



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES**

FELIPE COUTINHO ONOFRE

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
PRODUZIDAS COM LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS POR ÁCIDO
POLIFOSFÓRICO E ADITIVOS POLIMÉRICOS, ENFATIZANDO A
RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE**

**FORTALEZA
2012**

FELIPE COUTINHO ONOFRE

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
PRODUZIDAS COM LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS POR ÁCIDO
POLIFOSFÓRICO E ADITIVOS POLIMÉRICOS, ENFATIZANDO A RESISTÊNCIA À
DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Dissertação de mestrado apresentada à coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes

Orientador: Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.
Co-orientadora: Profa. Verônica Teixeira
Franco Castelo Branco, Ph.D.

FORTALEZA
2012

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

-
- O68a Onofre, Felipe Coutinho.
Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente / Felipe Coutinho Onofre. – 2012.
160 f. : il. col., enc. ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2012.
Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes.
Orientação: Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares.
Coorientação: Profa. Dra. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco.
1. Transportes. 2. Ligante asfáltico. 3. Polímeros. 4. Mistura asfáltica. 5. Propriedades mecânicas I.
Título.

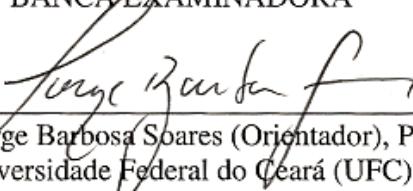
FELIPE COUTINHO ONOFRE

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS PRODUZIDAS COM LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS
POR ÁCIDO POLIFOSFÓRICO E ADITIVOS POLIMÉRICOS, ENFATIZANDO A
RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Dissertação de mestrado apresentada à coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes

Aprovada em 01/12/2012

BANCA EXAMINADORA


Prof. Jorge Barbosa Soares (Orientador), Ph.D.
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof^a. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco (Co-orientadora), Ph.D.
Universidade Federal do Ceará (UFC)


Prof^a. Sandra de Aguiar Soares, D.Sc.
Universidade Federal do Ceará (UFC)


Prof. Adalberto Leandro Faxina, D.Sc.
Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP)

Aos meus pais Wellington e
Madalena e à minha irmã
Vládia por todo o amor e o
apoio na minha formação e em
meus estudos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Wellington e Madalena, por estarem ao meu lado me apoiando com muito amor e dedicação em todos os momentos da minha vida e por colocarem a minha educação e a minha formação pessoal sempre em primeiro lugar;

À minha irmã, Vládia, que sempre cuidou de mim e me apoiou não só como irmã, mas também como mãe, e aos meus irmãos Júlio e Carlinhos, que mesmo muito ausentes, sempre foram muito presentes;

Ao Pedro, que sempre me apoiou, me aconselhou e me incentivou em quase todo o meu período acadêmico, tornando esse processo maravilhoso;

Aos meus tios, primos (principalmente ao Vladimir), padrinhos e avós, por terem sempre me influenciado de forma positiva;

Ao meus amigos: Iuri, Bruno Bené, Annya, Camila, Paloma, Marina, Vanessa, Bruno Pimentel, Evando e muitos outros, por terem me trazido tanta felicidade em todo o meu processo acadêmico;

Aos meus amigos e companheiros de trabalho do LMP: Annie, Manuela, Rômulo, Renato, Jardel, Alessandra, Armando, Raul, Luquinhas, por toda a ajuda dada durante a minha formação e pelo companheirismo;

Ao Professor Jorge Soares, por ter me dado algumas das maiores oportunidades que já tive em minha vida e por ter sempre me acompanhado, independente da sua localização;

À Professora Verônica Castelo Branco, por ter sido minha co-orientadora e por ter sido uma verdadeira mãe acadêmica, me ajudando e me apoiando independente do dia, hora ou lugar;

Ao Professor Adalberto Leandro Faxina, por ter me possibilitado trabalhar em um projeto tão desejado por mim, por ter cedido boa parte dos materiais utilizado no estudo, por ter me assistido e me acompanhado em todo o desenvolvimento do meu trabalho e por ter aceitado o convite para compor a banca da defesa;

À professor Sandra Soares, por ter aceitado o convite para compor a banca da defesa;

Ao CNPq, pelo apoio financeiro na forma de bolsa de mestrado;

À Lubnor e à Replan, por terem cedido os ligantes asfálticos para a realização do estudo;

À Ecija Comércio Exportação e Importação de Produtos Ltda, pela borracha de pneu moída, à Innophos Inc., pelo ácido polifosfórico, à Kraton, Dynasol, Betunel, Politeno, Cenpes-Petrobras, Unipar, e Dupont, pelos polímeros utilizados na modificação dos ligantes asfálticos;

Às pedreiras MFT de Itaitinga/CE e Bandeirantes de São Carlos/SP, pela cessão dos agregados minerais para a realização do estudo.

RESUMO

A modificação de ligantes asfálticos é uma prática cada vez mais comum em vias de elevado volume de tráfego e tem como objetivo a melhoria das características reológicas desses materiais, principalmente em temperaturas extremas. O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e polímeros no que diz respeito à rigidez e à resistência à deformação permanente. Foram estudadas 17 misturas asfálticas com a mesma granulometria porém com diferentes tipos de agregados e de ligantes asfálticos modificados por polímeros, borracha de pneu moído e ácido polifosfórico (PPA). A caracterização da resistência à deformação permanente destas misturas asfálticas foi realizada por meio do ensaio de *creep* dinâmico e a caracterização da rigidez foi feita por meio de curvas-mestres obtidas pelo processamento dos dados oriundos do ensaio de módulo dinâmico. Os resultados mostraram que a modificação dos ligantes asfálticos aumentou em resistência à deformação permanente das misturas asfálticas, principalmente naquelas em que foram utilizados ligantes asfálticos modificados por polímeros+PPA, por não terem atingido o *Flow Number* (critério de ruptura para o ensaio de *creep* dinâmico). A modificação dos ligantes asfálticos também causou um aumento na rigidez de todas as misturas asfálticas. Para frequências mais baixas de carregamento, a diferença de rigidez foi maior em relação à encontrada para as frequências mais altas. O PPA mostrou ser um modificador que aumenta a rigidez e a resistência à deformação permanente, além de ser uma alternativa efetiva com relação a economia de polímero, já que o seu uso permitiu a utilização de percentuais menores de polímero para a modificação dos ligantes asfálticos. Também foi verificado a ausência de correlações entre os parâmetros de ensaios de caracterização dos ligantes asfálticos e os parâmetros de resistência à deformação permanente das misturas asfálticas investigadas. Por fim, a análise feita entre as misturas asfálticas contendo o mesmo tipo de agregado e diferentes tipos de ligantes asfálticos e entre as misturas asfálticas com o mesmo ligante asfáltico e diferentes tipos de agregados mostrou que a resistência à deformação permanente de uma mistura asfáltica é consideravelmente mais influenciada pelo agregado do que pelo ligante asfáltico utilizado.

Palavras-chave: Ligantes asfálticos modificados. Polímeros. Borracha de pneu moído. Ácido polifosfórico. Misturas asfálticas. Propriedades mecânicas.

ABSTRACT

Asphalt binders modification is a common practice in heavy traffic roadways and its goal is to improve binder's rheological properties, especially in extreme temperatures. The main objective of this research was to evaluate the mechanical behavior of mixes designed with asphalt binders modified with polyphosphoric acid and polymers, with respect to their stiffness and rutting resistance. Seventeen asphalt mixes with two types of aggregate with the same gradation, but with asphalt binder modified by different types of polymer, ground tire rubber and polyphosphoric acid (PPA) were investigated. Repeated load permanent deformation test was used to evaluate the asphalt mixes' rutting resistance, and the dynamic modulus test results were used to characterize asphalt mixes stiffness. The results showed that asphalt binder modification influenced substantially the asphalt mixes rutting resistance, especially those with polymer+PPA modified binder, which did not reach Flow Number value (failure criteria for the repeated load permanent deformation test). Asphalt binder modification also increased the stiffness for all asphalt mixes evaluated in this study. For low frequency loading the stiffness variation was higher when compared to the high frequency ones. PPA proved to be a modifier that increases asphalt mixes stiffness and rutting resistance. Also it can be considered as an important tool for the polymer economy, since its use dispensed a high polymer content for asphalt binder modification. It was also verified for the asphalt mixes investigated that there are no correlations between asphalt binder characterization and rutting resistance parameters for the asphalt mixes. Finally, the analysis performed for the asphalt mixes with the same type of aggregate, but with different types of asphalt binder, and for the asphalt mixes with the same asphalt binder but with different aggregate type, showed that the asphalt mixes' rutting resistance is much more influenced by the aggregate type than by the asphalt binder.

