000), visto que quanto maior a temperatura do $G^* \text{sen } \delta$ menor é o desempenho à fadiga, indicando que os ligantes estudados apresentam menor resistência à fadiga quando comparado com os ligantes convencionais (FIGURA 4.10).

O desempenho da mistura no que diz respeito à fadiga pode ser melhorada aumentando-se os teores de ligante sem comprometimento na resistência à deformação permanente tendo em vista as características superiores dos ligantes duros estudados com relação a este aspecto.

4.3. MISTURAS

A análise do comportamento mecânico das misturas de módulo elevado foi desenvolvida a partir das seguintes características:

- avaliação da rigidez da mistura traduzida nos valores dos módulos de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT);
- avaliação da resistência à deformação permanente traduzida nos valores de deformação específica no simulador de tráfego LCPC da EP-USP;
- avaliação da vida de fadiga traduzida nas curvas de fadiga $\Delta\sigma \times N_{LAB}$ e $\Delta\varepsilon \times N_{LAB}$;
- avaliação da durabilidade traduzida nos valores da resistência à tração retida (RRT) obtidos do ensaio AASHTO T 283-89.

4.3.1 Módulo de Resiliência

Os ensaios de módulo de resiliência foram determinados em três geratrizes diferentes por corpo de prova num total de três corpos de prova por variável analisada. Foram moldados corpos de prova para ensaio em três diferentes temperaturas (20, 25 e 35°C) no compactador Marshall e uma série no Compactador Giratório para ensaio na temperatura de 25°C. Os corpos de prova que serviram à dosagem do teor de projeto pelo método Marshall também foram ensaiados, tornando possível a análise da variação do módulo de resiliência e da resistência à tração com o teor de ligante. Os resultados obtidos são apresentados nas FIGURAS 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14.

Os valores dos módulos de resiliência das misturas de módulo elevado apresentaram-se na faixa de 10.162 a 13.102 MPa para a mistura com asfalto modificado por EVA e na faixa de 15.030 a 20.118 MPa para o RASF, valores muito mais altos do que aqueles encontrados nas misturas asfálticas comumente utilizadas no Brasil (3.000 a 5.000 MPa). Vale ressaltar que as amostras foram submetidas ao envelhecimento de curto prazo (mistura 2h na temperatura de usinagem, antes da compactação), o que explica a diferença entre os valores da mistura com CAP20 desta pesquisa e aqueles encontrados na literatura. A mistura de controle apresentou uma faixa de módulo entre 5.676 a 7.082

MPa, evidenciando valores menores que as misturas de módulo elevado, de acordo com o esperado.

Para melhor visualização dos valores de módulo obtidos, apresenta-se na FIGURA 4.11 e TABELA 4.2 um espectro de valores de módulo de diversos materiais para pavimentação (solo-cimento, CBUQ, BGTC, etc) ensaiados nos últimos anos na COPPE. As misturas de módulo elevado apresentam uma rigidez muito próxima de materiais cimentados com aglomerantes hidráulicos (Cimento Portland), o que pode ser uma vantagem a favor das misturas de módulo elevado: aliar a elevada rigidez dos materiais cimentados com a maior resistência à fadiga das misturas asfálticas.

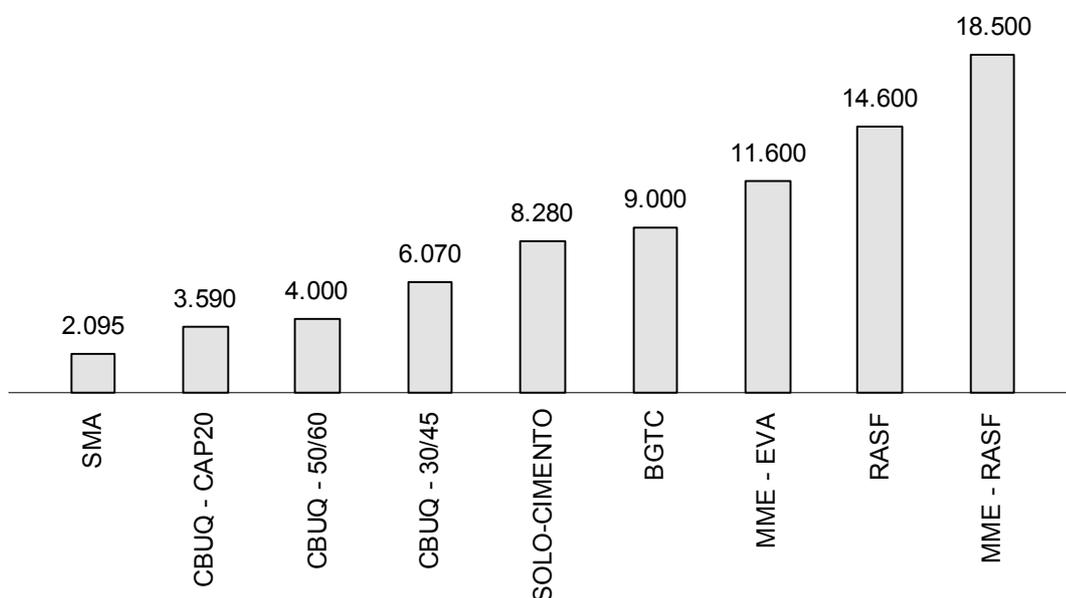


Figura 4.11 – Comparação entre módulos de resiliência (MPa) de concretos asfálticos e brita tratada com cimento (BGTC) pesquisados e aplicados no Brasil com as misturas de módulo elevado deste estudo (ref. TABELA 4.2).

Tabela 4.2 – Valores de módulos de resiliência obtidos das misturas deste estudo e de outros materiais obtidos nas referências citadas.

MATERIAL	MR (MPa)	FONTE:
SMA	2.095	MOURÃO, 2003
CBUQ - CAP20 (AM-6)	3.590	PINTO, 1991
CBUQ - 50/60 (AM-1)	4.000	PINTO, 1991
CBUQ - 30/45 (AM-3)	6.070	PINTO, 1991
SOLO-CIMENTO	8.280	CERATTI, 1991
BGTC	9.000	MACÊDO, 1996
MME - EVA	11.600	Este estudo
RASF (AM-4)	14.600	PINTO, 1991
MME - RASF	18.500	Este estudo

A FIGURA 4.12 mostra os resultados médios de módulo de resiliência (MR) de três corpos-de-prova por tipo de ligante e por tipo de compactador. Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MR) com corpos-de-prova preparados no Compactador de Cisalhamento Giratório do CENPES (100 giros), quando comparados com os moldados na prensa Marshall, revelaram valores sistematicamente menores para a mistura de controle com CAP-20 (média de 5.135 MPa contra 6.603 MPa no Marshall) e para a mistura com asfalto modificado por EVA (média de 7.678 MPa contra 10.982 no Marshall). O RASF apresentou diferença menor relativamente, mas de sentido oposto: PCG maior que Marshall (17.566 MPa contra 16.341 no Marshall), não sendo possível neste momento estabelecer uma correlação entre os dois equipamentos devido ao número reduzido de ensaios realizados nesta pesquisa com esse propósito. Estes resultados levam a crer que a forma de compactação pode influenciar o arranjo estrutural da mistura levada aos ensaios mecânicos (no Marshall a compactação se dá por impacto, na PCG por amassamento). Um estudo com um número maior de amostras, comparando resultados de ensaios mecânicos obtidos com corpos-de-prova preparados em laboratório (compactação Marshall versus PCG) e com corpos-de-prova preparados em usina exatamente com a mesma mistura e extraídos de trechos experimentais, poderiam auxiliar na busca dessa resposta.

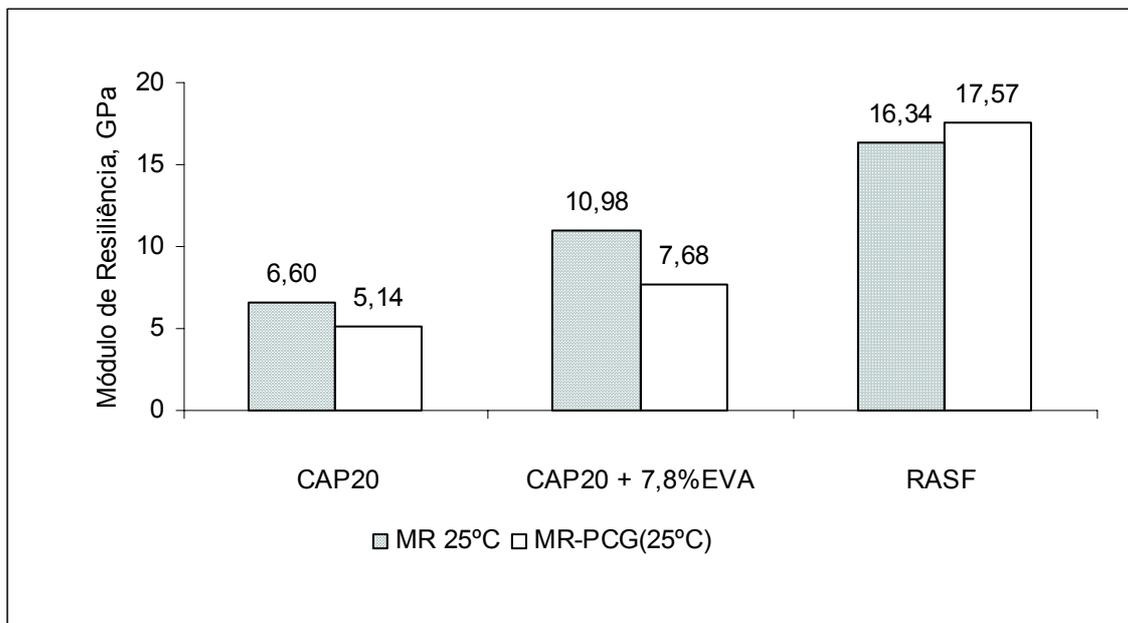


Figura 4.12 – Análise da variação do módulo de resiliência medido em corpos-de-prova obtidos com o compactador Marshal e com a Prensa de Cisalhamento Giratório para as misturas deste estudo.

A FIGURA 4.13 mostra os resultados de MR médio de dois corpos-de-prova por tipo de ligante por teor na compactação Marshall. A redução do MR com o aumento do teor de ligante para a mistura preparada com o CAP-20 ficou bastante evidente. Apesar das misturas de módulo elevado não apresentarem uma tendência constante de decréscimo do módulo com o aumento do teor de ligante, provavelmente devido a problemas de homogeneização das amostras durante a misturação (o ligante duro aumenta rapidamente a viscosidade devido a pequenas perdas de temperatura) pode-se afirmar que de modo geral há também nestas misturas uma diminuição do módulo com o teor de ligante. Observou-se que a mistura com ligante RASF apresentou maior módulo de resiliência que a mistura com asfalto modificado por EVA em todos os teores de ligantes.

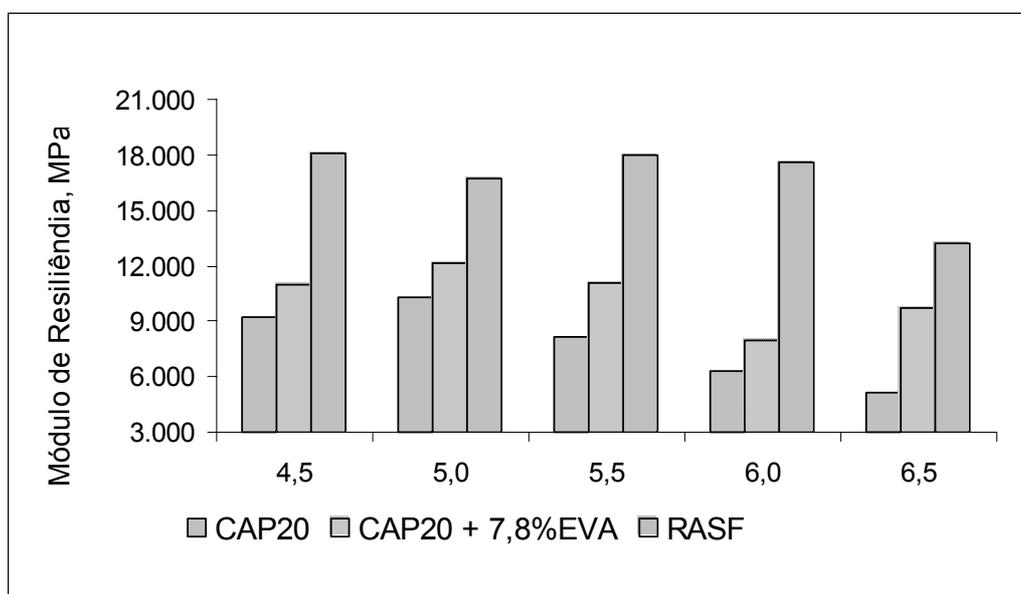


Figura 4.13 - Análise da variação do módulo de resiliência com o teor de ligante para as misturas deste estudo.

A FIGURA 4.14 e TABELA 4.3 mostra os resultados de MR médio de três corpos-de-prova por tipo de ligante por temperatura. Os ensaios de MR realizados a diferentes temperaturas revelaram importante influência desse parâmetro no comportamento elástico das misturas de módulo elevado e por consequência, uma forte influência em seu desempenho durante a vida de serviço. As misturas de módulo elevado tiveram uma diminuição de 757MPa para o CAP-20, 325MPa para o EVA e de 1.206MPa para o RASF, para cada um grau de aumento de temperatura. A mistura com o EVA apresentou menor variação de rigidez com o aumento da temperatura. De qualquer forma as misturas de módulo elevado foram concebidas para atuarem na estrutura do

pavimento como camada intermediária, ou binder, sofrendo dessa forma menores variações de temperatura ao longo do ano do que a capa.

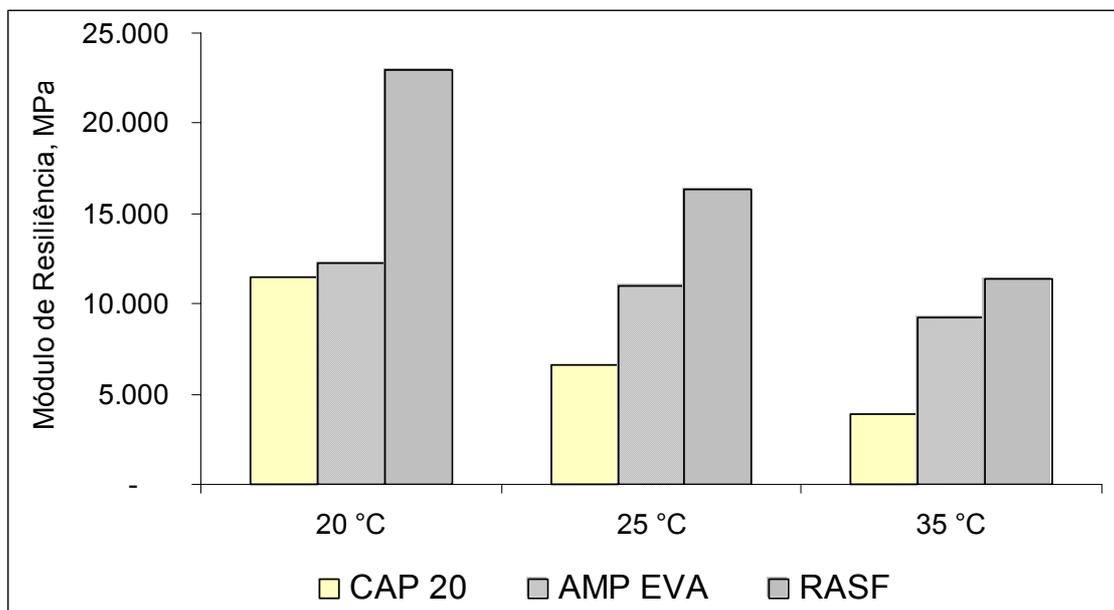


Figura 4.14.- Análise da variação do módulo de resiliência com a temperatura para as misturas com os três ligantes deste estudo.

Tabela 4.3 – Variação do módulo de resiliência (MPa) com a temperatura para as misturas com os três ligantes deste estudo.