Keywords: Modified asphalt binders. Polymers. Ground tire rubber. Polyphosphoric acid. Rutting. Mechanical properties.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de deformação permanente em um revestimento asfáltico com menos de 60 dias de serviço (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2008)	20
Figura 2 - Influência do agregado e do ligante no desempenho de misturas asfálticas (FHWA)	25
Figura 3 - <i>Aggregate Image Measurement System</i> (AIMS)	32
Figura 4 - Propriedades de um agregado: angularidade, forma e textura (adaptado de MASAD, 2004)	32
Figura 5 - Resultado típico para o parâmetro angularidade obtido no AIMS	33
Figura 6 - Deformação plástica e taxa de deformação plástica ao longo de um ensaio de carga repetida, com a identificação do FN (NASCIMENTO, 2008)	35
Figura 7 - (a) Aplicação de tensão durante o ensaio uniaxial de carga repetida e (b) deformação permanente durante o ensaio uniaxial de carga repetida e obtenção do FN.....	36
Figura 8 - Correlação entre a curva de deformação no ponto de 2% de deformação e o FN (DONGRE <i>et al.</i> , 2009)	37
Figura 9 - Intercepto (<i>a</i>) e inclinação da curva na zona secundária de deformação (<i>b</i>).....	38
Figura 10 - Determinação do (a) CDI, TDI e (b) TDI_m a partir da curva de compactação Superpave	40
Figura 11 - <i>Gyratory load plate assembly</i> (BAHIA e FAHEEN, 2007)	41
Figura 12 - Média de valores de (a) CDI e de (b) TDI encontrados nas misturas estudadas por Mahmoud e Bahia (2004)	42
Figura 13 - Correlação dos resultados do ensaio de simulação de laboratório com os valores de CDI obtidos por Nascimento (2008).....	43
Figura 14 - (a) Simulador de tráfego do tipo LCPC da USP, (b) simulador de tráfego do LMP/UFC e (c) simulador de tráfego espanhol (MARRÓN <i>et al.</i> , 2009)	45
Figura 15 - Localização das deformações ε_0 , ε_c e ε_r em um ciclo de fluência e de recuperação do ensaio de MSCR (DOMINGOS, 2011).....	46
Figura 16 - Localização das pedreiras MFT (Itaitinga-CE) e Bandeirantes (São Carlos -SP)....	48
Figura 17 - Granulometria utilizada nesse estudo	49
Figura 18 - (a) Vista externa e (b) vista interna da UTM - 25	55

Figura 19 - Equipamentos para os ensaios de (a) MR e vida de fadiga e de (b) RT	56
Figura 20 - Granulometria dos agregados graníticos provenientes da pedreira MFT (Itaitinga-CE).....	61
Figura 21 - Resultados típicos para propriedades (a) angularidade, (b) esfericidade, (c) textura e (d) forma 2D obtidos no AIMS	62
Figura 22 - Viscosidades rotacionais às temperaturas de 135, 143, 150, 163 e 177°C (DOMINGOS <i>et al.</i> , 2011).....	64
Figura 23 - Penetração das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (FAXINA, 2011)	65
Figura 24 - Ponto de amolecimento das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (FAXINA, 2011)	65
Figura 25 - Perda de massa (FAXINA, 2011).....	66
Figura 26 - Resultados de recuperação elástica obtidos nos ensaios MSCR (DOMINGOS, 2011).....	68
Figura 27 - Resultados de compliância não recuperável obtidos nos ensaios de MSCR (DOMINGOS, 2011).....	68
Figura 28 - Resultados de CDI	72
Figura 29 - Resultados de TDI_m para as misturas avaliadas nesse estudo.....	74
Figura 30 - Correlações entre as variáveis de densificação CDI e TDI_m com o teor de projeto de ligante asfáltico	75
Figura 31 - Valores de CDI e de TDI_m para todas as misturas avaliadas nesse estudo.....	76
Figura 32 - Correlação entre a inclinação b e o percentual de deformação a 10.000 ciclos	78
Figura 33 - Resultados do ensaio de <i>creep</i> dinâmico para todas as misturas com agregados basálticos avaliadas.....	78
Figura 34 - Resultados dos ensaios de <i>creep</i> dinâmico para as misturas com ligantes asfálticos do tipo CAP+Polímero+PPA.....	80
Figura 35 - Resultados dos ensaios de <i>creep</i> dinâmico para as misturas com formulações do tipo CAP+Polímero	81
Figura 36 - Resultados de <i>creep</i> dinâmico referentes às misturas asfálticas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA.....	82
Figura 37 - Resultados de <i>creep</i> dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA	83
Figura 38 - Resultados de <i>creep</i> dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA	84

Figura 39 - Resultados de <i>creep</i> dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+PE e CAP+PE+PPA	85
Figura 40 - Resultados de <i>creep</i> dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+SBR e CAP+SBR+PPA	87
Figura 41 - Resultados de FN referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+EVA e CAP+EVA+PPA	88
Figura 42 - Deformações durante o ensaio de <i>creep</i> dinâmico para as misturas asfálticas preparadas com agregados graníticos	91
Figura 43 - Resultados do ensaio de <i>creep</i> dinâmico para as misturas com CAP Replan e agregados graníticos e basálticos.....	93
Figura 44 - Resultados do ensaio de <i>creep</i> dinâmico para as misturas com CAP+PPA e agregados graníticos e basálticos.....	94
Figura 45 - Resultados do ensaio de <i>creep</i> dinâmico para as misturas com CAP+Elvaloy+PPA e agregados graníticos e basálticos.....	95
Figura 46 - Curvas mestras de MD para as misturas asfálticas com agregados basálticos	97
Figura 47 - Curvas mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA	99
Figura 48 - Curvas-mestres de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA	100
Figura 49 - Curvas-mestres de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA	101
Figura 50 - Curvas-mestres de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+PE e CAP+PE+PPA	102
Figura 51 - Curvas-mestres de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+SBR e CAP+SBR+PPA	103
Figura 52 - Curvas-mestres de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+EVA e CAP+EVA+PPA	104
Figura 53 - Curvas-mestres para as misturas asfálticas com agregados graníticos	105
Figura 54 - Curvas-mestres para as misturas com CAP Replan e agregados graníticos e basálticos	106
Figura 55 - Curvas-mestres para as misturas com CAP+PPA e agregados graníticos e basálticos	106
Figura 56 - Curvas-mestres para as misturas com CAP+Elvaloy+PPA e agregados graníticos e basálticos	107

Figura 57 - Resultados dos ensaios de MR para todas as misturas asfálticas com agregados basálticos	108
Figura 58 - Resultados dos ensaios de RT para todas as misturas asfálticas com agregados basálticos	108
Figura 59 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA.....	109
Figura 60 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA	110
Figura 61 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+SBS e CAP+SBS+PPA	110
Figura 62 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas	111
Figura 63 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+PE e CAP+PE+PPA	111
Figura 64 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+SBR e CAP+SBR+PPA	112
Figura 65 - Comparativo de ordenamentos médios das 13 misturas asfálticas preparadas com os agregados basálticos e as propriedades dos ligantes obtidos por Domingos (2011)	115
Figura 66 - Correlação entre os resultados dos ensaios de <i>creep</i> dinâmico com os resultados do ensaio de MD a 54,4°C.....	116
Figura 67 - Correlação entre as variáveis de densificação (CDI e TDI _m) com os resultados de percentual de deformação a 10.000 ciclos obtidos nos ensaios de <i>creep</i> dinâmico	117
Figura 68 - Moldagem dos CPs	130
Figura 69 - Ajuste dos LVDTs para o ensaio de <i>creep</i> dinâmico	131
Figura 70 - Posicionamento dos LVDTs	131
Figura 71 - Gráfico de deformação acumulada e taxa de deformação <i>versus</i> ciclos de carga	132
Figura 72 - Distribuição de angularidade dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (<i>a</i> à <i>i</i>) e juntas (<i>j</i> e <i>l</i>) analisadas pelo AIMS	133
Figura 73 - Distribuição de valores de esfericidade dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (<i>a</i> à <i>c</i>) e juntas (<i>d</i> e <i>e</i>) analisadas pelo AIMS	137
Figura 74 - Distribuição de textura dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (<i>a</i> à <i>c</i>) e juntas (<i>d</i> e <i>e</i>) analisadas pelo AIMS	139

Figura 75 - Distribuição de forma 2D dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *f*) e juntas (*g* e *h*) analisadas pelo AIMS 141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Critérios de dosagem baseados nas variáveis de densificação CDI e TDI, propostos por Bahia e Faheem (2007)	43
Tabela 2 - Formulações dos ligantes asfálticos e suas respectivas condições de processamento	50
Tabela 3 - Resultados da caracterização dos agregados graníticos provenientes da pedreira MFT (Itaitinga-CE)	60
Tabela 4 - Resultados do ensaio de granulometria dos agregados graníticos provenientes da pedreira MFT (Itaitinga-CE)	60
Tabela 5 - Resumo dos resultados obtidos no AIMS para as propriedades dos dois tipos de agregados (9,5 e 2,4mm)	63
Tabela 6 - Resultados de recuperação elástica e compliância não recuperável obtidos nos ensaios MSCR (DOMINGOS, 2011)	67
Tabela 7 - Temperaturas de usinagem e de compactação e teores de projeto de ligante asfáltico.....	69
Tabela 8 - Parâmetros volumétricos das dosagens	70
Tabela 9 - Resultados de FN das misturas asfálticas preparadas com o CAP Replan e o CAP+PPA.....	77
Tabela 10 - Percentuais de deformação de todas as misturas em relação à mistura com CAP Replan puro em um dado ciclo	89
Tabela 11 - Deformação para as misturas com agregados basálticos.....	90
Tabela 12 - FN para todas as misturas com agregados graníticos.....	91
Tabela 13 - Resultados dos fatores de deslocamento	97
Tabela 14 - Vida de fadiga das misturas asfálticas analisadas (NUÑES <i>et al.</i> , 2012)	113
Tabela 15 - Ordenamento das propriedades mecânicas de resistência à deformação permanente das 13 misturas contendo os agregados basálticos	114
Tabela 16 - Correlações entre as propriedades dos ligantes asfálticos e os parâmetros de resistência à deformação permanente das misturas asfálticas	118
Tabela 17 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP Replan	143
Tabela 18 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+PPA ...	144
Tabela 19 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+Elvaloy+PPA	145