Ligante	20 °C		25 °C		35 °C	
	Média	D. Padrão	Média	D. Padrão	Média	D. Padrão
CAP 20	11.447	224	6.603	803	3.875	762
AMP EVA	12.231	516	10.982	715	9.254	230
RASF	22.923	999	16.341	387	11.408	17

4.3.2 Resistência à Tração

Os valores de resistência à tração por compressão diametral ou tração indireta (RT) foram obtidos a partir de corpos-de-prova moldados no compactador Marshall e na prensa de cisalhamento giratório. O ensaio foi realizado de acordo com a norma DNER-ME 138/94, na temperatura de 25°C, utilizando-se frisos de carga acoplados a guias para evitar desvios na posição do carregamento sobre a geratriz do corpo de prova. Os resultados obtidos para as misturas com os três ligantes deste estudo são apresentados na FIGURA 4.15 e TABELA 4.4.

Não houve variação dos valores médios da resistência à tração para os corpos-de-prova obtidos com os compactadores para as três misturas ensaiadas, indicando não haver influência do mecanismo de compactação. A mistura com o RASF apresentou os

maiores valores (média de 3,50 MPa) enquanto que a mistura preparada com asfalto modificado por EVA apresentou valores intermediários (média de 2,25 MPa). A mistura de controle apresentou um valor médio de 1,58 MPa.

A relação MR/RT para o RASF foi de 4.676 e para o EVA de 4.874. O CAP-20 apresentou uma relação igual a 4.183. Quanto menor esta relação, melhor o comportamento mecânico garantindo uma combinação de boa flexibilidade para uma certa resistência à tração.

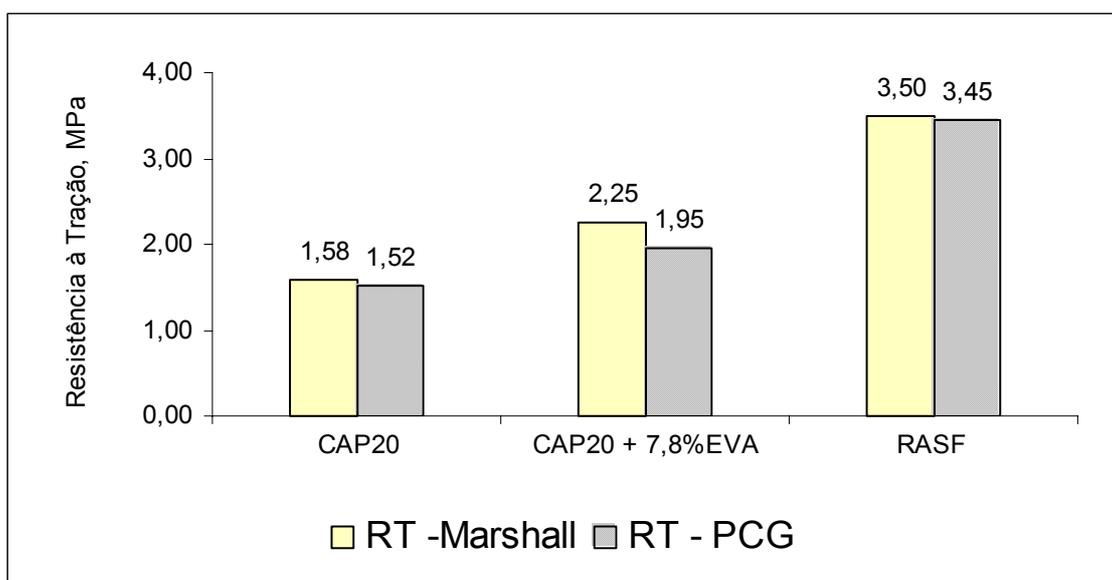


Figura 4.15 – Análise da variação da resistência à tração indireta em corpos-de-prova obtidos com o compactador Marshall e com a Prensa de Cisalhamento Giratório para os ligantes deste estudo.

Tabela 4.4 – Módulo de resiliência (MPa), Resistência à Tração e relação MR/RT a 25°C para as misturas ensaiadas.

Mistura com	Módulo de Resiliência		Resistência à Tração		Relação MR/RT
	MPa, 25°C		MPa, 25°C		
	Média	D. Padrão	Média	D. Padrão	
CAP 20	6.603	803	1,58	0,08	4183
AMP EVA	10.982	715	2,25	0,26	4874
RASF	16.341	387	3,50	0,35	4676

4.3.3 Resistência à Fadiga

Os ensaios de fadiga foram realizados no setor de ensaios dinâmicos do Laboratório de Geotecnia da COPPE, à tensão controlada com níveis de tensão variando de 10 a 50% da resistência à tração estática, frequência de aplicação de carga de 1Hz (carregamento

de 0,1s e descarregamento de 0,9s) e temperatura de 25°C. Foram moldados 10 corpos de prova para cada mistura no compactador Marshall com 75 golpes. Os resultados obtidos são apresentados na TABELA 4.5 e FIGURAS 4.16 e 4.17.

A mistura preparada com asfalto modificado por EVA apresentou maior susceptibilidade da vida de fadiga ao estado de tensões, revelado pelo maior valor do parâmetro n_1 entre as três misturas deste estudo e muito mais elevado do que qualquer outra mistura já ensaiada na COPPE e apresentado em MOTTA et al (2002). Essa maior susceptibilidade se reflete no maior risco da mistura sofrer trincamento prematuro devido a erros de projeto ou construtivo, significando que pequenas variações nas espessuras das camadas podem acarretar em redução expressiva na vida de fadiga da estrutura, sendo recomendado que sempre se faça uma análise de confiabilidade para avaliar a influência da variabilidade das espessuras das camadas na vida de fadiga do pavimento. Esta consideração balizou parte dos estudos mecanísticos apresentados no Capítulo 5 que confirmam, através da avaliação da confiabilidade, a maior sensibilidade da mistura com o EVA à variação de espessura na estrutura.

A análise comparativa entre as curvas de fadiga de diversas misturas só pode ser desenvolvida nos casos em que as misturas tenham rigidez, ou especificamente módulos de resiliência, semelhantes. Isto se deve ao fato de que misturas mais rígidas “absorvem” muito mais tensões, gerando tensões de tração também maiores, não sendo possível neste caso simplesmente comparar a vida de fadiga de cada mistura para um mesmo valor de $\Delta\sigma$ (MOTTA, 2004, comunicação pessoal).

Assim, deve-se calcular para cada mistura estudada, a partir de **uma mesma estrutura**, as tensões geradas na base da camada e então comparar o número de solicitações admissíveis ou vida de fadiga. Como as três misturas apresentaram módulos completamente distintos, a única forma de desenvolver uma análise comparativa da vida de fadiga é através da mecânica dos pavimentos. A análise mecanística apresentada no Capítulo 5 serviu a este propósito.

Antecipando aqui o estudo mostrado em detalhes no Capítulo 5, pode-se dizer que, para as condições de análise, para espessuras menores que 8,0 cm a mistura de controle

(CAP-20) apresentou uma vida de fadiga maior que a mistura com asfalto modificado por EVA, apesar de aparentemente, pela análise da FIGURA 4.16 e 4.17, a mistura com o EVA apresentar uma vida de fadiga sempre maior que o CAP-20.

Confirmando a previsão feita a partir do parâmetro n_1 da curva de fadiga, a mistura com asfalto modificado por EVA apresentou uma resistência à fadiga insuficiente para atender ao tráfego de 10^8 . As tensões de tração geradas na base da camada de módulo elevado são maiores do que os valores admissíveis para este tráfego.

A mistura com EVA atende ao critério de fadiga para um tráfego menor que 10^7 com 19,0 cm de espessura. A mistura com o RASF apresentou o melhor comportamento à fadiga, atendendo aos critérios de diferença de tensões para o tráfego de 10^8 com espessura de 15,0 cm a um nível de confiabilidade de 50%. Já a mistura de controle com CAP-20, apresentou uma resistência à fadiga insuficiente para atender a um tráfego elevado acima de 10^7 mesmo para espessuras em torno de 20,0cm.

A vida de fadiga também foi calculada para uma estrutura alternativa denominada de alto desempenho e alta durabilidade composta por uma capa em SMA (4,0 cm), binder em módulo elevado (RASF ou EVA) e base em BGTC (15,0 cm). A substituição da camada granular em BGS por uma camada cimentada em BGTC reduziu as tensões de tração na fibra inferior do binder tornando viável a utilização tanto da mistura com RASF quanto a mistura com asfalto modificado por EVA com espessuras iguais a 8,0 e 10,0cm respectivamente.

Tabela 4.5 – Características de fadiga à tensão controlada das misturas estudadas.

Mistura	$N = k_1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_1}$			$N = k_2 \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^{n_2}$		
	k_1	n_1	R^2	k_2	n_2	R^2
CAP-20	$3,7 \times 10^4$	4,52	0,99	4×10^{-16}	4,52	0,99
EVA	$2,0 \times 10^7$	7,38	0,96	1×10^{-27}	7,38	0,96
RASF	$1,0 \times 10^8$	5,64	0,96	1×10^{-19}	5,64	0,96

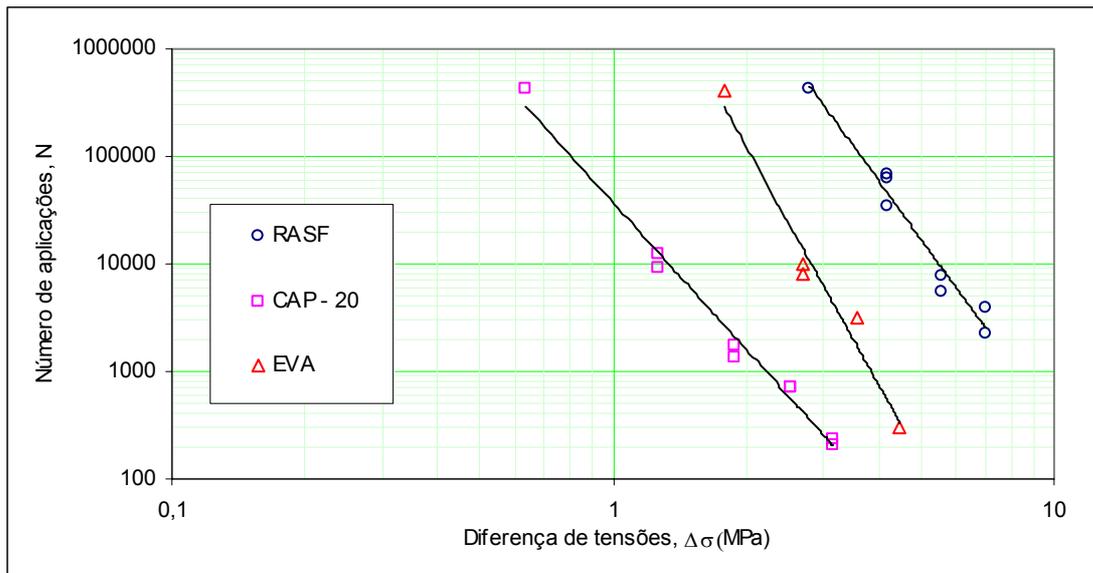


Figura 4.16– Curvas de fadiga das misturas ensaiadas em função da diferença de tensões.

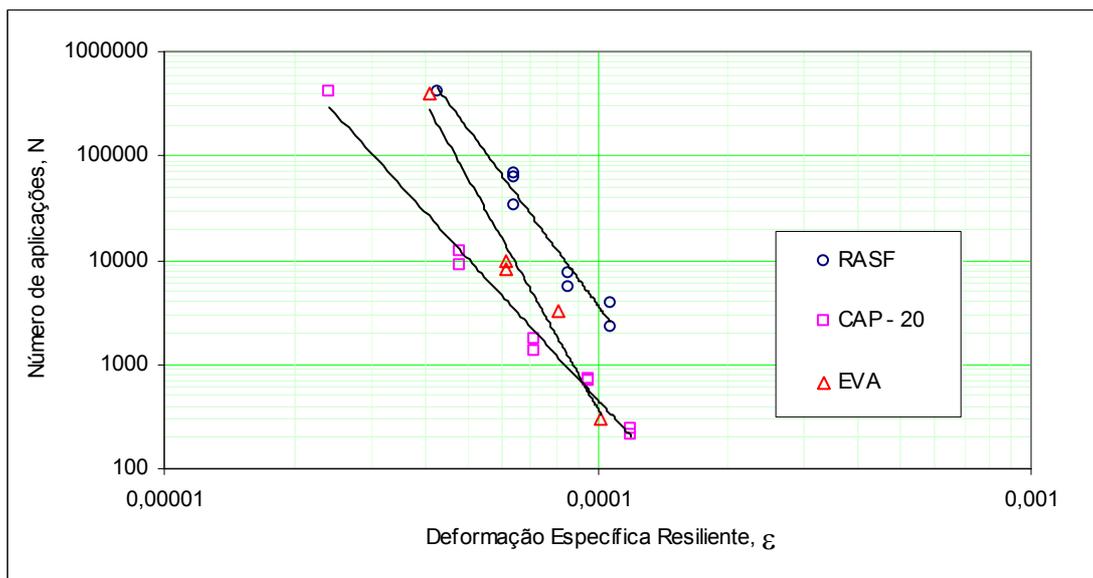


Figura 4.17 – Curvas de fadiga das misturas ensaiadas em função da deformação específica resiliente.

4.3.4 Resistência à água (AASHTO T 283-89)

O ensaio de resistência à tração retida – RRT tem como finalidade avaliar a resistência da mistura ao descolamento da película de ligante devido a ação deletéria da água na mistura, visando identificar misturas que possam apresentar desagregação durante sua vida de serviço devido a problemas de adesividade ligante-agregado. Foram moldados 6 corpos-de-prova por mistura, com vazios entre 6% e 8% divididos em dois grupos: o primeiro foi submetido a saturação à vácuo e a uma etapa de congelamento; o segundo grupo de controle foi mantido a temperatura ambiente de 25°C. A resistência retida à tração é definida como a relação percentual entre a resistência à tração estática do subgrupo que sofreu condicionamento e a resistência do subgrupo de controle. O valor mínimo recomendado pelo Superpave é de 70% para o ensaio completo com o congelamento a -18°C, durante 16h. Os resultados obtidos são apresentados na FIGURA 4.18.

Nenhuma das misturas atingiu o valor mínimo especificado, apresentando resultados muito baixos (37% - CAP-20; 39% - RASF e 54% - EVA). Durante o processo de mistura do ligante ao agregado para preparação das amostras, percebeu-se uma certa dificuldade do ligante envolver o agregado, intuitivamente identificado no momento como problemas devido a alta viscosidade do ligante e talvez temperatura de usinagem insuficiente, descartando-se a princípio problemas com o agregado tendo em vista o histórico de outras pesquisas que utilizaram este mesmo agregado.

Com o objetivo de investigar as causas dos resultados inesperados de RRT, realizaram-se ensaios de adesividade (DNER ME 078/94 e 079/94) e pH do pó de pedra. Os resultados desses ensaios revelaram um agregado com adesividade insatisfatória, o pH foi de 8,4 – indicando um agregado alcalino que em geral apresenta boa adesividade. Não possível a partir dos ensaios realizados chegar a um diagnóstico conclusivo a respeito dos baixos valores de RRT, sendo recomendado a realização de novos ensaios de razão de resistência retida.

Vale lembrar ainda que segundo BERNUCCI et al (2.000) os asfaltos modificados por EVA, por não apresentarem polaridade alta como o SBS, necessitam de adição de melhorador de adesividade quando em mistura com determinados tipos de agregado.

Dessa forma a adição de melhorador de adesividade para estas misturas é fundamental para garantir uma adesividade satisfatória.

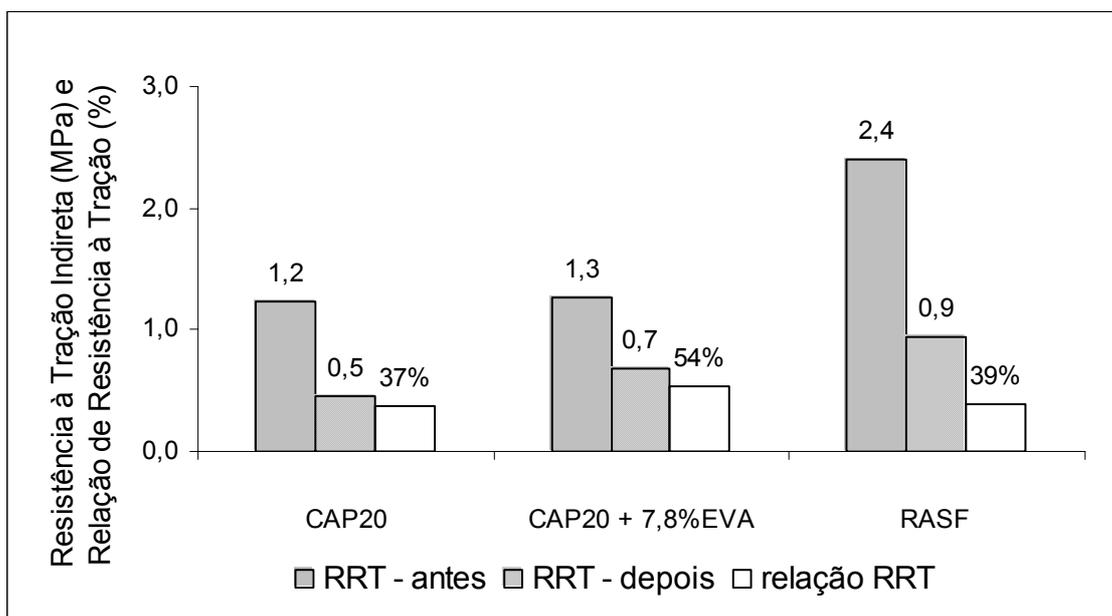


Figura 4.18 – Avaliação da resistência à tração retida - RRT (AASHTO T-283/89).

4.3.5 Resistência à Deformação Permanente

Os ensaios de Afundamento na Trilha de Roda foram realizados no simulador de tráfego da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EP-USP. Neste ensaio as placas (450 x 180 x 100 mm) são usinadas num misturador automático de grande capacidade. Após a usinagem as misturas permaneceram em estufa durante 2 horas à temperatura de compactação simulando o efeito do envelhecimento de curto prazo, para em seguida serem moldadas no compactador pneumático (FIGURA 2.11). Foram ensaiadas no simulador de tráfego (FIGURAS 2.12 e 2.13) simultaneamente duas placas à temperatura de 60 °C e frequência de 1Hz. Aplicou-se inicialmente 1.000 ciclos como condicionamento das amostras e após este estágio foram realizadas as leituras “zero” em 5 seções transversais contendo 3 pontos, sendo o valor da medida do afundamento a média dos 15 pontos medidos. Foram realizadas leituras com 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos. Os resultados obtidos são apresentados nas FIGURAS 4.20, 4.21 e 4.22. O ensaio com a mistura CAP-20 foi finalizado com 6.600 ciclos devido a ruptura da amostra.

As misturas de módulo elevado apresentaram excelente comportamento quanto à deformação permanente tendo em vista que os valores percentuais de afundamento ficaram entre 3% e 4,5% bem abaixo do valor especificado pela norma francesa para misturas de módulo elevado do tipo EME 2 que é de 7,5% para 30.000 ciclos (NF P 98-140). A mistura com o RASF apresentou valores ligeiramente menores que a mistura com asfalto modificado por EVA, sendo este resultado esperado haja vista os menores valores de penetração do ligante RASF. A mistura com CAP-20 apresentou valores excessivamente altos, sendo preciso paralisar o ensaio ao final de 6.600 ciclos devido à deformação excessiva impossibilitando a continuidade das leituras. Os resultados apresentaram variação entre as placas para uma mesma mistura provavelmente a uma diferença de pressão nos pneus que solicitaram cada uma das duas placas.

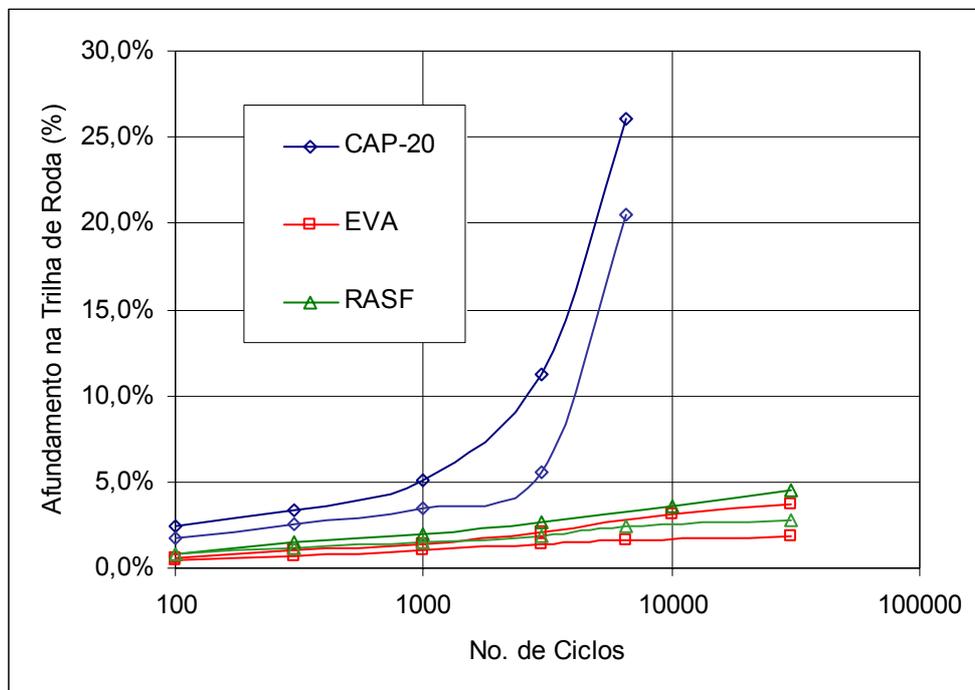


Figura 4.19 – Variação percentual do afundamento na trilha de roda das misturas de módulo elevado e de controle (CAP-20) deste estudo ensaiadas no simulador de tráfego LPC da EP-USP (valores correspondentes a duas placas de cada mistura).

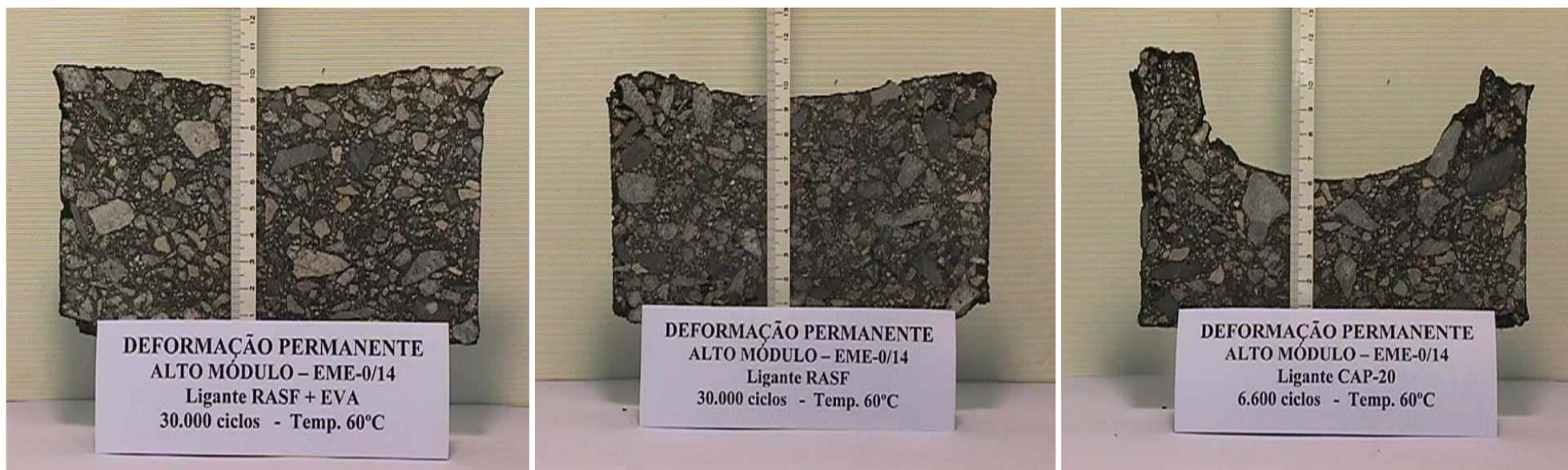


Figura 4.20 – Seções transversais extraídas das placas moldadas com as misturas preparadas com asfalto modificado por EVA, RASF e CAP-20 ao final do ensaio no simulador de tráfego LCP da EP-USP

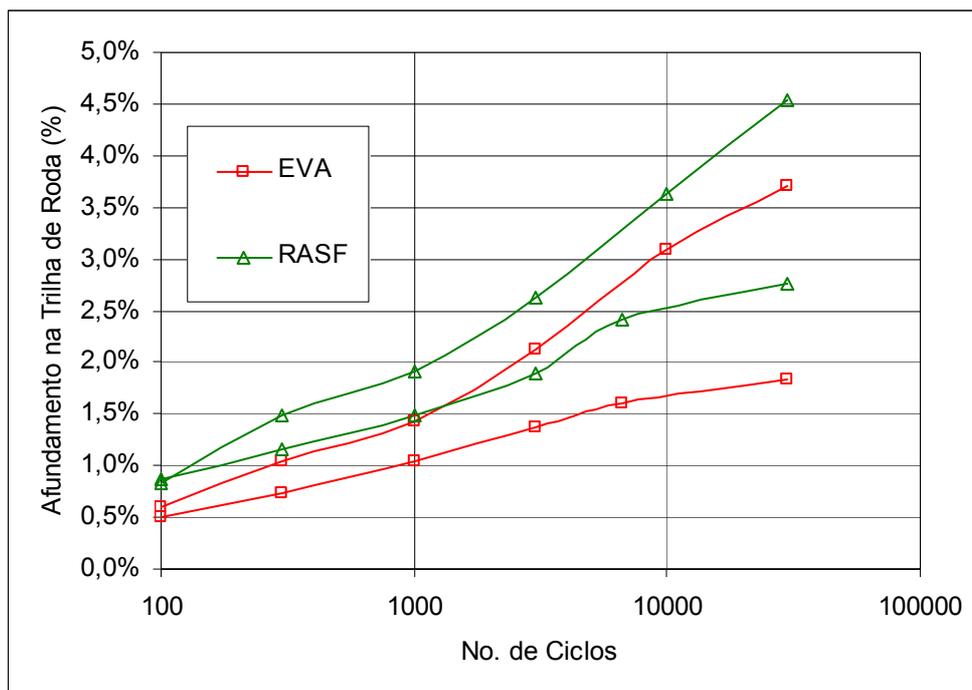


Figura 4.21 – Variação percentual do afundamento na trilha de roda das misturas de módulo elevado deste estudo ensaiadas no simulador de tráfego LPC da EP-USP (valores correspondentes a duas placas de cada mistura).

4.4. EFEITO DO ENVELHECIMENTO

Foram também determinados os módulos de resiliência em misturas com granulometria da faixa B do DNER, utilizando os ligantes deste estudo além de outros dois ligantes: AMP SBS e CAP 50/60 caracterizados em MOURÃO (2004) e PATRIORA (2004). Estas misturas foram preparadas com teor de ligante tipicamente utilizado para camada de ligação, ou seja, 4,8%.

Além disso, cada um foi moldado com três condições diferentes de condicionamento: virgem, envelhecimento de curto prazo e envelhecimento de longo prazo. Na condição virgem, convencionalmente adotada na dosagem Marshall, a mistura é levada à compactação imediatamente após a usinagem. No envelhecimento de curto prazo a amostra, após a usinagem, é conduzida à estufa durante duas horas na temperatura de compactação. No envelhecimento de longo prazo o corpo-de-prova, já compactado, é conduzido à estufa na temperatura de 85°C, durante cinco dias. O condicionamento de curto e de longo prazo têm como finalidade simular o efeito do envelhecimento do

ligante respectivamente durante o processo de usinagem e transporte usina-pista e durante a vida de serviço do pavimento (BERNUCCI et al, 2000).

Os resultados apresentados na FIGURA 4.23, mostram que o envelhecimento de curto prazo tem o efeito de aumentar significativamente o módulo das misturas. O CAP 50/60 e o AMP SBS praticamente dobraram os valores de MR após envelhecimento de curto prazo, enquanto que o CAP 20 e o AMP EVA tiveram uma aumento em torno de 30%. O aumento relativo do MR da mistura com RASF foi o menor de todos com apenas 12% de envelhecimento de curto prazo. Este fato deve estar ligado ao baixo teor de frações voláteis no ligante RASF em comparação com os demais.

No caso específico do cimento asfáltico modificado por EVA, a boa resistência ao envelhecimento também está ligada a maior resistência à degradação do polímero por não ter duplas ligações como o polímero SBS. Estes resultados confirmam os ensaios realizados nos ligantes segundo a metodologia Superpave de dosagem, indicando que as misturas elaboradas com ligantes duros apresentam estabilidade da rigidez maior ao longo do tempo do que os ligantes convencionais.

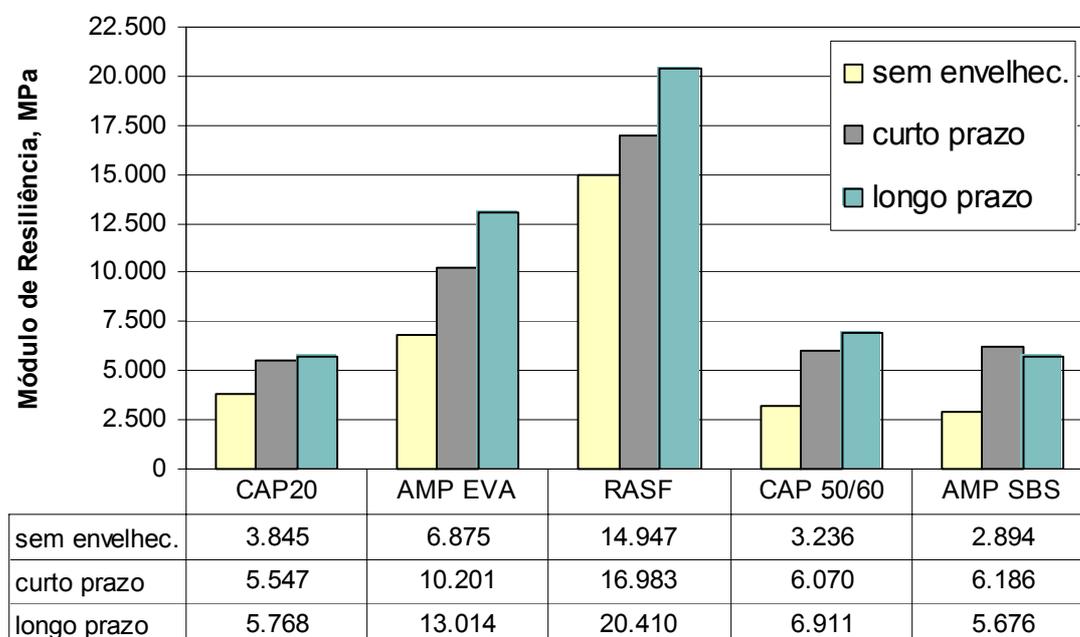


Figura 4.22 – Análise do efeito do envelhecimento no módulo de resiliência das misturas com granulometria faixa B do DNER e com 4,8% de ligante, em diferentes condições de condicionamento: sem envelhecimento, envelhecimento de curto prazo e envelhecimento de longo prazo.

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo do efeito do envelhecimento foi necessário para investigar os valores relativamente altos do módulo de resiliência da mistura com CAP20 inicialmente encontrados na faixa de 5.000 a 7.000MPa, haja vista que esta seria a mistura de controle com ligante convencional, sendo os valores esperados dentro da faixa de 2.500 a 4.500MPa. Este estudo comprovou que os maiores valores de MR medidos estão relacionados ao condicionamento de curto prazo, introduzido neste estudo de acordo com as recomendações contidas no Superpave. Todas as cinco misturas (variou-se somente o ligante) apresentaram aumento significativo no MR após o condicionamento em laboratório que simula o envelhecimento de curto e de longo prazo.