Tabela 20 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+Borracha	146
Tabela 21 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+Borracha+PPA	147
Tabela 22 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBS....	148
Tabela 23 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBS+PPA	149
Tabela 24 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+EVA...	150
Tabela 25 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+EVA+PPA	151
Tabela 26 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+PE	152
Tabela 27 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+PE+PPA	153
Tabela 28 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBR ...	154
Tabela 29 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBR+PPA	155
Tabela 30 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP Lubnor	156
Tabela 31 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP Replan.....	157
Tabela 32 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP+PPA ...	158
Tabela 33 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP+Elvaloy+PPA	159
Tabela 34 - Resultados dos valores de b , CDI, TDI _m , MR e RT	160

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

α_T	Fator de Deslocamento Horizontal
AAUQ	Areia Asfáltica Usinada a Quente
AIMS	<i>Aggregate Image Measurement System</i>
ANP	Agência Nacional do Petróleo
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
APA	<i>Asphalt Pavement Analyzer</i>
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CDI	<i>Construction Densification Index</i>
CEI	<i>Contact Energy Index</i>
CFI	<i>Compaction Force Index</i>
CV	Coeficiente de Variação
CGS	Compactador Giratório Superpave
CP	Corpo de Prova
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EVA	Etil Vinil Acetato
FN	<i>Flow Number</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
GLPA	<i>Gyratory Load Plate Assembly</i>
G_{mm}	Massa Específica Máxima Medida
G_{sb}	Massa Específica Aparente
HWTT	<i>Hamburg Wheel Tracking Test</i>
J_{nr}	Compliância não-recuperável
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
Lubnor	Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MD	Módulo Dinâmico
MR	Módulo de Resiliência
MSCR	<i>Multiple Stress Creep Recovery</i>
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>

P_{cmi}	Peso do Cilindro + Mistura Imersa
PDI	Processamento Digital de Imagens
PG	<i>Performance Grade</i>
P_i	Peso Imerso
PPA	Ácido Polifosfórico
P_s	Peso Seco
P_{sss}	Peso com Superfície Seca Saturada
PRD	<i>Percentage of Rut Depth</i>
R	Recuperação Elástica
R^2	Coeficiente de Determinação
RBV	Relação Betume/Vazios
RD	<i>Rut Depth</i>
RCD	Resíduo de Construção e Demolição
Replan	Refinaria de Paulínia
RSSTCH	<i>Repeated Simple Shear Test at Constant Height</i>
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
SBS	Estireno Butadieno Estireno
SMA	<i>Stone Matrix Asphalt</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
TDI	<i>Traffic Densification Index</i>
TDI_m	<i>Traffic Densification Index</i> modificado
TFI	<i>Traffic Force Index</i>
TMN	Tamanho Máximo Nominal
UTM	<i>Universal Testing Machine</i>
VAM	Vazios no Agregado Mineral
Vv	Volume de vazios
WLF	Williams-Landel-Ferry
WTS	<i>Wheel Track Slope</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 Problema.....	21
1.2 Objetivo geral	22
1.3 Objetivos específicos	22
1.4 Estrutura da dissertação	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
2.1 Deformação permanente em misturas asfálticas	24
2.2 Modificação de ligantes asfálticos.....	28
2.3 Ácido polifosfórico (PPA).....	29
2.4 Caracterização de agregados minerais utilizando o <i>Aggregate Image Measurement System</i> (AIMS)	31
2.5 Dosagem Superpave	33
2.6 Ensaios para avaliação da resistência à deformação permanente em laboratório	34
2.6.1 <i>Ensaio de creep dinâmico</i>	34
2.6.2 <i>Ensaio de Módulo Dinâmico (MD)</i>	38
2.6.3 <i>Variáveis de densificação CDI, TDI e TDI_m</i>	39
2.6.4 <i>Ensaios de simulação de tráfego</i>	44
2.6.5 <i>Ensaio de fluência e recuperação sob tensões múltiplas (MSCR)</i>	45
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	48
3.1 Agregados	48
3.2 Curva granulométrica	49
3.3 Ligantes asfálticos	49
3.4 Plano experimental geral	51
3.5 Dosagem das misturas asfálticas	53
3.6 Ensaios mecânicos	54
3.6.1 <i>Ensaio de Módulo Dinâmico (MD)</i>	54
3.6.2 <i>Ensaio de creep dinâmico</i>	55
3.6.3 <i>Ensaios de Módulo de Resiliência (MR), Resistência à Tração (RT) e vida de fadiga</i>	56
3.6.4 <i>Obtenção das variáveis CDI e TDI_m</i>	57
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	59
4.1 Resultados da caracterização dos materiais.....	59
4.1.1 <i>Agregados</i>	59
4.1.2 <i>Ligantes asfálticos</i>	63

4.2 Dosagem Superpave das misturas asfálticas	69
4.3 Ensaios mecânicos.....	71
4.3.1 <i>Variáveis de Densificação CDI e TDI_m</i>	71
4.3.2 <i>Ensaios de creep dinâmico</i>	76
4.3.2.1 Resultados dos ensaios realizados nas 13 misturas asfálticas contendo agregados basálticos	76
4.3.3.2 Resultados dos ensaios realizados nas quatro misturas asfálticas preparadas com agregados graníticos e comparação desses resultados com as misturas asfálticas contendo agregados basálticos	91
4.3.3 <i>Ensaios de Módulo Dinâmico (MD)</i>	96
4.3.3.1 Resultados dos ensaios de MD realizados nas 13 misturas asfálticas contendo agregados basálticos	96
4.3.3.2 Resultados dos ensaios realizados nas misturas asfálticas contendo agregados graníticos e comparação com as misturas asfálticas com agregados basálticos.....	104
4.3.4 <i>Ensaios de módulo de resiliência (MR), resistência à tração (RT) e vida de fadiga</i>	107
4.4 Correlações entre as propriedades dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas avaliadas	115
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124
Apêndice A - Procedimento do ensaio de <i>creep</i> dinâmico.....	130
Apêndice B - Resultados de caracterização dos agregados pelo AIMS	133
Apêndice C - Resultados dos ensaios de módulo dinâmico para todas as misturas	143

1 INTRODUÇÃO

Os tipos de defeitos mais frequentes encontrados em pavimentos asfálticos brasileiros são a fadiga e a deformação permanente. No caso da deformação permanente, este pode ser devido: (i) à consolidação das camadas, seja por densificação associada às tensões cisalhantes, ou (ii) a algum problema associado ao projeto da mistura asfáltica. O que agrava a situação é que este tipo de defeito costuma se manifestar de maneira precoce, comprometendo a serventia dos pavimentos em poucas semanas (NASCIMENTO *et al.*, 2008). A Figura 1 ilustra esse defeito em um revestimento asfáltico com menos de 60 dias em serviço.

Figura 1 - Exemplo de deformação permanente em um revestimento asfáltico com menos de 60 dias de serviço (NASCIMENTO *et al.*, 2008)



A deformação permanente nos revestimentos asfálticos é caracterizada por depressões longitudinais nas trilhas de roda, as quais aumentam com as cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos (MAHMOUD e BAHIA, 2004). Para combater este tipo de defeito em misturas asfálticas se recorre, sobretudo, a agregados com propriedades específicas como alta angularidade, forma cúbica e textura rugosa, como também a utilização de ligantes asfálticos modificados.

A utilização de ligantes asfálticos modificados em misturas apresenta um alto potencial de sucesso no projeto de pavimentos. Entre os possíveis benefícios da modificação estão o aumento da vida de serviço e a diminuição da espessura das camadas de revestimento ou base (AL-HADIDY e TAN, 2009a e b). Dos diversos modificadores existentes, o ácido polifosfórico (*PPA-polyphosphoric acid*) vem ganhando espaço na pavimentação. A

utilização de PPA para a modificação de ligantes asfálticos é uma técnica estabelecida desde 1972 nos Estados Unidos. No entanto esse modificador só passou a ser comercializado a partir do final dos anos 90 (ORANGE *et al.*, 2004).

A vantagem do uso do PPA é a melhoria das propriedades reológicas do ligante asfáltico em altas temperaturas, nas quais a deformação permanente se manifesta, com a adição de um baixo percentual desse modificador ao ligante asfáltico sem afetar (ou afetando minimamente) as propriedades reológicas do ligante em temperaturas intermediárias e baixas (FHWA, 2012). Nos Estados Unidos, alguns departamentos de transportes preocuparam-se com o uso do PPA como modificador. Houve relatos negativos e positivos com relação à interação do PPA com outros componentes da mistura como a cal e os modificadores utilizados para minimizar o dano por umidade. Também foi verificado que diversos trechos experimentais nos Estados Unidos executados com PPA ou PPA+Estireno-Butadieno-Estireno (SBS) apresentaram elevada resistência à deformação permanente e não apresentaram trincamento por fadiga (FHWA, 2012). Alguns desses trechos foram construídos em climas quentes e outros em climas frios e todos apresentaram desempenho satisfatório com relação às características mecânicas ao longo de 10 anos de serviço.