De modo geral as principais características mecânicas das misturas de módulo elevado, aplicadas em países da Europa, foram alcançadas neste estudo. Apesar das diferenças entre os equipamentos utilizados na França e no Brasil para a medida da deformabilidade de misturas asfálticas, as misturas de módulo elevado aqui estudadas atingiram módulos de resiliência da ordem de duas a três vezes maiores do que os valores comumente encontrados em misturas executadas no Brasil. Com relação às medidas de afundamento nas trilhas de roda, as misturas deste estudo apresentaram resultados de acordo com o esperado, podendo-se afirmar que estas misturas atendem aos limites estabelecidos pelas normas francesas tendo em vista que os ensaios foram realizados em equipamentos idênticos aos dos franceses.

O parâmetro n_1 , obtido a partir do ensaio de fadiga à tensão controlada para a mistura com AMP EVA foi excessivamente elevado, revelando uma mistura sensível à ruptura por fadiga. Este resultado é bastante distinto do que se espera de um asfalto modificado por polímero que é o de imprimir maior elasticidade à mistura e conseqüente aumento na vida de fadiga. É possível que a associação de um ligante RASF ao polímero EVA minimize a sensibilidade à fadiga encontrado na mistura com o AMP EVA e, por outro lado, reduza o módulo a valores não tão altos quanto aqueles encontrados na mistura elaborada com o RASF. O uso de um teor maior de ligante, entre 6,0 e 6,5%, além de menor quantidade de fíler, também são recomendáveis para obter-se uma mistura com maior resistência à fadiga. Acredita-se que com o aumento no teor de ligante e a adição de dope haja melhora nas características de adesividade das misturas ensaiadas.

Capítulo 5

5. Estudo Mecânico

O estudo mecânico teve como finalidade avaliar o comportamento das misturas ensaiadas, através da verificação das tensões e deformações atuantes, comparadas a uma estrutura real. Para tanto, foi selecionado um pavimento executado na Rodovia Carvalho Pinto tendo em vista suas características de corredor de tráfego pesado e a disponibilidade de ensaios dinâmicos dos materiais nela aplicados.

5.1 PARÂMETROS ADOTADOS

5.1.1 Estrutura para Comparação - Rodovia Carvalho Pinto

A estrutura escolhida para comparação foi extraída de MACÊDO (1996). O pavimento do Lote 7 da Rodovia Carvalho Pinto foi executado em 1996 e vem recebendo durante os últimos oito anos tráfego pesado, apresentando mesmo assim um desempenho satisfatório. A execução do trecho foi acompanhada com medidas de deflexões Benkelman e FWD. Foram realizados ensaios dinâmicos no laboratório da COPPE para caracterização do comportamento elástico dos diversos materiais empregados, sendo dessa forma um trecho bastante representativo de pavimentos de alto tráfego, propício para a avaliação da aplicabilidade de misturas de módulo elevado, tornando possível uma análise comparativa.

A estrutura do Lote 7 foi concebida como um pavimento invertido constituído por um revestimento em Concreto Asfáltico com 12cm de espessura, uma base em brita graduada simples (BGS) também com 12cm de espessura e uma sub-base em brita graduada tratada com cimento (BGTC). Toda estrutura está assente sobre um subleito de solo argiloso laterítico (LG'). Para a camada de revestimento em CBUQ representativa do trecho foi escolhida neste estudo o módulo de resiliência médio obtido a partir dos corpos-de-prova retirados da pista (n=8; cv=7,5%). A equação de fadiga utilizada foi $N = 4699(\Delta\sigma)^{-4,23}$ obtida em MACÊDO (1996). O modelo composto para a definição dos módulos de resiliência da BGS e do subleito foram os que melhor se ajustaram aos valores dos ensaios triaxiais dos materiais sendo apresentados na TABELA 5.1 e FIGURA 5.1, fornecendo o melhor coeficiente de determinação (acima de 0,95). O módulo da BGTC não foi determinado em laboratório e dessa forma adotou-se o valor do projeto original que é de 9.000MPa. Os parâmetros dinâmicos e características físicas dos materiais usados nesta análise comparativa foram os do trecho experimental denominado SI-1(C), construído próximo ao Lote 7 e que possui a seção mais próxima daquela existente no Lote 7 da rodovia Carvalho Pinto (TABELA 5.1).

São apresentados na FIGURA 5.1 os parâmetros considerados na análise do Lote 7 da rodovia Carvalho Pinto.

Capa – CBUQ	$MR = 5.142MPa$	$\mu = 0,30$	$h = 12cm$
Base – BGS	$MR = 4310\sigma_3^{0,487}\sigma_d^{-0,024}$	$\mu = 0,35$	$h = 12cm$
Sub-base – BGTC	$MR = 9.000MPa$	$\mu = 0,20$	$h = 17cm$
Subleito – LG'	$MR = 4000\sigma_3^{0,224}\sigma_d^{-0,168}$	$\mu = 0,45$	$h = 500cm$

Figura 5.1 – Estrutura do pavimento da rodovia Carvalho Pinto utilizada na análise comparativa deste estudo.

Tabela 5.1 – Características físicas e mecânicas dos materiais aplicados na Rodovia Carvalho Pinto (MACÊDO, 1996) e utilizados como comparação neste estudo.

CONCRETO ASFÁLTICO

Granulometria (% passante, peneiras em mm)										Teor de Ligante	Vv (%)	RT (kgf/cm ²)	Mr (kgf/cm ²)			
25,4	19,1	9,5	4,8	2	0,42	0,18	0,074	0,05	0,005				Pista		Usina	
100	93	74	56	40	21	14	6	-	-	5,1	3,6	12,28	média	dp	média	dp
													51.424	3.859	54.700	2.260

BRITA GRADUADA SIMPLES

Granulometria (% passante, peneiras em mm)										Compactação Proctor Modificado			
										Laboratório		Campo	
25,4	19,1	9,5	4,8	2	0,42	0,18	0,074	0,05	0,005	Dmáx	hot (%)	Dmáx	hot (%)
100	67	46	34	27	15	5	5	-	-	2258	6,9	2404	6,1

BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

Granulometria (% passante, peneiras em mm)										Compac. Proctor Intermediário				Teor de Cimento	Resistência (kgf/cm ²)					
										Laboratório		Campo			Compressão simples			Comp. Diametral		
25,4	19,1	9,5	4,8	2	0,42	0,18	0,074	0,05	0,005	Dmáx	hot (%)	Dmáx	hot (%)	3,5	3	7	14	3	7	14
100	68	49	32	25	14	-	7	-	-	2200	6,5	2399	7,8			41,9	46,4	52,1	6,4	7,4

CAMADA FINAL DA TERRAPLENAGEM

LL	IP	Granulometria (% passante, peneiras em mm)										IG	COMPACTAÇÃO								CLASSIFICAÇÃO		
													NORMAL				INTERM.				HRB	Resil.	MCT
		25,4	19,1	9,5	4,8	2	0,42	0,18	0,074	0,05	0,005		Dmáx	hot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	Dmáx	hot (%)	CBR (%)	Exp. (%)			
41	12	100	100	98	97	97	83	-	60	51	38	6	1585	23,2	22	0,1	1685	20,4	43	0,2	A-7-6	I	LG'

5.1.2 Estruturas adotadas para as misturas desta pesquisa

Procurou-se adotar uma estrutura semelhante àquela da rodovia Carvalho Pinto eliminando a camada cimentada em BGTC e substituindo-a, estruturalmente, por uma camada de ligação (binder) constituída pela mistura asfáltica de módulo elevado. A mistura de módulo elevado foi estudada como uma camada de ligação (Binder) com o objetivo de garantir elevada capacidade estrutural e resistência às deformações permanentes do pavimento.

Foi adotada a mistura com CAP-20 da rodovia Carvalho Pinto como capa de rolamento no dimensionamento com espessura constante de 6,0 cm para manter o mais próximo possível as condições de comparação. As tensões e deformações foram calculadas variando-se a espessura do binder de 0, 5, 10, 15 e 20cm. No intuito de aplicar a confiabilidade ao dimensionamento, as estruturas foram simuladas com os módulos médios menos um desvio padrão, módulo médio e módulo médio mais um desvio padrão para as misturas deste estudo.

A curva de fadiga das misturas preparadas com o RASF e com o EVA revelaram uma elevada sensibilidade da vida de fadiga em função do estado de tensões quando comparado com as curvas de fadiga de misturas convencionais obtidas no banco de dados da COPPE (MOTTA et al, 2002). Com o objetivo de avaliar o efeito dessa sensibilidade na vida útil do pavimento, efetuou-se um estudo da influência da variação da espessura da camada de concreto asfáltico na vida de fadiga da mistura através da análise de confiabilidade.

Por último procedeu-se a análise para uma estrutura para pavimentos de alto desempenho composto por uma capa de rolamento com mistura do tipo SMA, um binder composto por uma mistura de módulo elevado e uma base de BGTC. A seguir apresentam-se as características das misturas utilizadas (TABELA 5.2) assim como as estruturas adotadas na análise (FIGURAS 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5)

Tabela 5.2 – Características físicas e mecânicas utilizadas na análise mecanística.

Característica	MC	ME-01	ME-02	SMA*	CAPA**
Ligante	CAP-20	AMP (EVA)	RASF	CAP 50/60	Betuflex
Penetração do CAP	55	36	9	49	-
Faixa Granulométrica	EME 0/14	EME 0/14	EME 0/14	0/11S	DERSA
CAP (%)	5,5	5,5	5,5	6,5	5,1
Teor de fibra	-	-	-	0,3%	-
Densidade aparente	2,43	2,42	2,42	2,44	2,4
Vazios (%)	3,4	3,55	4,04	3,5	3,6
RBV (%)	79,0	78,8	75,8	81,9	-
RT (MPa) 25°C	1,58	2,25	3,50	0,64	1,52
MR (MPa) 25°C	6.603 ± 803	10.982 ± 715	16.341 ± 387	2.193	5.222
Fadiga	3,7E+04	2,0E+07	1,0E+08	5,2E+07	8,0E+07
$N=k_1\Delta\sigma^{-n_1}$	-4,52	-7,38	-5,64	-3,96	-4,23

*Fonte: MOURÃO, 2003

**Fonte: MACÊDO, 1996

Capa – CBUQ	$MR = 5.142MPa$	$\mu = 0,30$	$h = 6cm$
Binder – AM EVA	$MR = 11.242MPa$	$\mu = 0,30$	$h = \text{var iável}$
Base – BGS	$MR = 4310\sigma_3^{0,487}\sigma_d^{-0,024}$	$\mu = 0,35$	$h = 12cm$
Subleito – LG'	$MR = 4000\sigma_3^{0,224}\sigma_d^{-0,168}$	$\mu = 0,45$	$h = 500cm$

Figura 5.2 – Estrutura adotada para a análise com MME o asfalto modificado por EVA.

Capa – CBUQ	$MR = 5.142MPa$	$\mu = 0,30$	$h = 6cm$
Binder – RASF	$MR = 17.192MPa$	$\mu = 0,30$	$h = \text{var iável}$
Base – BGS	$MR = 4310\sigma_3^{0,487}\sigma_d^{-0,024}$	$\mu = 0,35$	$h = 12cm$
Subleito – LG'	$MR = 4000\sigma_3^{0,224}\sigma_d^{-0,168}$	$\mu = 0,45$	$h = 500cm$

Figura 5.3 – Estrutura adotada para a análise com mistura de módulo elevado com RASF.

As simulações e verificações também foram efetuadas com as misturas confeccionadas com o CAP-20 tendo-se com isso uma outra possibilidade de comparação dos resultados das misturas de módulo elevado com uma mistura convencional. A estrutura proposta para o CAP-20 é exatamente a mesma considerada nas misturas de módulo elevado: revestimento com espessura de 6,0cm, uma camada de ligação (Binder) com a mistura do estudo com espessura variando de 0,0 a 20,0cm assentes sobre uma base em BGS com espessura de 12,0cm, conforme projeto da rodovia citada.

Capa – CBUQ	$MR = 5.142MPa$	$\mu = 0,30$	$h = 6cm$
Binder – CAP-20	$MR = 6.603MPa$	$\mu = 0,30$	$h = \text{variável}$
Base – BGS	$MR = 4310\sigma_3^{0,487}\sigma_d^{-0,024}$	$\mu = 0,35$	$h = 12cm$
Subleito – LG'	$MR = 4000\sigma_3^{0,224}\sigma_d^{-0,168}$	$\mu = 0,45$	$h = 500cm$

Figura 5.4 – Estrutura adotada para a análise com mistura com o ligante convencional CAP-20 deste estudo como binder.

A análise mecânica foi também desenvolvida para uma estrutura composta por uma capa de rolamento do tipo SMA que pode ter excelentes propriedades de atrito, resistência à deformação permanente e drenagem; um binder composto por uma mistura de módulo elevado garantindo à estrutura um elevado comportamento estrutural e resistência à deformação permanente e uma base cimentada em brita graduada tratada com cimento com a finalidade de compatibilizar a rigidez da estrutura e reduzir as tensões de tração nas misturas asfálticas. Esta seria uma estrutura usual na França conforme CORTÉ (2003).

Capa – SMA	$MR = 2.193MPa$	$\mu = 0,30$	$h = 4cm$
Binder – ME	$MR = 11.242/17.192MPa$	$\mu = 0,30$	$h = \text{variável}$
Base – BGTC	$MR = 9.000MPa$	$\mu = 0,35$	$h = 15cm$
Subleito – LG'	$MR = 4000\sigma_3^{0,224}\sigma_d^{-0,168}$	$\mu = 0,45$	$h = 500cm$

Figura 5.5 – Estrutura adotada para a análise de um pavimento típico de alto de desempenho.

A análise paramétrica teve como objetivo, através da combinação das variáveis envolvidas, avaliar o maior número possível de estruturas representativas para misturas de módulo elevado a partir dos ensaios realizados e da estrutura existente da rodovia Carvalho Pinto. Foi adotado um Número de repetições equivalentes do eixo padrão de 8,2 t de 10^7 e 10^8 . A seguir são apresentados os critérios de verificação, adotados para a deflexão na superfície do revestimento, vida de fadiga e deformação permanente.

5.1.1 Critérios de Dimensionamento

A equação para o cálculo da deflexão máxima admissível (DNER PRO-269/94) foi desenvolvida a partir de um banco de dados com estruturas típicas brasileiras com misturas asfálticas variando desde um pavimento novo com módulo de 3.000MPa até pavimentos deteriorados com módulo de 6.000MPa. Tem-se plena consciência da limitação da aplicação dessa equação no presente estudo, tendo em vista que o espaço de inferência utilizado para desenvolver a referida equação não compreende as misturas aqui estudadas.

No entanto, devido a inexistência de uma outra equação que retratasse de maneira mais representativa as condições de rigidez e deslocamentos limites para as misturas de módulo elevado, a equação do DNER foi aplicada a título ilustrativo, sabendo-se ainda que a condição crítica para as estruturas analisadas é a diferenças de tensões na fibra inferior do binder, devidamente modelada através das curvas de fadiga obtidas a partir de ensaios realizados a tensão controlada.

Os critérios adotados foram os seguintes:

- Deflexão máxima admissível na superfície (DNER PRO-269):

$$\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \log N_P$$

- Diferença de tensões no revestimento ($\Delta\sigma$):

foram adotadas as curvas de fadiga das misturas estudadas utilizando um fator laboratório-campo $f_0=10^4$, sugerido por PINTO (1991):

$$N = x(\Delta\sigma)^y$$

- Tensão vertical admissível no subleito (HEUKELOM e KLOMP, 1962):

$$\sigma_{vadm} = 0,006Mr_m / 1 + 0,7 \log N$$

A partir do número N de projeto adotado e critérios acima mencionados, são apresentados na TABELA 5.3 os valores aceitáveis para cada nível de tráfego considerado.

Tabela 5.3 – Resumo dos valores máximos admissíveis de tensões e deformações calculados para as estruturas analisadas.

MISTURA	Tráfego	CRITÉRIOS			
		D _{adm} (0,01mm)	Δσ _{adm} (kgf/cm ²)	Δσ _{VadmSL} (MR _{SL} =1.868 kgf/cm ²)	
Carvalho Pinto	N=10 ⁷	68 (N=10 ⁷)	14,42	4,07 (N=10 ⁷)	
	N=10 ⁸		8,36		
CAP-20	N=10 ⁷		2,22		
	N=10 ⁸		1,34		
EVA	N=10 ⁷		3,83		3,64 (N=10 ⁸)
	N=10 ⁸		2,80		
RASf	N=10 ⁷	7,69			
	N=10 ⁸	5,11			

5.1.2 Fatorial de Estruturas

Com o objetivo de melhor visualizar todas as estruturas analisadas apresenta-se a seguir uma matriz com o fatorial de estruturas que foram calculadas com o Fepave perfazendo um total de cem simulações.