1.1 Problema

A deformação permanente em misturas asfálticas é um defeito comum no Brasil e ocorre geralmente em ambientes com altas temperaturas (em torno de 60°C), nos quais é observada a redução de rigidez do ligante. Com o ligante menos rígido, a mistura asfáltica perde parte da sua capacidade estrutural, sofrendo deformações plásticas. É nesse momento que o agregado mineral, por meio do intertravamento do esqueleto pétreo e de suas propriedades de forma, angularidade e textura, fornece a resistência necessária para manter a mistura asfáltica bem estruturada e sem deformações plásticas excessivas. Agregados com baixa angularidade e textura lisa podem gerar misturas com baixa resistência à deformação permanente. Nas regiões onde só há disponibilidade desse tipo de agregado a única opção é suprir a deficiência funcional do agregado com a modificação do ligante asfáltico. No entanto, sabe-se que modificar o ligante é uma ação encarecedora para o custo de uma obra de pavimentação, o que compromete o uso da técnica em diversos estados brasileiros por falta de orçamento. Com isso, surge a necessidade de suprir a deficiência de um agregado de má qualidade com a modificação do ligante asfáltico de forma menos onerosa.

1.2 Objetivo geral

O objetivo geral desse trabalho é avaliar o efeito do uso do ácido polifosfórico (PPA), da borracha moída de pneu e de diversos polímeros como modificadores de ligantes asfálticos no comportamento mecânico de misturas asfálticas, enfatizando a resistência à deformação permanente.

1.3 Objetivos específicos

- Avaliar o desempenho de misturas asfálticas confeccionadas com ligantes asfálticos modificados com relação à resistência à deformação permanente, por meio dos seguintes parâmetros e propriedades: *Construction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* modificado (TDI_m), *Flow Number* (FN) e Módulo Dinâmico (MD), além de verificar a existência de correlações entre esses parâmetros;
- Avaliar a viabilidade do uso do PPA individualmente ou associado a polímeros e a borracha moída de pneus como modificador de ligantes asfálticos;
- Verificar quais propriedades reológicas dos ligantes asfálticos se correlacionam bem com as propriedades mecânicas das misturas asfálticas obtidas em laboratório no que diz respeito à resistência à deformação permanente das mesmas;
- Avaliar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas com a utilização de agregados com composições mineralógicas distintas e ligantes asfálticos convencionais e modificados;
- Avaliar a influência da angularidade, da forma e da textura dos agregados minerais, obtidas no *Aggregate Image Measurement System* (AIMS), na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas confeccionadas com esses agregados.

1.4 Estrutura da dissertação

A dissertação está dividida em cinco capítulos da seguinte forma:

- O capítulo 1 (Introdução) contextualiza o tema em estudo, contendo tópicos como a descrição do problema de pesquisa, os objetivos geral e específicos do estudo.

- O capítulo 2 (Revisão Bibliográfica) apresenta definições importantes para o entendimento do tema investigado. Nele é apresentada uma revisão sobre deformação permanente em misturas asfálticas, sobre os ensaios mecânicos relevantes para esse estudo e sobre a influência da modificação do ligante na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.
- O capítulo 3 (Materiais e Métodos) apresenta a procedência dos materiais utilizados na pesquisa (ligantes e agregados), incluindo a formulação de todos os ligantes utilizados e a curva granulométrica das misturas estudadas; é apresentada também a descrição dos ensaios realizados e do procedimento de dosagem das misturas.
- O capítulo 4 (Resultados e Discussões) mostra os resultados da caracterização dos materiais, que inclui os ensaios realizados normatizados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para os agregados, os resultados obtidos com o uso do AIMS para a determinação das propriedades de forma, de angularidade e de textura dos agregados e os ensaios de caracterização reológica dos ligantes. Além disso, são apresentados os resultados das dosagens, dos ensaios mecânicos e as possíveis correlações entre as propriedades reológicas de ligantes e misturas e uma discussão acerca dos resultados obtidos.
- O capítulo 5 (Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros) apresenta as conclusões das análises realizadas no trabalho, além de recomendações e sugestões para trabalhos futuros.
- Finalmente, é apresentada a lista de referências utilizadas para embasar o trabalho. Em seguida, são apresentados o Apêndice A, descrevendo os procedimentos do ensaio de *creep* dinâmico, o Apêndice B, detalhando a caracterização realizada nos agregados com a utilização do AIMS, e o Apêndice C, com todos os resultados de módulo dinâmico das misturas asfálticas analisadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

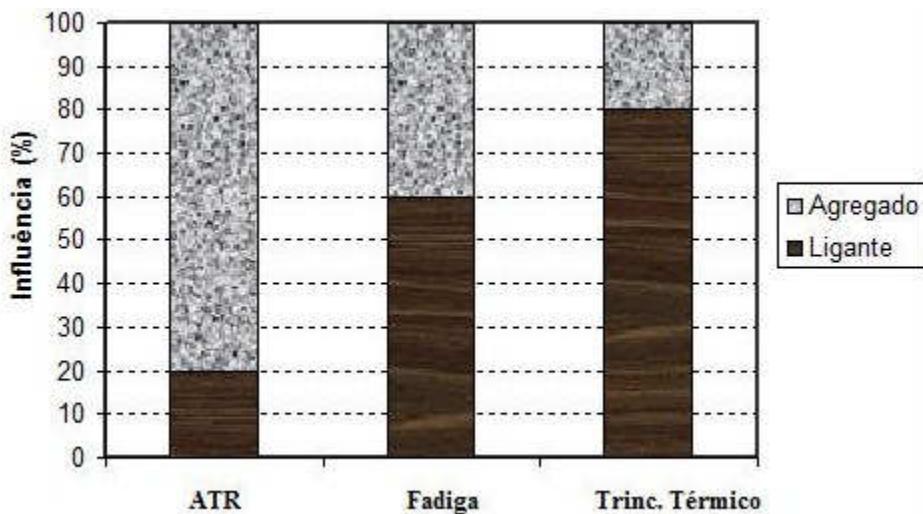
Nesta seção, é apresentada, primeiramente, uma revisão sobre resistência à deformação permanente em misturas asfálticas, destacando os mecanismos desse defeito e alguns trabalhos desenvolvidos sobre esse tema. Como neste estudo há o uso de vários tipos de ligantes asfálticos modificados, foi inserido um tópico sobre a modificação de ligantes asfálticos descrevendo alguns estudos com a utilização de borracha de pneu moída, polímeros e PPA. Também há uma revisão sobre o AIMS, mostrando quais propriedades de agregados são analisadas por esse equipamento e como essas influenciam na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Finalmente, há uma seção sobre os ensaios de *creep* dinâmico e de módulo dinâmico e sobre as variáveis CDI e TDI_m, que foram utilizadas nesse estudo para a caracterização de misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente. Também foi inserido um tópico sobre ensaios de simulação de tráfego em laboratório, que, apesar de não terem sido utilizados neste estudo, são bastante disseminados e utilizados para a caracterização mecânica de misturas asfálticas. Há, também, um tópico sobre o ensaio de *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR), que é um dos ensaios mais atuais para a caracterização de ligantes asfálticos no que diz respeito à resistência à deformação permanente e que foi também utilizado nesse estudo. Os resultados desse ensaio foram obtidos a partir de Domingos (2011).

2.1 Deformação permanente em misturas asfálticas

A deformação permanente é um dos defeitos mais comuns em pavimentos asfálticos, podendo ser atribuída ao revestimento, às camadas subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de defeitos em diversas camadas. Para o estudo em laboratório da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, os ensaios mais utilizados são: (i) *creep* estático, (ii) uniaxial de carga repetida (também chamado por alguns autores de *creep* dinâmico), (iii) triaxial com carregamento repetido e (iv) simulação em laboratório (SHELL, 2003). A deformação permanente em misturas asfálticas ocorre devido a uma combinação do fluxo de material (viscoelástico ou viscoplástico) e do dano nesse material, representado pela formação e pela propagação de microtrincas (BERNUCCI *et al.*, 2007). Os principais fatores que contribuem para a formação deste defeito são: (i) percentual de ligante asfáltico elevado, (ii) granulometria com alto teor de finos, (iii) ligante asfáltico com consistência baixa para a temperatura da região, (iv) agregados com baixa angularidade, baixa rugosidade e forma

esférica, (v) temperaturas elevadas e (vi) compactação insuficiente. Em uma avaliação qualitativa, sabe-se que os agregados exercem maior influência na resistência à deformação permanente se comparados ao ligante asfáltico. A FHWA chega a citar que os agregados respondem por 80% da responsabilidade de prevenir este tipo de defeito (FIGURA 2). Isso mostra a importância de se ter um esqueleto mineral bem dimensionado e de se estudar as propriedades dos agregados minerais.

Figura 2 - Influência do agregado e do ligante no desempenho de misturas asfálticas (FHWA)



Bessa (2012) avaliou três tipos de agregados de origens mineralógicas distintas (granito, gnaisse e fonolito), porém com propriedades similares com relação à angularidade, à forma e à textura. Verificou-se por meio de ensaios mecânicos que as misturas asfálticas compostas por esses agregados apresentaram comportamento similares com relação à rigidez, à resistência à tração e à deformação permanente, diferenciando-se apenas no comportamento com relação a resistência à fadiga para ensaios realizados à tensão controlada. Isso mostrou que a angularidade, a forma e a textura dos agregados podem ser mais influentes nas características mecânicas das misturas se comparadas às características mineralógicas dos mesmos.