Tabela 5.4 – Fatorial de estruturas analisadas na pesquisa.

Parâmetro	CAP-20				EVA									RASf						SBU-TOTAL				
	5	10	15	20	5		10		15		20		CAP-20 (6cm)	ME (16,17,18)	BGS (12)	5	10	15	20		CAP-20 (6cm)	ME (16,17,18)	BGS (12)	
					5,5%	6,0%	5,5%	6,0%	5,5%	6,0%	5,5%	6,0%												
MR=x-σ	x	x	x	x	x	-	x	-	x	-	x	-	-	-	-	x	x	x	x	-	-	-	-	12
MR=x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x	-	-	-	-	16
MR=x+σ	x	x	x	x	x	-	x	-	x	-	x	-	-	-	-	x	x	x	x	-	-	-	-	12
H ₁ =x-σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₁ =x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₁ =x+σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₂ =x-σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₂ =x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₂ =x+σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₃ =x-σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₃ =x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
H ₃ =x+σ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	-	-	-	x	x	x	-	6
SMA (4)	-				x									x						6				
ME (8,10,12)																								
BGTC (15)																								
TOTAL DE ESTRUTURAS ANALISADAS																						100		

5.2 ANÁLISE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

5.2.1 Rodovia Carvalho Pinto

A partir da estrutura de pavimento considerada na Rodovia Carvalho Pinto, calcularam-se os parâmetros de deformabilidade através do programa computacional Fepave, apresentados na TABELA 5.5. A análise de confiabilidade foi desenvolvida a partir da análise da influência da variabilidade do módulo de resiliência (média de três valores) conforme apresentado na TABELA 5.6.

A Confiabilidade pode ser vista como a medida da probabilidade da serventia do pavimento permanecer em nível adequado durante a vida de serviço. O nível de confiabilidade a ser adotado em cada projeto será função da experiência ou do julgamento do projetista em função do tipo de rodovia (interestadual, alimentadora, vicinal, etc.), das conseqüências da ruptura (acidentes, mortes ou outros efeitos político-sociais além do econômico) e do custo inicial da construção (MOTTA, 1991). Os valores dos parâmetros de deformabilidade são obtidos a partir da média mais o desvio padrão-dp multiplicado por um fator que é função do intervalo de confiança considerado. Este estudo considerou os seguintes intervalos de confiança:

50% - média

85% - média + 1,04dp

95% - média + 1,65dp

99,9% - média + 3,09dp

Os resultados obtidos são apresentados na TABELA 5.6.

O cálculo de tensões e deformações da rodovia Carvalho Pinto serviu para definir o tráfego típico de uma rodovia com elevado volume de veículos pesados. Considerando que esta rodovia tem um alto volume de veículos pesados, verificou-se qual o tráfego máximo suportado pela estrutura implantada e considerou-se este tráfego como ponto de partida para o desenvolvimento da análise paramétrica. Apesar de ter-se buscado seguir fielmente os dados do projeto da rodovia, alguns parâmetros foram adotados, tendo-se dessa forma uma estrutura muito próxima da executada, servindo como ponto de partida para a análise das misturas de módulo elevado. São apresentados a seguir as planilhas

com os cálculos realizados (TABELAS 5.5 e 5.6). O parâmetro σ_R é a tensão radial na fibra inferior do revestimento, neste caso em compressão. Os valores positivos indicam compressão. Todos os parâmetros de saída do programa Fepave2 relacionados a tensão estão em Kgf/cm^2 .

Tabela 5.5– Cálculo de tensões e deformações da rodovia Carvalho Pinto (estrutura da Fig. 5.1).

MÓDULO (MPa)	CARVALHO PINTO							
	D_0	ε_t	$\Delta\sigma(\text{kgf/cm}^2)$	$\sigma_{vSL}(\text{kgf/cm}^2)$	$\sigma_R(\text{kgf/cm}^2)$	σ_{vSL} (2 rodas) (kgf/cm ²)		N_f
$x-\sigma = 4.756$	10,45	1,1E-04	7,66	0,19	-6,25	0,31	0,36	1,4E+08
$x = 5.142$	10,32	1,1E-04	7,28	0,19	-5,98	0,31	0,36	1,8E+08
$x+\sigma = 5.528$	10,18	6,8E-05	5,91	0,18	-4,28	0,30	0,36	4,3E+08

Tabela 5.6 – Análise de confiabilidade da rodovia Carvalho Pinto.

Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de aceitação			
			50%	85%	95%	99,9%	10^7	5×10^7	$7,5 \times 10^7$	10^8
D_0 (10^{-2}mm)	10,32	0,14	10,32	10,52	10,59	10,77	68	50	47	44
σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,36	0,00	0,36	0,36	0,36	0,36	4,07	3,76	3,69	3,64
$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	6,95	0,92	6,95	8,28	8,76	9,98	14,42	9,85	8,95	8,36

A definição do carregamento do tráfego nas estruturas simuladas com os materiais deste estudo, baseou-se no número N que a Rodovia Carvalho Pinto suportaria, tendo-se dessa forma um tráfego adotado de rodovia de elevado volume de veículos pesados. Dessa forma foi admitido um número N igual a 10^8 para a análise das misturas ensaiadas. Para um N igual a 10^8 a estrutura proposta atenderia ao critério de diferença de tensões no revestimento para um nível de confiabilidade de 85% considerando a variabilidade no módulo do revestimento. Para um nível de confiabilidade de 95% a estrutura suportaria um N de até $7,5 \times 10^7$. Dos três parâmetros avaliados, deflexão máxima no revestimento, tensão vertical no subleito e diferença de tensões na base do revestimento, a diferença de tensões na base do revestimento foi o parâmetro determinante na definição do número N máximo admitido. A deformação permanente no subleito pode ser considerada desprezível em vista dos valores calculados ($0,36\text{kgf/cm}^2$) serem menores que 10% dos limites aceitáveis ($3,64\text{kgf/cm}^2$).

5.2.2 Misturas de Módulo Elevado

Primeiramente desenvolveu-se uma análise de tensões e deformações variando-se as espessuras do binder de 5,0 a 20,0cm para os três ligantes, obtendo-se os valores das

tensões de tração na fibra inferior da camada de módulo elevado e tensões verticais no topo do subleito. A partir da análise da vida de fadiga com a espessura de binder (FIGURA 5.7 e 5.8 e TABELA 5.7) identificou-se a espessura mínima necessária para atender ao tráfego estimado. Realizou-se então uma nova análise de tensões e deformações com as espessuras selecionadas, avaliando agora a influência da variabilidade das espessuras de todas as camadas do pavimento no dimensionamento (TABELA 5.12).

Confirmando a previsão feita a partir do parâmetro n_1 da curva de fadiga, a mistura com asfalto modificado por EVA apresentou uma resistência à fadiga insuficiente para atender ao tráfego de 10^8 (TABELA 5.9). Nas espessuras testadas com os materiais adotados as tensões de tração geradas na base da camada de módulo elevado são maiores do que os valores admissíveis para este tráfego. A mistura com EVA atende ao critério de fadiga para um tráfego menor que 10^7 com 19,0cm de espessura (TABELA 5.12). A mistura com o RASF apresentou o melhor comportamento à fadiga, atendo aos critérios de diferença de tensões para o tráfego de 10^8 com espessura de 15,0cm a um nível de confiabilidade de 50% (TABELA 5.10). Já a mistura de controle com CAP-20, apresentou uma resistência à fadiga insuficiente para atender a um tráfego elevado acima de 10^7 mesmo para espessuras em torno de 20,0cm (TABELA 5.8).

Para o nível de confiabilidade de 95%, considerando a variabilidade das espessuras de todas as camadas do pavimento em função dos desvios permitidos pelas normas brasileiras que é de 5% para CBUQ e de 10% para base, obteve-se uma espessura de 21,0cm para a mistura com EVA e uma espessura de 17,0cm para a mistura com o RASF (TABELAS 5.11 e 5.12). Este exemplo mostra claramente a importância de se considerar o caráter probabilístico dos parâmetros mais significativos no dimensionamento de pavimentos. Com o objetivo de avaliar a sensibilidade do critério de fadiga com o fator laboratório-campo, variou-se o valor de f_0 de 10^4 , 5×10^3 e 10^3 . Como resultado as misturas com RASF e com o EVA sofreram variação nas espessuras aceitáveis para a diferença de tensão crítica, indicando ser um parâmetro importante a ser devidamente calibrado.

Como previsto, as misturas de módulo elevado apresentaram elevada resistência à deformação permanente, transmitindo para o subleito tensões verticais de compressão

muito inferiores ao limite estabelecido que foi de $1,8\text{kgf/cm}^2$ (FIGURA 5.6 e TABELAS 5.8, 5.9 e 5.10). Pode-se dizer também que devido a elevada rigidez do subleito laterítico, até a mistura com o ligante CAP-20 atendeu aos limites estabelecidos deste critério. Considerando no entanto um subleito com módulo médio de 100MPa (o módulo empregado no estudo foi de 186MPa), apenas a mistura com CAP-20 com espessura de $5,0\text{cm}$ mais a capa de rolamento com $6,0\text{cm}$, não atenderia aos valores máximos admissíveis de tensões verticais no topo do subleito. No entanto em termos de contribuição das misturas na deformação permanente, a mistura com CAP20 deve ser melhorada devido ao desempenho insuficiente revelado pelos ensaios no simulador de tráfego LPC.

As deflexões para as três alternativas de camada de ligação (binder) ficaram abaixo de $10 \times 10^{-1}\text{mm}$, enquanto que os valores máximos admissíveis estão entre $40 \times 10^{-1}\text{mm}$, portanto não seria valor crítico (TABELAS 5.8, 5.9 e 5.10).

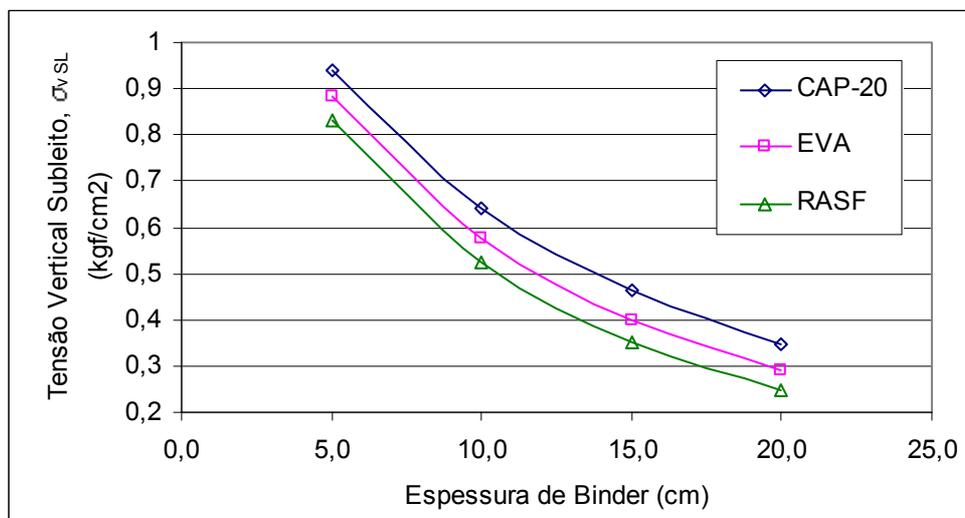


Figura 5.6 – Variação da tensão vertical no topo do subleito com a espessura do binder.

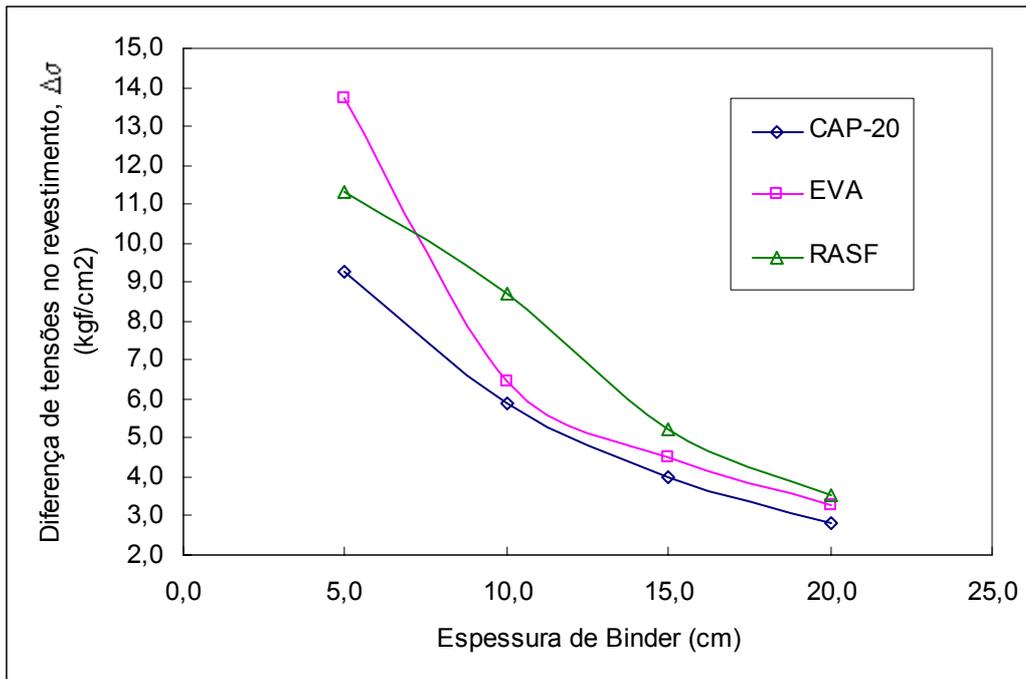


Figura 5.7 – Variação da diferença de tensões com a espessura do binder.

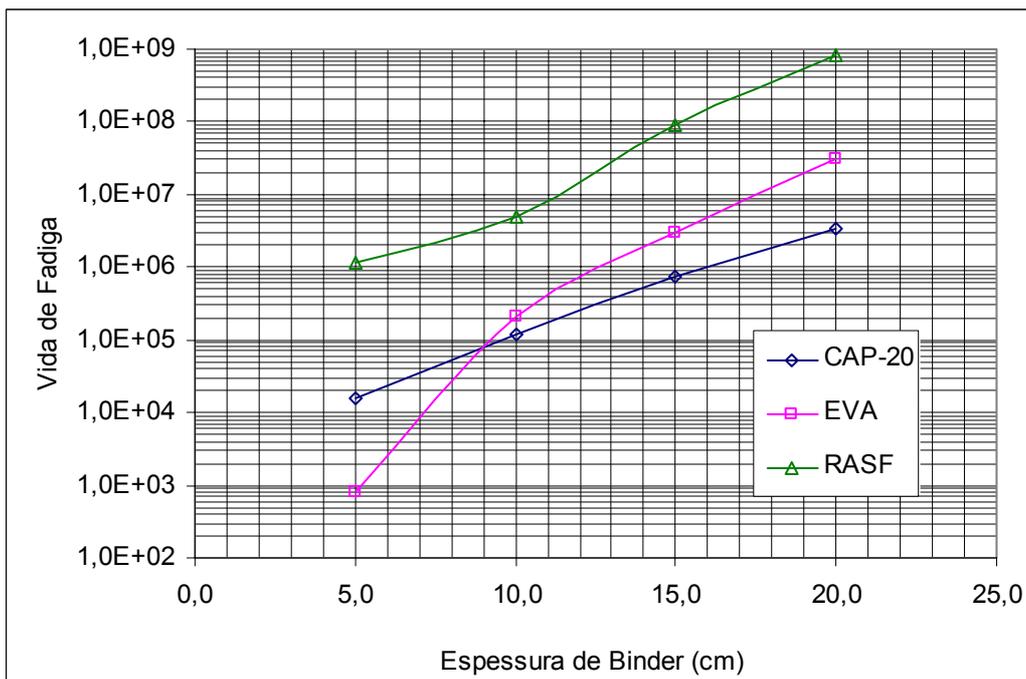


Figura 5.8 – Variação da vida de fadiga com a espessura do binder.

Tabela 5.7 – Parâmetros de deformabilidade de acordo com as espessuras.