A preocupação com os agregados é uma das características da dosagem Superpave, concebida como produto do *Strategic Highway Research Program* (SHRP), realizado entre 1987 e 1992, com o objetivo de melhorar a qualidade e a durabilidade dos revestimentos asfálticos produzidos nos Estados Unidos. No entanto, o maior fruto do SHRP foi relacionado à especificação de ligantes asfálticos. Atualmente, essa especificação é adotada para a dosagem de misturas asfálticas, sendo continuamente refinada por diversos

países, incluindo o Brasil (TONIAL e LEITE, 1995; MOTTA *et al.*, 1996; VIANA *et al.*, 1996; MARQUES, 2004).

Há diversos estudos internacionais que abordam a deformação permanente em misturas asfálticas. Dessouky *et al.* (2004) desenvolveram um método que consiste em uma derivação matemática aliada a um procedimento experimental, que determina um parâmetro de estabilidade determinado *Contact Energy Index* (CEI). Este parâmetro reflete a habilidade da estrutura do esqueleto mineral de desenvolver contato entre as partículas quando estas estão sujeitas a tensões de cisalhamento, que contribuem na resistência à deformação permanente. Mahmoud e Bahia (2004) correlacionaram as variáveis de densificação CDI e *Traffic Densification Index* (TDI) com os resultados do ensaio de *creep* dinâmico e concluíram que essas variáveis podem ser utilizadas para a previsão da resistência à deformação permanente em misturas asfálticas. Zhou *et al.* (2003) realizaram seis ensaios de deformação permanente em sete misturas asfálticas que foram utilizadas em campo e submetidas ao mesmo nível de tráfego. Esses ensaios foram: *creep* dinâmico, *Repeated Simple Shear Test at Constant Height* (RSST-CH), Módulo de Resiliência (MR), simulação utilizando o *Asphalt Pavement Analyzer* (APA), simulação utilizando o *Hamburg Wheel Tracking Test* (HWTT) e MD. Todas as misturas tiveram as deflexões medidas após ação do tráfego e foram comparadas com os resultados dos ensaios de deformação permanente realizados em laboratório. Os resultados mostraram que apenas o RSST-CH e o *creep* dinâmico conseguiram ranquear as misturas asfálticas da mesma maneira com relação à resistência à deformação permanente das mesmas quando observados os resultados de deflexões.

No Brasil, também há diversos trabalhos que abordaram a deformação permanente em misturas asfálticas. Aragão *et al.* (2007) avaliaram, por meio do APA e das variáveis de densificação CDI e TDI, a necessidade da zona de restrição como critério limitador da granulometria de misturas dosadas pela metodologia Superpave projetadas para suportar baixos volumes de tráfego. Nesse estudo, foram avaliadas misturas cujas curvas granulométricas passavam dentro da zona de restrição e contudo não apresentaram baixa resistência à deformação permanente. Esses autores também avaliaram curvas que passavam acima e abaixo da zona de restrição. As curvas que passavam acima e abaixo desta citada zona apresentaram, respectivamente, a melhor e a pior resistência à deformação permanente para os dois parâmetros analisados. Os autores não especificaram os teores de ligante das misturas asfálticas e nem a que esse comportamento foi atribuído.

Nascimento (2008) comprovou que o TDI_m, assim como o TDI, apresenta boas correlações, com coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,92 em média, com outros resultados de ensaios para a caracterização da resistência à deformação permanente (ensaio de simulação de tráfego em laboratório e *creep* dinâmico), podendo ser utilizados como parâmetros para a determinação da resistência à deformação permanente. Onofre (2010) constatou, por meio de correlações com outros resultados de ensaios de deformação permanente (*creep* dinâmico e simulação de tráfego em laboratório), que as variáveis de densificação CDI, TDI e TDI_m também podem ser utilizadas para avaliar a resistência à deformação permanente em misturas contendo escória de aciaria e Resíduo de Construção e Demolição (RCD) em sua composição.

Cavalcanti *et al.* (2010) comprovaram que misturas mornas com aditivo surfactante possuem melhor trabalhabilidade (baixos valores de CDI) e maior resistência à deformação permanente (maiores valores de TDI e FN) apesar de terem temperaturas de compactação menores do que aquelas encontradas para misturas confeccionadas a quente. Moura (2010) concluiu em seu trabalho, com base nos resultados de ensaios de deformação permanente com a utilização de simulador de tráfego do tipo LCPC, que o teor de ligante asfáltico e as propriedades reológicas dos mesmos exercem influência na resistência à deformação permanente. Essa conclusão foi verificada com base em ensaios conduzidos em misturas com a mesma granulometria, porém com diferentes tipos de ligantes: convencionais e modificados. Nesses ensaios, os menores valores de Afundamento de Trilha de Roda (ATR) foram verificados para as misturas com ligantes modificados por SBS ou borracha de pneu moído. As misturas com Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) 30/45 exibiram valores de ATR ligeiramente superiores se comparados às misturas com ligante asfáltico modificado. Porém as misturas com ligante asfáltico modificado apresentaram melhor resistência à deformação permanente se comparados às misturas confeccionadas com o CAP 50/70. Além disso, foi verificado que misturas contendo ligante asfáltico modificado, por apresentarem menores valores de ATR, suportam melhor a variação no teor de ligante asfáltico encontrado em misturas produzidas em usina, que é de $\pm 0,3\%$. Logo, isso pode ser vantajoso caso ocorra um erro de execução com relação ao percentual de ligante adicionado à mistura asfáltica durante a usinagem.

Diversos trabalhos publicados na literatura mostraram que as principais propriedades de agregados minerais que influenciam na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas são: (i) angularidade, (ii) forma e (iii) textura. Sanders e Dukatz (1992) e Stiady *et al.* (2002) concluíram que agregados com maior angularidade (maior número de

faces fraturadas) tendem a compor misturas asfálticas com maior resistência à deformação permanente. Mahmoud e Bahia (2004) mostraram que agregados com textura mais rugosa geram misturas asfálticas com maior resistência à deformação permanente.

Em relação aos ligantes asfálticos, aqueles que tiverem maior consistência, ou seja, menor penetração ou *Performance Grade* (PG) mais elevado, tendem a gerar misturas asfálticas mais resistentes com relação à deformação permanente. No entanto, a baixa influência das propriedades do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente é devido ao fato de que em altas temperaturas, o ligante dentro da mistura, independente da sua consistência, tende a se tornar menos consistente, resistindo menos à ação do tráfego de veículos. Goodrich (1991) afirmou que, em altas temperaturas, a reologia da mistura asfáltica deve ser predominantemente influenciada pelas propriedades dos agregados minerais.

2.2 Modificação de ligantes asfálticos

Muitos estudos nacionais e internacionais abordaram a modificação de ligantes asfálticos com a utilização de diversos tipos de aditivos. Essas modificações visam a melhoria de algumas propriedades da mistura asfálticas, tais como: (i) resistência à deformação permanente, (ii) resistência à fadiga, (iii) resistência ao trincamento térmico, (iv) resistência ao dano por umidade induzida, entre outras (YILDIRIM, 2007). Para serem empregados como modificadores de ligantes asfálticos, os aditivos devem ser compatíveis com os ligantes e resistentes às altas temperaturas empregadas nas operações de compactação e de usinagem. As propriedades do ligante são sensíveis às condições de operação, refletindo diretamente nas mudanças, na constituição e/ou na estrutura do material (LUCENA, 2005; BRINGEL, 2007; YILDIRIM, 2007; ALENCAR, 2009).

De acordo com Bates e Worch (1987), as principais características oferecidas por um ligante asfáltico modificado por polímero são: a maior recuperação elástica e o aumento do ponto de amolecimento, da viscosidade, da força de coesão e da ductibilidade. Os produtos poliméricos comumente utilizados para a modificação de ligantes são: (i) o copolímero de SBS, (ii) Borracha de Butadieno Estireno (SBR), (iii) elvaloy, (iv) borracha de pneu moído, (v) o copolímero de Etil Vinil Acetato (EVA) e (vi) Polietileno (PE). Fontes *et al.* (2010) mostraram que misturas contendo ligante asfáltico modificado com borracha de pneu moído apresentaram melhor resistência à deformação permanente quando comparadas às misturas

convencionalmente utilizadas no Brasil, como Concreto Asfáltico (CA) e Areia Asfalto Usinada a Quente (AAUQ) sem ligantes modificados.

Kumar *et al.* (2010) mostraram que o copolímero SBS, ao ser incorporado ao ligante asfáltico, diminui a susceptibilidade térmica das misturas asfálticas, tornando-as mais resistentes ao trincamento térmico e à deformação permanente. Também foi mostrado que a adição do polímero EVA ao ligante torna a mistura mais resistente à deformação permanente, porém esta adição não contribui para melhorar a resistência ao trincamento térmico. Em Kumar *et al.* (2010) também verificou-se que misturas asfálticas contendo ligante modificado com EVA tiveram melhor resistência ao dano por umidade induzida.

De acordo com Cagri e Burak (2009), o copolímero SBS é classificado como um elastômero, que aumenta a elasticidade do ligante asfáltico, tratando-se de um dos polímeros mais adequados para esse tipo de aplicação. Apesar de aumentar a flexibilidade em baixas temperaturas, alguns autores indicam que o SBS aumenta a penetração do ligante asfáltico e diminui a resistência à deformação permanente da mistura em altas temperaturas. A resistência e a elasticidade desse polímero são derivadas de redes de ligações físicas tridimensionais das moléculas. Os blocos de poliestireno transmitem os esforços ao polímero, enquanto que a matriz de polibutadieno confere alta viscosidade ao material.

Al-Hadidy e Tan (2011) utilizaram um ligante asfáltico modificado por 5% de SBS em uma mistura do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA). O ligante asfáltico modificado foi comparado com ligantes convencionais, assim como uma mistura asfáltica contendo o ligante modificado em sua composição foi comparada a misturas confeccionadas com o ligante convencional. O ligante modificado por SBS apresentou maior ponto de amolecimento e menor suscetibilidade térmica, perda de massa e envelhecimento, quando comparado aos ligantes convencionais. Em relação aos resultados dos ensaios mecânicos, a mistura com SBS apresentou estabilidade Marshall 4,8% superior, resistência à tração de 22 a 24% superior em temperaturas variando de 25 a 60°C, 39% de aumento no valor do módulo de resiliência a 25°C e cerca de 80% inferior deformação permanente (ensaio de simulação de tráfego em laboratório).

2.3 Ácido polifosfórico (PPA)

A utilização de PPA para a modificação de ligantes asfálticos é uma técnica norte americana estabelecida em 1972. No entanto esse modificador só passou a ser comercializado nos Estados Unidos a partir do final dos anos 90 (ORANGE *et al.*, 2004). Vários estudos

sobre esse aditivo têm mostrado que a modificação química pelo mesmo apresenta melhorias nas propriedades reológicas dos ligantes asfálticos (MASSON e COLLINS, 2009).

Uma das consequências causadas pela modificação do ligante asfáltico por PPA é o enrijecimento do ligante asfáltico. Diversos mecanismos foram propostos para explicar o enrijecimento causado pela modificação do ligante asfáltico por PPA: (i) formação de dutos de PPA (associada à perda de saturados e do aumento e aglomeração dos grupos polares), (ii) alquilação dos aromáticos (também causadora da perda de saturados e do aumento da concentração de asfaltenos devido a reações dos grupos aromáticos com compostos de alquila), (iii) reticulação de segmentos de asfaltos (que ocorre devido à união entre segmentos ligados de forma covalente de asfalto-PPA-asfalto com cadeias alongadas de PPA que não reagiram), (iv) formação de aglomerados iônicos (fenômeno causado pela agregação de sais de fosfato que formam grupos iônicos) e (v) ciclização de compostos alquilo-aromáticos (mecanismo que leva a obter grupos naftenos-aromáticos mais rígidos). Não se sabe, no entanto, qual ou quais desses mecanismos prevalecem em relação aos demais. Para isso seria necessária uma análise físico-química detalhada. Além disso, o enrijecimento depende da composição química do ligante asfáltico de base (BAUMGARDNER *et al.*, 2005).

Fernandes *et al.* (2010) estudaram o efeito da modificação do ligante asfáltico por PPA nas suas propriedades reológicas nos teores de 0,5, 1,0 e 1,5%. Os resultados mostram que o aditivo aumentou a viscosidade do ligante asfáltico sem alterar o seu comportamento Newtoniano e que a adição de teores maiores do aditivo aumenta ainda mais a viscosidade. A mistura asfáltica com ligante modificado por 0,5% de PPA apresentou o menor valor para as temperaturas de usinagem e de compactação, entre todas as misturas avaliadas. Os ensaios mecânicos revelaram, com a adição de PPA, um aumento da rigidez (maior G^*) e uma melhoria da elasticidade (diminuição do ângulo de fase), com um consequente aumento no grau de desempenho. Grande *et al.* (2009) observaram que a adição do PPA ao ligante contribui para o aumento da rigidez da mistura asfáltica, aliado a um aumento de sua flexibilidade, sendo a influência deste modificador no aumento da rigidez mais intensa com o aumento de sua concentração no ligante asfáltico.

O uso da especificação Superpave para ligantes asfálticos encorajou agências norte americanas a aumentar a faixa de temperatura do *Performance Grade* (PG), que é a diferença entre a temperatura alta e a temperatura baixa do PG. Um PG 76-22, por exemplo, abrangeia uma faixa de temperatura de 98°C, que é superior à faixa de um ligante asfáltico virgem. Para atingir essa faixa, algum tipo de aditivação seria necessária. Em muitos casos, o modificador utilizado seria um polímero, por melhorar as propriedades a altas temperaturas.

No entanto, a modificação por polímero pode afetar, também, as propriedades reológicas para as temperaturas intermediárias. Em alguns casos, onde a adição de polímero em percentual é maior do que 3% para mudar o PG 64-22 para um PG 76-22, haverá uma tendência de aumentar a rigidez para as temperaturas intermediária e baixa, o que levaria a um PG 76-16. O uso do PPA, associado a um polímero para a modificação de ligantes asfálticos, pode minimizar o aumento de rigidez a temperaturas baixas e intermediárias e permitir a produção de um ligante PG 76-22. A quantidade de PPA necessária para isso varia de acordo com o ligante asfáltico de base e o tipo de polímero utilizado. Quanto maior for a quantidade de asfalteno em um ligante asfáltico, maior será o efeito do enrijecimento provocado pela modificação por PPA, ainda que o percentual de modificação seja baixo (FHWA, 2012). Isso ocorre porque o PPA interage com os asfaltenos.

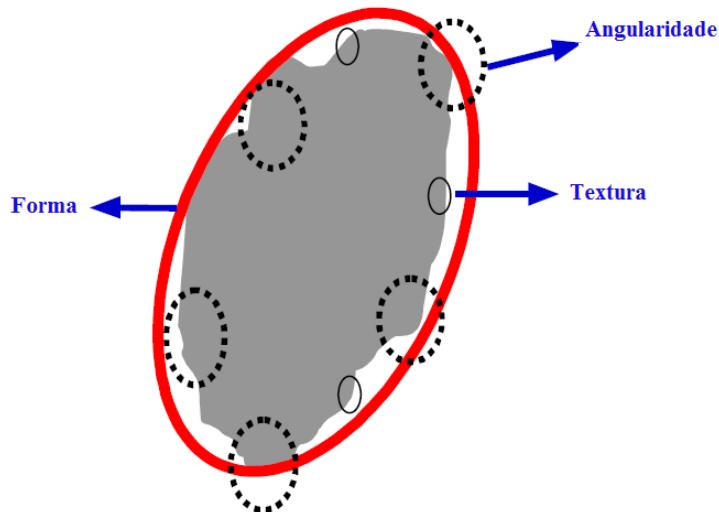
2.4 Caracterização de agregados minerais utilizando o *Aggregate Image Measurement System (AIMS)*

A resistência à deformação permanente está intimamente ligada às características do agregado mineral como angularidade, forma e textura, que interferem no intertravamento do esqueleto pétreo. Essas características podem ser determinadas por meio de ensaios de caracterização manuais ou por meio de Processamento Digital de Imagens (PDI) (EVANGELISTA *et al.*, 2005). O AIMS (FIGURA 3) é um equipamento capaz de caracterizar as propriedades de agregados de forma, de angularidade e de textura (MASAD, 2004). O AIMS analisa propriedades tanto de agregados graúdos quanto de miúdos. Para o agregado graúdo, o AIMS analisa a esfericidade (ou cubicidade), a textura e a angularidade. Para prevenir problemas associados à deformação permanente, é desejável que o agregado tenha forma mais cúbica, seja mais anguloso e tenha textura mais rugosa. Para agregados miúdos, o AIMS analisa a forma 2D e a angularidade. Cada um desses parâmetros tem uma faixa de caracterização, na qual cada um deles pode apresentar um resultado de valor baixo, médio e alto. A Figura 4 mostra uma partícula de agregado e as suas respectivas propriedades.

Figura 3 - Aggregate Image Measurement System (AIMS)



Figura 4 - Propriedades de um agregado: angularidade, forma e textura (adaptado de MASAD, 2004)

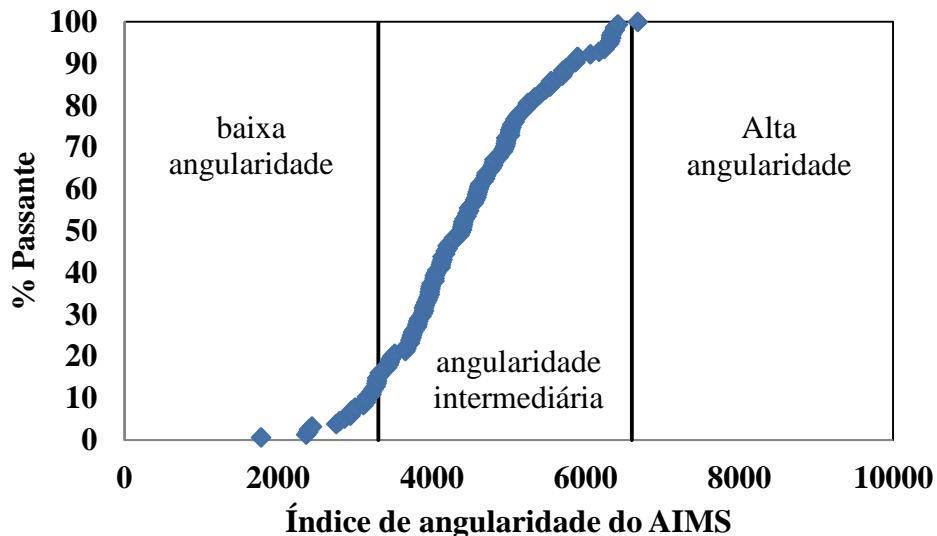


As vantagens do uso do AIMS em relação aos demais equipamentos de caracterização de agregados é que essa caracterização pode ser feita em grãos passantes na peneira de 37,5mm até os retidos na peneira de 0,075mm, sem a influência do operador. Os resultados são dados para todas as partículas analisadas (média e distribuição estatística).