H_{binder} (cm)	CAP-20			EVA			RASF		
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm ²)	N_f	σ_{vSL}	$\Delta\sigma$ (kgf/cm ²)	N_f	σ_{vSL}	$\Delta\sigma$ (kgf/cm ²)	N_f	σ_{vSL}
0,0									
5,0	9,3	1,6E+04	0,94	13,7	8,1E+02	0,88	11,3	1,1E+06	0,83
10,0	5,9	1,2E+05	0,64	6,5	2,1E+05	0,58	8,7	4,9E+06	0,52
15,0	4,0	7,3E+05	0,46	4,5	3,0E+06	0,40	5,2	8,9E+07	0,35
20,0	2,8	3,4E+06	0,35	3,3	3,2E+07	0,29	3,5	8,1E+08	0,25

Tabela 5.8 – Análise de confiabilidade em função da variabilidade do módulo do binder com mistura com CAP-20.

Espes. de binder	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de aceitação			
				50%	85%	95%	99,9%	10 ⁷	5x10 ⁷	7,5x10 ⁷	10 ⁸
5 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-15,2	0,18	-15,20	-15,01	-14,90	-14,64	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,94	0,01	0,94	0,95	0,96	0,98	1,88	1,74	1,71	1,68
	Δσ (kgf/cm ²)	9,38	0,58	9,38	9,98	10,34	11,19	2,22	1,56	1,42	1,34
10 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-11,6	0,22	-11,6	-11,3	-11,2	-10,9	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,64	0,01	0,64	0,66	0,66	0,68	1,88	1,74	1,71	1,68
	Δσ (kgf/cm ²)	6,01	0,32	6,01	6,34	6,53	6,99	2,22	1,56	1,42	1,34
15 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-9,1	0,23	-9,1	-8,9	-8,7	-8,4	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,46	0,01	0,46	0,48	0,48	0,50	1,88	1,74	1,71	1,68
	Δσ (kgf/cm ²)	3,94	0,15	3,94	4,10	4,19	4,42	2,22	1,56	1,42	1,34
20 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-7,4	0,23	-7,4	-7,1	-7,0	-6,7	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,35	0,01	0,35	0,36	0,37	0,38	1,88	1,74	1,71	1,68
	Δσ (kgf/cm ²)	2,81	0,11	2,81	2,92	2,98	3,14	2,22	1,56	1,42	1,34

Tabela 5.9 – Análise de confiabilidade em função da variabilidade do módulo do binder com mistura com asfalto modificado por EVA.

Espessura de binder	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de aceitação			
				50%	85%	95%	99,9%	10 ⁷	5x10 ⁷	7,5x10 ⁷	10 ⁸
5 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-14,31	0,09	-14,31	-14,22	-14,17	-14,04	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,88	0,01	0,88	0,89	0,89	0,90	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	12,60	1,18	12,60	13,82	14,54	16,24	3,83	3,08	2,91	2,80
10 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-10,51	0,11	-10,5	-10,4	-10,3	-10,2	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,58	0,01	0,58	0,58	0,59	0,60	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	6,77	0,30	6,77	7,08	7,26	7,69	3,83	3,08	2,91	2,80
15 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-8,01	0,11	-8,0	-7,9	-7,8	-7,7	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,40	0,01	0,40	0,41	0,41	0,42	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	4,52	0,06	4,52	4,59	4,62	4,71	3,83	3,08	2,91	2,80
20 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	-6,30	0,11	-6,3	-6,2	-6,1	-6,0	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,29	0,01	0,29	0,30	0,30	0,31	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	3,28	0,02	3,28	3,30	3,31	3,34	3,83	3,08	2,91	2,80

Tabela 5.10 – Análise de confiabilidade em função da variabilidade do módulo do binder com mistura com RASF.

Espes. de binder	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de aceitação			
				50%	85%	95%	99,9%	10 ⁷	5x10 ⁷	7,5x10 ⁷	10 ⁸
5 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	13,6	0,02	13,63	13,65	13,67	13,70	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,83	0,00	0,83	0,83	0,84	0,84	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	13,90	3,14	13,90	17,15	19,06	23,60	7,69	5,78	5,38	5,11
10 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	9,7	0,04	9,7	9,7	9,8	9,8	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,52	0,00	0,52	0,53	0,53	0,53	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	8,13	0,51	8,13	8,66	8,98	9,72	7,69	5,78	5,38	5,11
15 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	7,2	0,04	7,2	7,2	7,2	7,3	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,35	0,00	0,35	0,35	0,35	0,36	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	5,18	0,04	5,18	5,22	5,25	5,31	7,69	5,78	5,38	5,11
20 cm	D ₀ (10 ⁻¹ mm)	5,5	0,04	5,5	5,5	5,6	5,6	68	50	47	44
	σ _{vSL} (kgf/cm ²)	0,25	0,00	0,25	0,25	0,25	0,25	1,90	1,75	1,72	1,70
	Δσ (kgf/cm ²)	3,58	0,06	3,58	3,65	3,68	3,77	7,69	5,78	5,38	5,11

Os valores de módulo das mistura com CAP-20 apresentam-se muito maior do que as misturas convencionalmente elaboradas com este tipo de ligante. Os valores elevados de módulo de resiliência da mistura de controle podem estar relacionados ao condicionamento de curto prazo efetuado em todas as misturas ensaiadas, diferentemente do que ocorre na prática de dosagem de misturas asfálticas no Brasil e nos valores considerados como “convencionais”.

Tabela 5.11 – Cálculo das tensões e deformações para aplicação do critério de confiabilidade pelo método de Rosenblueth considerando a variabilidade das espessuras das camadas de CBUQ e base.

BINDER	ESPESSURA				FEPAVE						N _f
	comb.	capa CAP-20	binder ME	base BGS	D ₀ 10 ⁻² mm	Δσ kgf/cm ²	σ _{vSL} kgf/cm ²	σ _R kgf/cm ²	σ _{vSL} (2 rodas) kgf/cm ²		
EVA (Tráfego: 1X10 ⁷)	média	6,0	19,0	12,00	6,84	3,68	0,19	3,19	0,31	0,33	1,3E+07
	DP	0,3	1,0	1,20	-	-	-	-	-	-	-
	+++	6,3	20,0	13,20	6,49	3,28	0,17	2,49	0,28	0,29	3,1E+07
	++-	6,3	20,0	10,80	6,43	3,35	0,18	2,64	0,29	0,31	2,6E+07
	+--	6,3	18,1	13,20	7,11	3,90	0,19	2,58	0,31	0,33	8,8E+06
	-+-	5,7	20,0	10,80	6,54	3,35	0,18	3,03	0,30	0,32	2,6E+07
	--+	5,7	20,0	13,20	6,61	3,46	0,17	3,16	0,28	0,30	2,1E+07
	+-	6,3	18,1	10,80	7,02	3,75	0,20	2,57	0,33	0,35	1,2E+07
	---	5,7	18,1	10,80	7,24	3,94	0,19	2,98	0,32	0,34	8,0E+06
EVA (Tráfego: 1X10 ⁷)	média	6,0	21,0	12,00	6,23	3,12	0,16	2,78	0,27	0,29	4,5E+07
	DP	0,3	1,1	1,20	-	-	-	-	-	-	-
	+++	6,3	22,1	13,20	5,91	2,92	0,15	2,33	0,25	0,26	7,4E+07
	++-	6,3	22,1	10,80	5,85	2,87	0,15	2,43	0,26	0,27	8,3E+07
	+--	6,3	20,0	13,20	6,49	3,28	0,17	2,49	0,28	0,29	3,1E+07
	-+-	5,7	22,1	10,80	5,94	2,98	0,16	2,73	0,26	0,28	6,3E+07
	--+	5,7	22,1	13,20	6,01	3,04	0,15	2,75	0,25	0,27	5,4E+07
	+-	6,3	20,0	10,80	6,43	3,35	0,18	2,64	0,29	0,31	2,6E+07
	---	5,7	20,0	10,80	6,61	3,46	0,17	3,16	0,28	0,30	2,1E+07
RASf (Tráfego: 1X10 ⁸)	média	6,0	15,0	12,00	6,99	5,10	0,19	-4,59	0,32	0,34	1,0E+08
	DP	0,3	0,8	1,20	-	-	-	-	-	-	-
	+++	6,3	15,8	13,20	6,64	4,56	0,17	-4,03	0,29	0,31	1,9E+08
	++-	6,3	15,8	10,80	6,58	4,66	0,18	-4,20	0,30	0,32	1,7E+08
	+--	6,3	14,3	13,20	7,23	5,07	0,19	-4,42	0,32	0,34	1,1E+08
	-+-	5,7	15,8	10,80	6,74	4,85	0,19	-4,36	0,31	0,33	1,4E+08
	--+	5,7	15,8	13,20	6,81	4,84	0,18	-4,34	0,30	0,32	1,4E+08
	+-	6,3	14,3	10,80	7,16	5,13	0,21	-4,51	0,34	0,36	9,9E+07
	---	5,7	14,3	13,20	7,42	5,45	0,20	-4,88	0,33	0,35	7,0E+07
RASf (Tráfego: 1X10 ⁸)	média	6,0	17,0	12,00	6,26	4,27	0,17	-3,79	0,28	0,29	2,8E+08
	DP	0,3	0,9	1,20	-	-	-	-	-	-	-
	+++	6,3	17,9	13,20	5,95	3,95	0,15	-3,53	0,25	0,27	4,3E+08
	++-	6,3	17,9	10,80	5,89	3,98	0,15	-3,55	0,26	0,28	4,1E+08
	+--	6,3	16,2	13,20	6,51	4,58	0,17	-4,12	0,28	0,30	1,9E+08
	-+-	5,7	17,9	10,80	6,02	4,11	0,16	-3,66	0,27	0,29	3,5E+08
	--+	5,7	17,9	13,20	6,08	4,11	0,15	-3,67	0,26	0,27	3,4E+08
	+-	6,3	16,2	10,80	6,45	4,46	0,18	-3,95	0,29	0,31	2,2E+08
	---	5,7	16,2	13,20	6,66	4,64	0,17	-4,12	0,29	0,31	1,7E+08
---	5,7	16,2	10,80	6,59	4,65	0,18	-4,15	0,30	0,32	1,7E+08	

Tabela 5.12 – Análise da confiabilidade em função da variabilidade das espessuras de todas as camadas do pavimento para dimensionamento da espessura mínima aceitável de camada de ligação.

Capa de rolam.	cam. de ligação	Esp. (cm)	Tráfego	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de aceitação
							50%	85%	95%	99,9%	
CAP-20	EVA	17,0	1,0E+07	D_0 (10^{-1} mm)	7,51	0,35	8	8	8	9	68
				σ_{vSL} (2 rodas) (kgf/cm^2)	0,37	0,03	0,37	0,40	0,42	0,46	1,70
				$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	4,09	0,29	4,09	4,39	4,56	4,98	3,83
	EVA	19,0		D_0 (10^{-1} mm)	6,83	0,34	7	7	7	8	68
				σ_{vSL} (2 rodas) (kgf/cm^2)	0,33	0,02	0,33	0,35	0,36	0,40	1,70
				$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	3,62	0,29	3,62	3,92	4,09	4,51	3,83
	EVA	21,0		D_0 (10^{-1} mm)	6,22	0,32	6	7	7	7	68
				σ_{vSL} (2 rodas) (kgf/cm^2)	0,29	0,02	0,29	0,31	0,32	0,35	1,70
				$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	3,16	0,23	3,16	3,39	3,53	3,86	3,83
	RASf	15,0	1,0E+08	D_0 (10^{-1} mm)	6,99	0,33	7	7	8	8	44
σ_{vSL} (2 rodas) (kgf/cm^2)				0,34	0,02	0,34	0,36	0,37	0,41	1,70	
$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)				5,00	0,33	5,00	5,35	5,55	6,04	5,12	
RASf	17,0	D_0 (10^{-1} mm)		6,27	0,31	6	7	7	7	44	
		σ_{vSL} (2 rodas) (kgf/cm^2)		0,29	0,02	0,29	0,31	0,33	0,36	1,70	
		$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)		4,31	0,30	4,31	4,62	4,81	5,25	5,12	

Alternativamente desenvolveu-se uma análise mecanística com uma estrutura dita de alto desempenho e alta durabilidade denominada Alternativa-2. A estrutura da Carvalho Pinto e a Alternativa-1 (estrutura com a mistura do RASf que atendeu aos critérios para o tráfego de 10^8), foram comparadas com a estrutura proposta para pavimentos de tráfego elevado e de alto desempenho (Alternativa-2) composta por uma capa em SMA (4,0cm), binder em módulo elevado (RASf ou EVA) e base em BGTC (15,0cm) (TABELA 5.13)

A Alternativa 2 atendeu aos requisitos de resistência à fadiga e à deformação permanente para espessuras de binder maiores que 8,0cm. Todas as estruturas analisadas apresentaram apenas esforços de compressão em toda a camada asfáltica (capa + binder). Os esforços de tração máxima na fibra inferior encontradas para a camada cimentada (BGTC) foi sempre menor que $3,0\text{kgf/cm}^2$ (TABELA 5.13). De modo geral as tensões encontradas são muito inferiores àquelas calculadas nas estruturas analisadas com base em brita graduada (Alternativa-1). A substituição da

camada granular (BGS) por uma base cimentada (BGTC) proporcionou maior compatibilização dos módulos apresentando espessuras de concreto asfáltico menores (entre 12 e 16cm), indicando ser uma estrutura mais propícia para aplicação de misturas de módulo elevado.

Tabela 5.13 – Análise de uma estrutura típica de pavimentos de alto desempenho.

BINDER				Tráfego	CRITÉRIOS			FEPAVE						
	capa	binder	base		D_{adm} (10^{-2} mm)	$\Delta\sigma_{adm}$ (kgf/cm ²)		$\Delta\sigma_{vadm}$ (kgf/cm ²)	D_0 10^{-1} mm	$\Delta\sigma$ (kgf/cm ²)			σ_{vSL} kgf/cm ²	σ_R (BGTC) kgf/cm ²
	SMA	ME	BGTC			capa	binder			capa	binder	BGTC		
EVA	4,0	6,0	15,0	1,0E+08	44	8,67	2,80	3,33	6,66	2,36	2,84	3,37	0,35	-2,95
		8,0							6,10	2,89	2,80	2,92	0,30	-2,55
		10,0							5,60	2,65	2,76	2,61	0,25	-2,31
		12,0							5,16	2,57	2,47	2,36	0,18	-2,17
RASf	4,0	6,0	15,0	1,0E+08	44	8,67	5,12	3,33	6,38	2,61	3,28	3,24	0,32	-2,84
		8,0							5,80	2,85	2,98	2,78	0,27	-2,44
		10,0							5,29	2,84	3,19	2,44	0,22	-2,17
		12,0							4,84	2,57	2,93	2,19	0,16	-2,02

De maneira geral as misturas de módulo elevado tiveram um desempenho satisfatório quanto à vida de fadiga, sendo a mistura com RASf a que apresentou o melhor desempenho. Vale ressaltar que as misturas foram testadas para condições de tráfego excessivamente rigorosas, muito acima dos valores típicos de boa parte das rodovias brasileiras. Sabe-se que misturas muito rígidas têm maior susceptibilidade à fadiga, levando muitas vezes ao trincamento precoce do pavimento. A despeito das espessuras mínimas necessárias – relativamente elevadas – as misturas de módulo elevado atenderam as limites admissíveis de tensões de tração no revestimento devido a otimização/compatibilização da rigidez das diversas camadas.