A Figura 5 mostra um resultado típico do parâmetro angularidade para um tamanho específico de agregado. Observa-se que as duas linhas verticais do gráfico dividem o mesmo em três zonas, a primeira de baixa angularidade, a segunda de angularidade intermediária e a terceira de alta angularidade. Além disso, verifica-se que nenhuma partícula analisada possui alta angularidade e que aproximadamente 85% das partículas possuem

angularidade mediana e 15% possuem angularidade baixa. Analogamente a esse resultado, o mesmo tipo de gráfico pode ser gerado para as demais propriedades.

Figura 5 - Resultado típico para o parâmetro angularidade obtido no AIMS



2.5 Dosagem Superpave

A dosagem de uma mistura asfáltica consiste na escolha de um teor de projeto de ligante asfáltico por meio de procedimentos experimentais, partindo de uma granulometria predefinida (BERNUCCI *et al.*, 2007). O procedimento de dosagem para misturas a quente reportado nas especificações Superpave se baseia na fixação do Volume de vazios (Vv) para a determinação do teor de ligante de projeto. O primeiro passo do procedimento Superpave consiste na escolha inicial de três composições granulométricas. Compactam-se Corpos de Prova (CPs) com um teor inicial para cada mistura tentativa. A partir dessas misturas experimentais, os seguintes parâmetros volumétricos são obtidos: Vv, Vazios no Agregado Mineral (VAM), Vazios Com Betume (VCB) e Relação Betume Vazios (RBV). O número de giros a ser aplicado no Compactador Giratório Superpave (CGS) é determinado em função do tráfego (MOTTA *et al.*, 1996).

A premissa principal da dosagem Superpave é de que a quantidade de ligante asfáltico usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto ($N_{PROJETO}$). Caso isso não ocorra, faz-se uma estimativa do teor de ligante que atenderia a tal premissa. Por este método, é facultado ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende às exigências volumétricas especificadas

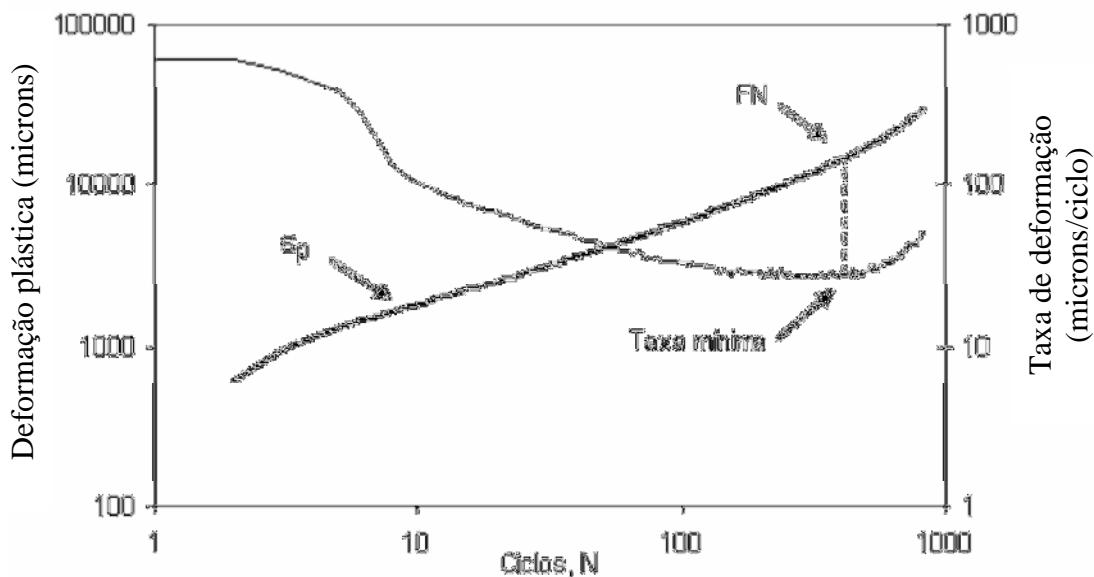
para o projeto (MARQUES, 2004). A partir do teor de ligante estimado, fabricam-se CPs considerando outros três teores além do teor estimado: teor estimado $\pm 0,5\%$ e $+ 1\%$. O teor final de projeto é aquele que corresponde a um Vv igual a 4% (MARQUES, 2004).

2.6 Ensaios para avaliação da resistência à deformação permanente em laboratório

2.6.1 Ensaio de *creep* dinâmico

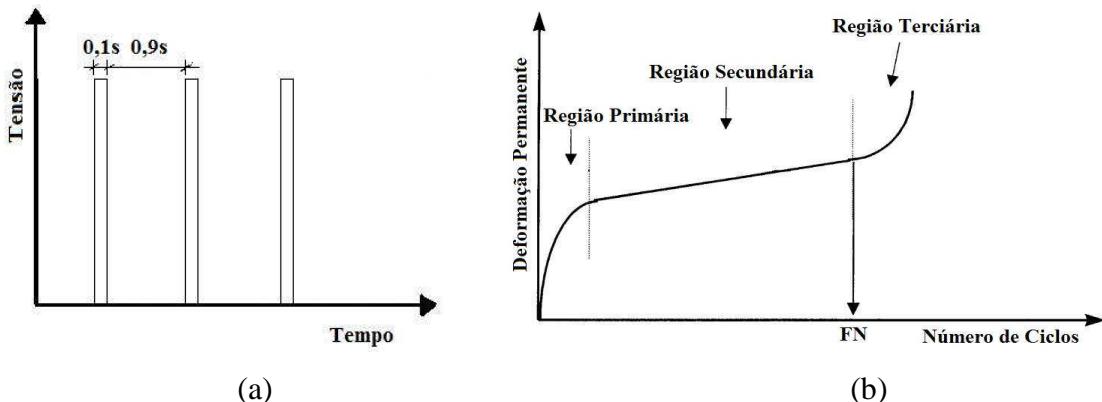
O ensaio de *creep* dinâmico, também conhecido por fluênciá uniaxial de carga repetida, é um ensaio simples de ser realizado e que apresenta potencial de correlação com o desempenho de misturas asfálticas em campo. A mistura asfáltica é submetida a um carregamento cíclico de compressão com frequência de 0,1s de carga e 0,9s de descanso, descanso este com uma carga equivalente a 5% da carga aplicada, que representa o repouso. As deformações acumuladas são obtidas em função do número de ciclos. O ensaio costuma ser realizado à temperatura de 60°C. A tensão aplicada em cada ciclo é de 204kPa no período de 0,1s e de 10,2kPa durante os 0,9s de repouso. Os CPs utilizados no ensaio devem ter 15cm $\pm 0,25$ cm de altura e 10cm de diâmetro. O chamado FN, determinado nesse ensaio, é o número do ciclo em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir do qual o CP atinge a ruptura (FIGURA 6) (NASCIMENTO, 2008). O ensaio é finalizado em três situações: (i) quando o FN é atingido, (ii) quando o ciclo de número 10.000 é atingido ou (iii) quando a mistura alcança 5% de deformação (DONGRE *et al.*, 2009).

Figura 6 - Deformação plástica e taxa de deformação plástica ao longo de um ensaio de carga repetida, com a identificação do FN (NASCIMENTO, 2008)