Complementarmente aos estudos efetuados, avaliou-se a possibilidade de colocar a capa de rolamento (SMA com espessura constante de 4,0cm) e a camada intermediária (mistura de módulo elevado) diretamente sobre o subleito. Esta alternativa, denominada “estrutura ousada” pode ser vista como um pavimento “rígido” tradicional (placa de concreto de cimento Portland) sem a necessidade juntas, e portanto sem problemas de erosão. Calcularam-se as diferenças de tensões apenas para o valor médio do módulo. Os valores calculados e apresentados na TABELA 5.14, indicam que a estrutura com AMP EVA atende ao critério de fadiga para uma espessura de binder em Mistura de Módulo Elevado – MME igual a 20,0cm para um N igual a 10^7 . Já a mistura com RASf atendeu ao critério de fadiga com 15,0cm para um N igual a 10^7 e com 20,0cm para um N igual a 10^8 . Neste estudo complementar também avaliou-se a alternativa de utilizar uma sub-base com espessura de 15,0cm em solo-cimento (MR igual a 4.500MPa) e uma outra

alternativa com solo melhorado com 1% de cimento com equação: $MR = 6.678\sigma_3^{0,41}\sigma_d^{-0,28}$ obtido em MACÊDO(2004). A mistura com solo-cimento apresentou menores valores de diferença de tensões na mistura de módulo elevado quando comparado com o solo melhorado com 1% de cimento, atendendo ao critério de fadiga para um N igual a 10^8 , no caso da mistura com AMP EVA com espessura de 15,0cm e no caso da mistura com RASF com espessura de 10,0cm sob a capa de rolamento com 4,0cm de SMA.

Tabela 5.14 – Diferença de tensões (kgf/cm²) calculadas na fibra inferior da camada intermediária constituída de mistura de módulo elevado.

esp. (cm)	BINDER	Estrutura "ousada"	Solo melhorado com Cimento	Solo-Cimento
10	EVA	8,0	7,6	3,6
	RASF	10,2	8,8	4,4
15	EVA	5,1	4,8	2,7
	RASF	5,8	5,4	3,3
20	EVA	3,6	3,4	2,1
	RASF	4,0	3,8	2,5

ALTERNATIVAS SELECIONADAS

Apresenta-se a seguir na FIGURA 5.9 um resumo das estruturas que atenderam para os critérios mecânicos de dimensionamento para um N igual a 10^8 .

CARVALHO PINTO	ALT-1 (RASF)	ALT-2 (EVA)
<u>CBUQ</u> 12,0cm	<u>CBUQ</u> 6,0cm	<u>SMA</u> 4,0cm
<u>BGS</u> 12,0cm	<u>MME</u> 17,0cm	<u>MME</u> 12,0cm
<u>BGTC</u> 17,0cm	<u>BGS</u> 15,0cm	<u>BGTC</u> 15,0cm
<u>SL - LG'</u>	<u>SL - LG'</u>	<u>SL - LG'</u>
ALT-2 (RASF)	SOLO-CIMENTO (EVA)	SOLO-CIMENTO (RASF)
<u>SMA</u> 4,0cm	<u>SMA</u> 4,0cm	<u>SMA</u> 4,0cm
<u>MME</u> 8,0cm	<u>MME</u> 20,0cm	<u>MME</u> 10,0cm
<u>BGTC</u> 15,0cm	<u>SC</u> 15,0cm	<u>SC</u> 15,0cm
<u>SL - LG'</u>	<u>SL - LG'</u>	<u>SL - LG'</u>

Figura 5.9 – Estruturas que atenderam aos critérios mecânicos de dimensionamento para um N igual a 10^8 .

Capítulo 6

6. Conclusões e Sugestões

Este estudo teve como objetivos:

- dosar misturas com ligantes duros de modo a se obter misturas com rigidez equivalente às produzidas pelos franceses denominadas misturas de módulo elevado;
- avaliar o comportamento de misturas de módulo elevado quanto à resistência à fadiga e à deformação permanente;
- avaliar o desempenho das misturas preparadas na presente pesquisa através da análise de tensões e deformações.

Para tanto, realizaram-se ensaios de módulo de resiliência, deformação permanente e fadiga de misturas asfálticas a partir de ligantes duros: um modificado por EVA e um Resíduo Asfáltico de Petróleo (RASf). Um estudo paramétrico utilizando o programa computacional, FEPAVE2, para análise das tensões e deformações também foi realizado para melhor avaliar o uso de misturas de módulo elevado.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões assim como recomendações para futuras pesquisas.

6.1 CONCLUSÕES

- I. As misturas usinadas com CAP+EVA e RASF apresentam rigidez duas a três vezes maiores que as misturas convencionalmente utilizadas no Brasil, variando de 10.000 a 13.000 MPa para o EVA e entre 15.000 a 20.000 MPa para o RASF. A mistura de controle preparada com o ligante CAP-20 apresentou uma faixa de módulo entre 5.800 e 7.000 MPa.
- II. As misturas de módulo elevado tiveram desempenho satisfatório quanto à deformação permanente, apresentando afundamento na trilha de roda do simulador de tráfego LCP entre 3,0% e 4,5% bem abaixo dos valores especificados pela norma francesa para misturas de módulo elevado do tipo EME 2 que é de 7,5% para 30.000 ciclos. A mistura de controle não atendeu ao limite de afundamento, tendo inclusive que ser paralisado o ensaio antes do seu término devido à ruptura do corpo de prova com 6.600 ciclos.
- III. As misturas ensaiadas apresentaram uma resistência à ação deletéria da água muito inferior aos valores aceitáveis pelo Superpave que é de 70%. A resistência retida à tração foi de 37% para CAP-20, 39% para o RASF e 54% para o EVA. Estes resultados estão relacionados ao tipo da brita utilizada, que também apresentou valores insatisfatórios no ensaio de adesividade.
- IV. A mistura preparada com o RASF apresentou desempenho melhor que a do EVA no que diz respeito à vida de fadiga para um N maior que 10^8 na análise paramétrica efetuada. O desempenho inferior da mistura com o EVA pode estar relacionado com o fraco desempenho à temperaturas intermediárias segundo às especificações Superpave do ligante modificado.
- V. Na análise de tensões e deformações a estrutura estudada com o RASF apresentou o melhor desempenho atendendo ao tráfego de 10^8 com uma espessura de 17,0cm para um nível de confiabilidade de 95% em função da variabilidade das espessuras das camadas do pavimento para a condição de subleito base e capa testadas. A mistura com o EVA atendeu ao tráfego menor que 10^7 somente para espessura de 21,0cm. O fator campo-laboratório influenciou significativamente nos valores críticos de tensões nas estruturas

analisadas devendo ser calibrado para melhor aproximação da vida de fadiga de estruturas aplicadas em serviço deste tipo de material.

- VI. Na análise mecânica, as misturas de módulo elevado atenderam aos valores críticos de diferença de tensões quando aplicadas como camada de ligação apoiadas sobre camadas cimentadas em estruturas denominadas de alto desempenho e alta durabilidade com espessuras em torno de 10,0 a 12,0 cm tanto para o RASF quanto para o EVA. A camada cimentada reduziu as tensões de tração na fibra inferior das misturas de módulo elevado para um nível aceitável. No caso de aplicação sobre camadas granulares, de menor rigidez como por exemplo uma base de grita graduada, as espessuras mínimas necessárias tornaram-se altas, ficando acima dos 15,0 cm.
- VII. Os agregados assim como a curva granulométrica aplicados neste estudo garantiram uma estrutura pétreia com elevada resistência ao cisalhamento contribuindo para o bom desempenho observado na resistência à deformação permanente. Apesar de ter atendido aos critérios das normas brasileiras e do Superpave, a adesividade dos agregados comprometeu a resistência à água das misturas ensaiadas.
- VIII. A relação filer/ligante em torno de 1,37 influenciou no aumento da rigidez das misturas ensaiadas contribuindo para a vida de fadiga das mesmas. O teor baixo de ligante (5,5%) também pode ter influenciado na baixa resistência ao dano devido a ação da água. No entanto, o critério adotado pelos franceses como ponto de partida para a definição do teor de projeto, através do “módulo de riqueza” K , foi atendido para as misturas estudadas, ficando inclusive acima do valor recomendado (NF P 98-141) que é de 3,4 (EME2). O valor calculado para as misturas ensaiadas foi de 3,6.
- IX. Os ligantes não atenderam às especificações francesas para ligantes duros, ficando o ligante RASF abaixo do limite inferior da faixa 10/20 e o EVA ficando acima do limite superior da faixa 15/25. Apesar de terem apresentado um excelente desempenho a elevadas temperaturas, a temperaturas intermediárias o desempenho dos dois ligantes foi inferior ao de misturas com ligantes convencionais neste quesito do Superpave.

6.2 RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- I. Pesquisar o uso de outros ligantes duros para a composição de misturas de módulo elevado;
- II. Pesquisar outros tipos de granulometria
- III. Realizar ensaios mecânicos tais como fadiga e módulo complexo nos equipamentos e condições dos franceses para que a nossa base de dados, ainda em formação, possa ser comparada com um histórico de mais de vinte anos de experiência em misturas de módulo elevado;
- IV. Construção de trechos experimentais e monitoramento para avaliar/validar o desempenho de misturas de módulo elevado em nossas condições de clima e tráfego, além é claro das questões de cunho meramente operacional: avaliação das temperaturas de usinagem e compactação, estocagem, etc.
- V. Realizar uma análise comparativa entre as características mecânicas (módulo, fadiga, deformação permanente) e volumétricas (Vv, RBV, VAM) de corpos de prova moldados em laboratório (compactador Marshall versus Prensa de Cisalhamento Giratório) e de corpos de prova preparados em usina exatamente com a mesma mistura e extraídos de trechos experimentais com o objetivo de avaliar a influência do mecanismo de compactação e concordância entre os resultados obtidos em laboratório e obtidos em campo.
- VI. Calibração do fator laboratório-campo para mistura de módulo elevado através de simuladores de tráfego em escala real e monitoramento de trechos experimentais em rodovias brasileiras.
- VII. Dosar misturas com relação filer/ligante menores do que as utilizadas na presente pesquisa.
- VIII. Utilização de outro agregado com melhores características de adesividade ou utilização de dope.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE (AIPCR), 1999, **Emploi des liants bitumineux modifiés, des bitumes spéciaux et des bitumes avec additifs en techniques routières**. Guide Technique. september, 1999, La Défense, France.
- BERNUCCI, L.B., LEITE, L.F.M., CERATTI, J.A.P., MOURA, E., 2000, “Asfalto modificado com EVA: uma solução para revestimentos asfálticos de alto módulo e alta resistência à deformação permanente.” In: **32ª Reunião Anual de Pavimentação**. Vol. 1, pp 185-196, Brasília, DF.
- BROSSEAUD, Y., DELORME, J-L., HIERNAUX, R., 1993, **Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting**. Transportation Research Record. Pavement Design, Management and Performance. n° 1384, pp 59-68. Washington, USA.
- BROSSEAUD, Y., BOGDANSKI, B., CARRÉ, D., 2003, **Transfert de technologie réussi entre la France et la Pologne: première réalisation d’un chantier de renforcement utilisant un enrobé à haut module et un béton bitumineux très mince**.
- BROSSEAUD, Y., 2003, Comunicação pessoal via correio eletrônico em 05-05-2003.
- BROSSEAUD, Y., 2002a, “Método francês para dosagem de misturas asfáltica: abordagem, métodos de ensaio, confiabilidade e validade”. In: **16º Encontro do Asfalto**. IBP, Rio de Janeiro.
- BROSSEAUD, Y., 2002b, “Revestimentos asfálticos franceses: panorama das técnicas, balanço de comportamento”. In: **16º Encontro do Asfalto**. IBP, Rio de Janeiro.

- CARRÉ, D., 2003, “High modulus mixes and french standards.” apresentação conjunta do Nynas Bitumen (Centre de Recherche Routière) & LCPC, enviada pelo Brosseaud.
- CERATTI, J.A.P., 1991, **Estudo do Comportamento à Fadiga de Solos Estabilizados com cimento.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CORTÉ, J-F., BROSSEAUD, Y., SIMONCELLI, J-P., CAROFF, G., 1994, **Investigation of rutting of asphalt surface layers: influence of binder and axle loading configuration.** Transportation Research Record. Asphalt Concrete Mix Materials, n° 1436, pp 28-37. Washington, USA.
- CORTÉ, J. F. & GOUX, M.T., 1996, “Design of Pavement Structures: The French Technical Guide.” In: **Journal of the Transportation Research Board.** National Academy Press. Flexible Pavement Design and Rehabilitation Issues, 1996, no. 1539, pp 116-124.
- CORTÉ, J. F., SERFASS, J. P., 2000, **The French Approach to Asphalt Mixtures Design: a Performance-Related System of Specifications.** Communication au TRB, Washington.
- CORTÉ, J.-F., 2003, **Development and Uses of Hard Grade Asphalt and of High Modulus Asphalt Mixes in France.** Draft Version.
- DAROUS, J., 2003, **Estudo comparativo entre sistemas de cálculo de tensões e deformações utilizados em dimensionamento de pavimentos asfálticos novos.** Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DELORME, J.L., GOYON V., e GAVALDA, A., 1996, “Asphaltic concrete with high modulus (EME): description, use, performance”. In: **Proceedings of 1st Eurasphalt & Eurobitumie Congress.**
- DESMAZES, C., LESUEUR, D., PHILLIPS, M., 2000, “A protocol for reliable measurement of zero-shear-viscosity in order to evaluate the anti-rutting

performance of binders”. In: **Proceedings of 2nd Eurasphalt & Eurobitumie Congress**, Vol. 1, 0073, pp. 203-211, Barcelona, Espanha.

DNER 697/96, 1996, **Manual de Pavimentação**. 2 ed. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ES 313/97, 1997, **Pavimentação – Concreto Betuminoso**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GOACOLOU, H., MAZÉ, M., 2000, “Enrobés à haut module élastique. Relation entre les propriétés rhéologiques du bitume et celles de l’enrobé.” RGRA, n° 787, pp 31-34, setembro de 2000.

HAND, A.J., STIADY, J.L., WHITE, T.D. et al, 2001, “Gradation effects on hot-mix asphalt performance.” In: **Journal of the Transportation Research Board**. National Academy Press. Asphalt Mixtures, 2001, no. 1767, pp 152-157

HILDE, S. & BERNARD, E., 2000, “Fatigue testing of bituminous binders with a dynamic shear rheometer”. In: **Proceedings of 2nd Eurasphalt & Eurobitumie Congress**, Vol. 1, 209, pp. 827-834, Barcelona, Espanha.

HIR, Y.H., ANDERSON, A.D. et al., 2003, “Rheological characterization of bituminous binder to predict pavement rutting”. In: **Proceedings of 6th RILEM symposium**, pp. 117-123, Zurique, Alemanha.

IBP, 1999, **Informações Básicas sobre Materiais Asfálticos**. 7^a ed. Rio de Janeiro, IBP/Comissão do Asfalto.

INSTITUTO DE ASFALTO, 2001, **Tradução do Manual de Asfalto**. Série do Manual n° 4 (MS-4), Edição 1989, Rio de Janeiro, Instituto de Asfalto.

ISACSSON, U. & LU, X., 2000, “Properties of bitumen modified with elastomers and plastomers.” In: **2nd Eurasphalt & Eurobitumie Congress**. Barcelona, Espanha.

- JAIN, P.K., SANGITA, S. B., ARYA, I.R., 1992, "Characterization of Polymer Modified Asphalt Binders for Roads and Airfields." In: **Polymer Modified Asphalt Binders**. American Society for Testing and Materials – ASTM, Philadelphia, USA.
- JAMOIS, D., JOLIVET, Y., MOLOT, M. et al, 1998, "Modulototal TE2: développement d'un bitume pour enrobé à module très élevé EMTE en assise de chaussée – Charte innovation routière, premier bilan des chantiers réalisés em zone climatique océanique. RGRA n° 768, dezembro, 1998.
- LEITE, L. F. M. & TONIAL, I. A., 1994, "Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP". In: **Anais do 12º Encontro de Asfalto**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LEITE, L.F.M., 1999, **Estudo de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LEITE, L.F.M., CONSTANTINO, R.S., TONIAL, I.A., 2000, "Evolução das especificações de cimentos asfálticos nos países desenvolvidos". In: **Anais da Rio Oil & Gas Expo and Conference**. Rio de Janeiro, RJ.
- LEITE, L. F. M., CONSTANTINO, R. S., RIBEIRO, A. C., 2002, "Comparação das Características dos Cimentos Asfálticos Brasileiros com as Constantes do Banco de Dados MRL do Programa SHRP para Ligantes Asfálticos". In: **Anais da 11ª Reunião Anual de Pavimentação Urbana**. Porto Alegre, RS.
- LIBERATORI, L. A., 2000, **Estudos de Cimentos Asfálticos Modificados Por Asfaltita e Sua Influência em Misturas Asfálticas**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MACÊDO, J.A.G., 1996, **Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- MACÊDO, M.M., 2004, **Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. Tese de M.Sc.,UFPE, Recife, PE.
- MARCIANO, Y., PANHARD, A. e BENCHETRIT, A., 1999, “Application réussie sur l’autoroute A d’un béton bitumineux de surface au nouveau bitume Multiphalte HM” – RGRA.
- MARQUES, G.L.O., 2001, **Procedimentos de avaliação e caracterização de agregados minerais usados na pavimentação asfáltica**. 1º Seminário de Qualificação Acadêmica ao Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MEDINA, J., 1997, **Mecânica dos Pavimentos**. 1ª ed. Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
- MEDINA, J., 2003, Comunicação pessoal.
- MONTEPARA, A. e TEBALDI, G., 1999, “Performance of high modulus bituminous mixtures for base courses.” In: **Proc. 3rd European Symposium. Performance and Durability of Bituminous Materials and Hidraulic Stabilised Composites**. pp 221-238. Leeds, Inglaterra.
- MORILHA A. Jr, TRICHÊS, G., 2003, “Análise comparativa de envelhecimento em laboratório de nove ligantes asfálticos”. In: **34ª Reunião Anual de Pavimentação**. Campinas, São Paulo.
- MOTTA, L. M. G., 1991, **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L. M. G., TONIAL, I., LEITE, L. F., et al., 1996, **Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas**. Tradução comentada: Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis, nº FHWA-SA-95-003, Petrobrás, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- MOTTA, L. M. G., LEITE, L. F., 2000, “Efeito do fíler nas características mecânicas das misturas asfálticas.” In: **Congresso Pan-americano de Engenharia de Trânsito e Transporte – ANPET**. Gramado, Rio Grande do Sul.
- MOTTA, L. M. G., MEDINA, J. e SOUZA, A.M., 2002, “Características de fadiga e resiliência de concretos asfálticos brasileiros”. In: **Anais do 16º Encontro de Asfalto**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOURÃO, F. A. L., 2003, **Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- OLIVEIRA, P.M.F., 1997, **Caracterização Mecânica de Misturas Betuminosas Preparadas com Asfalto Polímero**. Tese de M.Sc., UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PAUL, I., SOUZA, J., 1999, “Formulação de uma mistura betuminosa de alto módulo com base em ensaios de performance.” In: **Anais do 10º Congresso Ibero-Latino-Americano del Asfalto**. vol. 01, pp. 443-452. Sevilha, Espanha.
- PARIZÉ, E., BEZAVADA, V., DESMOULIN D., et al, 1998, “Emploi des matériaux à module élevé des lês structures de chaussées aéroportuaires”. RGRA n° 767, novembro, 1998.
- PERALTA, X., GONZÁLEZ, J. M., TORRES, J., 2000, “Betumes asfálticos de alto módulo.” In: **2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress**. vol. I, pp 276-281, Barcelona, Espanha.
- PINTO, S., 1991, **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PLANCHE, JP., ANDERSON, D.A. et al., 2003, “Evaluation of fatigue properties of bituminous binders”. In: **Proceedings of 6th RILEM symposium**, pp. 111-116, Zurique, Alemanha.

- RAMOS, C. R., 2003, **Estudo para o Desenvolvimento de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis do Município do Rio de Janeiro**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ROQUE, R., Huang, S. C., Ruth, B. E., 1997, “Maximizing Shear Resistance of Asphalt Mixtures by proper Selection of Aggregate Gradation”. In: **8th International Conference on Asphalt Pavements**, vol. 1, Seattle, Washington, USA.
- SERFASS, JP. BENSE, P., PELLEVOISIN, P, 1997, **Properties and New Developments of High Modulus Asphalt Concrete**. In: 8th International Conference on Asphalt Pavements, vol. 1, Seattle, Washington, USA.
- SERFASS, JP., BAUDUIN, A., GARNIER JF., 1992, “High modulus asphalt mixes – laboratory evaluation, practical aspects and structural design”. In: **Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavement**. Vol, 1, pp. 275-288. Nottingham, USA.
- SETRA e LCPC, 1994, **Enrobés Hidrocarbonés a Chaud – Guide d’application des Normes Pour le Réseau Routier National**. Partie I, Module Commun, Bagneux, France.
- SETRA, 1997, **Les enrobés à module élevé**. Note d’information du SETRA, n° 96, avril 1997.
- SETRA e LCPC, 1998, **Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves**. Ministère de L’Equipement, des Transports et du Logement. Paris, France.
- SHENOY, A., 2001, “Determination of the temperature for mixing aggregates with polymer-modified asphalts.” In: **International Journal of Pavement Engineering**. pp 33-47, Overseas Publishers Association, USA.

- SOARES, J.B., MOTTA, L.M.G., PAIVA, J.P., BRANCO, J.V.C., 2000, “Propriedades mecânicas de misturas asfálticas preparadas com vários ligantes e granulometrias.” In: **15º Encontro do Asfalto**. Rio de Janeiro – RJ.
- SOUZA, A. M., RAMOS, C. R., MOTTA, L. M. G., et al., 1995, **Curso de técnicas de laboratório em ligantes e misturas asfálticas**. Rio de Janeiro, IBP
- TONIAL, I.A., 2001, **Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- VANELSTRAETE, A. & TEUGELS, W., 2003, “Performance evaluation system for bituminous binders”. In: **Proceedings of 6th RILEM symposium**, pp. 81-87, Zurique, Alemanha.
- WESSELING, D.H., SPECHT, L.P, CERATTI, J.A.P., 2003, “Estudo laboratorial do comportamento de misturas em concreto asfáltico com diferentes tipos de fileres”. In: **34ª Reunião Anual de Pavimentação**. pp. 307-321. Campinas, SP.
- YEN, T. F., 1984, **Asphaltene/Resin plus oil interconversion: an investigation into colloidal model of asphaltenes**. Proceedings of Workshop – The chemical components and structures of asphaltic materials, Roma.

CURRICULUM VITAE

01. DADOS PESSOAIS

Nome: : **Sidclei Teixeira Magalhães**
Filiação : Paulo Nunes Magalhães e Galba Teixeira Magalhães
Data e local de Nascimento: : 15/02/74 - Recife-PE
Profissão e CREA : Engenheiro Civil – 25.826 D/PE
C.P.F. : 907.791.344-00
Endereço Residencial : R. São Francisco, 80, ap. 103, Piedade, Recife – PE,
(81)3361-5271 / (81) 9914-5264
Endereço Eletrônico : **sidclei@ufrj.br**

02. CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO, GRADUAÇÃO E EXTENSÃO

- Mestrado em Geotecnia/Pavimentos – Coppe/UFRJ – 03/02 a out/04;
- Especialização em Planejamento dos Transportes – Convênio UPE/Geipot (1999/360h);
- Graduado em Engenharia Civil pela Univ. Federal de Pernambuco - UFPE - (10/02/98);
- Curso Avaliação Estrutural de Pavim. Asfálticos IBP – RJ (24h 5/00) – Prof. Salomão Pinto;
- Curso de Orçamento – Clube de Engenharia/PE (10 horas) – fevereiro/00;
- Curso de Drenagem Urbana pela CETESB – SP (40 horas) – Setembro/98.
- Curso de Impactos Ambientais e a Gestão Ambiental – UFCE – (04/03/96 – 40 horas)
- Curso de Fotografia (70 horas) – agosto/95 – UFPE/PROACIC

03. TRABALHOS APRESENTADOS

- 17º IBP – Encontro do Asfalto – Rio de Janeiro, dez/04; “Misturas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho” (artigo selecionado).
- Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro, out/04: “Misturas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho”
- 9º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Natal-RN, set/04: “Estudo de Misturas Asfálticas de Alto Módulo”
- Congresso Nacional de Iniciação Científica – CONIC/96; “Os riscos ambientais e de saúde devido à utilização inadequada de agrotóxicos no município de Brejo da Madre de Deus” JICA.

04. TRABALHOS REALIZADOS

- Bolsa de Iniciação Tecnológica (CNPq): monitoria no Laboratório de Informática do CTG/UFPE (maio de 96 a fevereiro de 97);
- Estágio no GSA/JICA (Grupo de Saneamento Ambiental) – janeiro a outubro de 1996;
- Estágio voluntário no Laboratório de Solos e Instrumentação – UFPE (julho de 1955);
- Estágio na Proplan (obra de construção do teatro da UFPE) – março a dezembro de 1995;

- Estágio na ATP Ltda em 1997 com participação na elaboração de diversos estudos e projetos rodoviários e de transportes;
- Participação como auxiliar de engenharia na elaboração do Projeto de Reabilitação da Rodovia BA-052, trecho BR-116 - Km 37, extensão 38 Km - DERBA (1997);
- Participação como auxiliar de engenharia na elaboração do Projeto de Adequação da BR-101/Sul nas travessias urbanas de Ponte dos Carvalhos e da Sede do Cabo de Santo Agostinho, inclusive projeto das pistas locais e passagem inferior para pedestres – URB/Recife (1997);
- Membro de equipe na elaboração do “Projeto de Urbanização e Parcelamento da área do Triângulo Fernandinho e Cafesópolis para reassentamento de parte da população lindeira à linha férrea, para expansão do trem metropolitano do Recife” – URB/Recife (janeiro/98 a abril/98);
- Membro de equipe na elaboração do Projeto de Restauração do Pavimento e Drenagem Superficial da pista Sul – Km 0 ao Km 20 da Rodovia Presidente Dutra/SP, DNER(1998);
- Participação nos Estudos e Projetos para Terraceamento de área na zona ZI-3 do Porto de Suape com 30 ha (1998);
- Participação na elaboração do Projeto de Drenagem e Pavimentação da área destinada à implantação das instalações da Transportadora Simas no Complexo Industrial e Portuário de Suape (abril/98 – maio/98);
- Projeto Executivo de geometria, drenagem, pavimentação e terraplenagem da área destinada à implantação da Estação Aduaneira Interior – EADI/RMR. Projeto elaborado para a Yolanda Logística. (1998);
- Participação na elaboração nos estudos hidrológicos e projetos geométricos e drenagem do Canal Santana-Parnamirim e vias marginais, no trecho Av. 17 de Agosto/Torre/Parnamirim – URB/Recife (1998).
- Participação no Projeto Geométrico e de Drenagem do Proj. final de Eng. para Implantação, Melhoramento e Pavimentação da Rodovia BA-683, trecho Entr. BR-101 - Entr. BA-275, com extensão de 54 km. DERBA (novembro/98 a Julho/99);
- Participação no Projeto Geométrico e de Drenagem do Proj. final de Eng. para Melhoramento e Pavimentação da Rodovia BA S/C. em pista dupla, trecho Contorno Norte de Jequié - Centro de Jequié, com extensão de 3,4 km. DERBA (março/99 a julho/99);
- Participação no Projeto de Pavimentação e Drenagem da área retroportuária do Porto Interno de Suape (março/99 a abril/99);
- Membro de equipe na elaboração dos projetos geométricos e de drenagem das vias de circulação internas do Distrito Industrial de Caruaru II, Prefeitura Municipal de Caruaru (maio/99);
- Participação no Projeto Geométrico, Pavimentação e de Drenagem do Tronco Rodoviário Distribuidor Norte do Complexo Industrial Portuário de Suape. Porto de Suape (Maio/99 a Junho/99).
- Participação no Projeto Geométrico para reabilitação da Rodovia Anhanguera (SP) extensão de 50km. Autoban (1999);
- Projeto geométrico básico da ferrovia Transnordestina (Salgueiro – Missão Velha), com extensão de 113km (2000);
- Gerente do projeto para pavimentação da rodovia vicinal, trecho: entr. Br-101 – Tejucupapo, com extensão de 9,8 km. DER/PE (1999/2000);

- Gerente do projeto para Restauração da rodovia PE-42, trecho: Entr. BR-101 – Entr. PE-60, com extensão de 15,2 km. DER/PE (2000/2001);
- Gerente do projeto para Reabilitação da rodovia PE-005, trecho: Timbi – Entr. BR-408, com extensão de 17,6 km. DER/PE (2000/2001);
- Gerente do projeto para Restauração da rodovia PE-007, trecho: Sucupira/Jaboatão/Moreno/Entr. BR-232, com extensão de 19,1 km. DER/PE (2000/2001);
- Participação na elaboração dos projetos CREMA/DNER das seguintes rodovias (1999/2000):
 - ✓ BR-316/MA com extensão de 300,6 km,
 - ✓ BR-135/MA com extensão de 199,3 km,
 - ✓ BR-232/PE com extensão de 145,3 km,
 - ✓ BR-316/PE com extensão de 154,3 km,
 - ✓ BR-232/PE com extensão de 282,3 km,
 - ✓ BR316/PI com extensão de 151,0 km.
- Responsável pelo orçamento das seguintes rodovias (1999/2000):
 - ✓ PE-007 (21,0 km),
 - ✓ PE-285 (25,0 km),
 - ✓ PE-158 (33,7 km),
 - ✓ Vicinal Passira – Salgadinho (10,0 km),
 - ✓ Vicinal Tabira – Divisa PE/PB (14,0 km),
 - ✓ PE-005 (19,1 km).
- Plano Estratégico de Ação para o Estado de Pernambuco – Levantamento, Soluções e Orçamento do pavimento de parte da rede rodoviária federal com 1.600 km de extensão. (2000/2001);
- Fiscalização da Recuperação e Ampliação do Pátio de Aeronaves do Aeroporto Santos Dumont, área de 14.000 m², Infraero, 2003.
- Projeto de Restauração do Pavimento da rodovia BR-430/BA, com extensão de 33,0 km, compreendendo análise dos estudos geotécnicos, análise estrutural e funcional do pavimento, análise comparativa entre resultados de deflexões obtidas com FWD e Viga Benkelman, Dimensionamento do Pavimento pelo Método Pro-11, PRO-269 e Análise Mecânica (2003);
- Projeto de Duplicação da Rodovia BR-101/RN, Lote-01, Trecho RN-063 (Ponta Negra) – Entr. RN-061 (p/ Arês), extensão de 46,2Km, participação na análise dos estudos geotécnicos, análise estrutural e funcional do pavimento, Dimensionamento do pavimento novo em Concreto de Cimento Portland e Dimensionamento do pavimento a existente a restaurar em Concreto Asfáltico. (set/04);
- Projeto de Duplicação da Rodovia BR-101/RN, Lote-02, Trecho Entr. RN-061 (p/ Arês) – Div. RN/PB, extensão de 35,2 Km, participação na análise dos estudos geotécnicos, análise estrutural e funcional do pavimento, Dimensionamento do pavimento novo em Concreto de Cimento Portland e Dimensionamento do pavimento a existente a restaurar em Concreto Asfáltico(set/04);
- Projeto de Duplicação da Rodovia BR-101/PB, Lote-05, Trecho Entr. PB-025 (p/ Lucena) – Divisa PB/PE, extensão de 54,9 Km, participação na análise dos estudos geotécnicos, análise estrutural e funcional do pavimento, Dimensionamento do pavimento novo em Concreto de

Cimento Portland e Dimensionamento do pavimento a existente a restaurar em Concreto Asfáltico (set/04);

- Projeto de Restauração e Melhoramentos da Rodovia BR-101/PE, Trecho Prazeres (Km 41,4) – Igarassu (Km 82,3), extensão de 40,9Km, participação nas análises dos estudos geotécnicos, avaliação funcional e estrutural do pavimento, Dimensionamento do pavimento a restaurar (em andamento);
- Projeto Básico de Duplicação da Rodovia BR-101/AL, Trecho Entr. PE-126 (Palmares/PE) – Div. PE/AL – Entr. AL-220 (São Miguel dos Campos), extensão de 164,3 Km, compreendendo a análise dos estudos geotécnicos, análise estrutural e funcional do pavimento, Dimensionamento do pavimento novo em Concreto de Cimento Portland e Dimensionamento do pavimento a existente a restaurar em Concreto Asfáltico (em andamento)

05. CONHECIMENTO EM INFORMÁTICA

Windows	: avançado
Power Point	: intermediário
Access	: básico
Word	: avançado
Corel Draw	: intermediário
Mathcad	: intermediário
Excel	: avançado
Microstation	: avançado (software similar ao Autocad)
InxPress	: avançado (software para projeto geométrico de rodovias)
Outlook	: intermediário
MSProject	: intermediário

06. CONHECIMENTO EM LÍNGUAS

Curso de inglês, nível avançado no Britanic Ih.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)