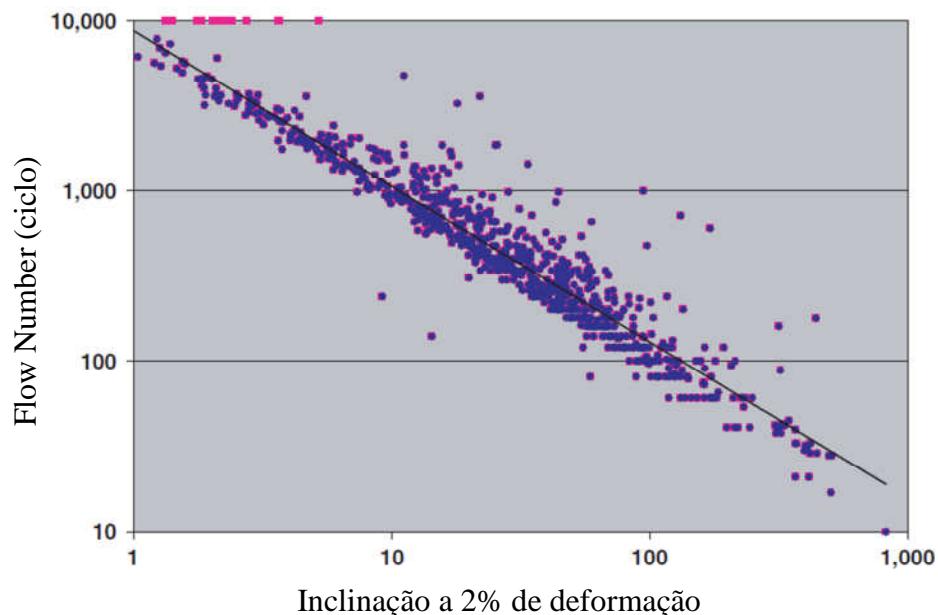
O procedimento descrito anteriormente é detalhado no *Report 465* do *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) (WITCZAK *et al.*, 2002). Para mais detalhes sobre a execução do ensaio, o leitor deve reportar-se ao Apêndice A desta dissertação. A Figura 7(a) mostra a aplicação do carregamento durante o ensaio e a Figura 7(b) mostra o ponto em que o FN é atingido. Observa-se na Figura 7(b) que há três regiões de deformação durante o ensaio: (i) região primária, em que a densificação da amostra ocorre a uma taxa elevada, (ii) região secundária, em que a taxa de deformação é praticamente constante e (iii) região terciária, na qual a amostra rompe. A partir do ciclo onde o FN é identificado, na fronteira entre as regiões secundária e terciária, a deformação ocorre a volume constante e a taxa de deformação volta a crescer, visto que a amostra não oferece mais resistência ao carregamento. Kaloush *et al.* (2003) correlacionaram o parâmetro FN com deformações obtidas em campo e obtiveram um R^2 igual a 0,84, mostrando que esse é um bom parâmetro para caracterizar uma mistura asfáltica com relação à resistência à deformação permanente.

Figura 7 - (a) Aplicação de tensão durante o ensaio uniaxial de carga repetida e (b) deformação permanente durante o ensaio uniaxial de carga repetida e obtenção do FN



Para o caso de misturas asfálticas com rigidez elevada, devido ao uso de algum aditivo modificador ou do próprio ligante apresentar consistência elevada, o ensaio de *creep* dinâmico dificilmente é finalizado, ou seja, não é possível a determinação do FN antes do ciclo de número 10.000. Bennert e Martin (2012) realizaram ensaios de *creep* dinâmico em misturas com ligantes modificados por SBS, com e sem PPA (uma mistura com 4,5% de SBS e outra com 2,5% de SBS + 0,5% de PPA) e os resultados do ensaio mostraram que essas misturas não atingiram o FN. O único parâmetro utilizado para a análise da deformação permanente por esses autores foi a curva de deformação ao longo de 10.000 ciclos. Além disso, ambas as misturas asfálticas tiveram um comportamento muito parecido em relação à deformação permanente, uma vez que suas curvas de deformação acumulada *versus* número de ciclos praticamente se sobrepuiseram. Dongre *et al.* (2009), em um estudo realizado pela FHWA envolvendo 15 projetos e 13 laboratórios, verificaram que a inclinação da curva de deformação no ponto equivalente a 2% de deformação se correlaciona bem com os valores de FN. Foram utilizadas mais de 1.000 amostras para essa determinação e o valor do R^2 encontrado foi de 0,91 (FIGURA 8).

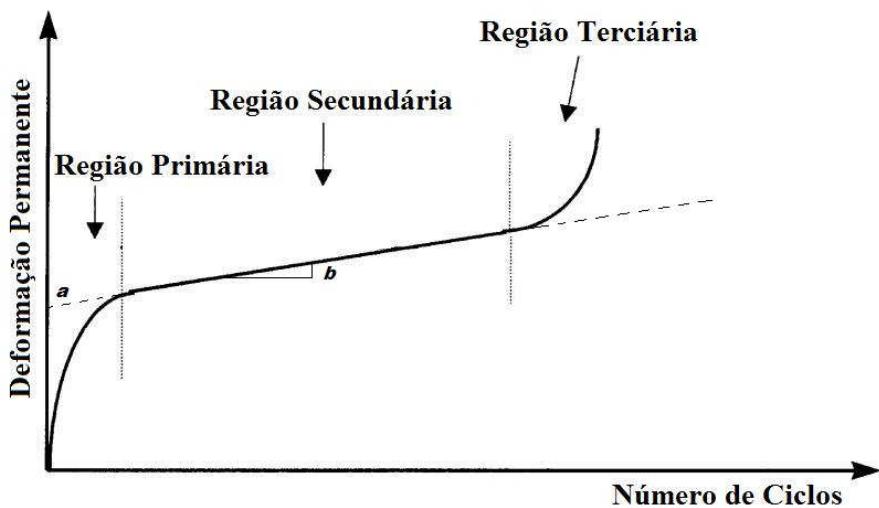
Figura 8 - Correlação entre a curva de deformação no ponto de 2% de deformação e o FN
(DONGRE *et al.*, 2009)



Copeland *et al.* (2010) verificaram que essa relação só é válida quando as misturas atingiam o FN pouco tempo após atingirem o valor de 2% de deformação. No entanto, nesse estudo, só foram utilizadas misturas com alto teor de material fresado (45%), o que pode indicar que a relação proposta por Dongre *et al.* (2009) pode não ser válida para misturas com rigidez elevada.

Outros parâmetros obtidos desse ensaio para a avaliação da resistência à deformação permanente são o intercepto (a) e inclinação da curva de deformação na zona secundária de deformação (b) (FIGURA 9). O intercepto a é o valor de deformação obtido ao se prolongar a curva referente a zona secundária de deformação. Observa-se que um alto valor do intercepto a indica menor rigidez, ou seja, uma maior tendência à densificação, o que leva a uma baixa resistência à deformação permanente. Um alto valor da inclinação b indica que a mistura deforma a uma taxa acelerada, o que representa uma baixa resistência à deformação permanente.

Figura 9 - Intercepto (*a*) e inclinação da curva na zona secundária de deformação (*b*)



2.6.2 Ensaio de Módulo Dinâmico (MD)

O ensaio de MD é usado para a caracterização da rigidez de misturas asfálticas. Este pode ser realizado seguindo a norma AASHTO TP 62-03 (2005) ou a ASTM D 3497 (1979). Com esse ensaio, é possível conhecer o comportamento viscoelástico do material estudado em uma vasta faixa de frequências de carregamento e temperaturas, possibilitando, dessa forma, a construção de curvas mestras, que é importante na caracterização de misturas asfálticas para o dimensionamento e a análise de pavimentos (MEDEIROS, 2006). As temperaturas analisadas no ensaio preconizado pela AASHTO são: -10; 4,4; 21,1; 37,8 e 54,4°C. Para cada temperatura, é feita uma varredura de frequências equivalentes a 25, 10, 5, 1, 0,5 e 0,1Hz. Witczak *et al.* (2002) mostraram que o MD relativo à temperatura de 54,4°C e à frequência de 5Hz pode ser utilizado para caracterizar misturas com relação a resistência à deformação permanente. No referido trabalho foi verificado que o MD se correlacionou bem com resultados de ATR de 16 trechos experimentais. Para cada temperatura em que o ensaio é realizado, há uma curva de frequência ou tempo *versus* MD ou ângulo de fase. O MD da mistura é dado pela razão entre a amplitude da tensão aplicada e a amplitude da deformação correspondente da mistura. Quanto maior for o MD da mistura, mais rígida esta tende a ser. O ângulo de fase é um parâmetro que varia de 0 a 90°. Se esse valor estiver próximo de 0°, a mistura apresenta um comportamento mais próximo do elástico (maior parcela elástica). Quanto maior for a frequência de carregamento e menor for a temperatura, mais próximo de

0º esse parâmetro deve ser. Se esse valor estiver próximo de 90º, a mistura apresenta um comportamento mais próximo do viscoso (maior parcela viscosa). Quanto menor for a frequência de carregamento e maior for a temperatura, mais próximo de 90º estará o ângulo de fase.

Os materiais viscoelásticos têm propriedades mecânicas que variam com a temperatura. O princípio da superposição tempo-temperatura estabelece que as propriedades reológicas obtidas para um intervalo de tempo a uma dada temperatura podem ser correlacionadas com outras, obtidas em temperaturas diferentes através de uma translação no eixo do tempo, o que possibilita a formação de uma curva mestra para uma dada temperatura de referência (MEDEIROS e SOARES, 2006). Logo, é possível deslocar outras curvas em outras temperaturas para obter a curva mestra para o MD ou o ângulo de fase do material estudado. Existem diversos métodos para o deslocamento das curvas de temperatura. Esses métodos baseiam-se na adoção de uma curva de referência e no cálculo dos fatores de deslocamento horizontal (α_T) para as demais curvas. As formas mais conhecidas de obtenção dos fatores de deslocamento são através do uso da equação de Arrhenius e da equação de Williams-Landel-Ferry (WLF). Coutinho *et al.* (2010) constataram que, dentre esses dois métodos, a equação de Arrhenius (Equação 1) apresentou melhor aplicabilidade para o cálculo dos fatores de deslocamento.

$$\log \alpha_T = C \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) = \frac{E_a}{2,303R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad (1)$$

Onde:

C = constante do material (K);

E_a = Energia de ativação (J/mol);

R = constante dos gases ideais (8,314J/mol.K);

T = temperatura experimental (K);

T_{ref} = temperatura de referência (K).

2.6.3 Variáveis de densificação CDI, TDI e TDI_m

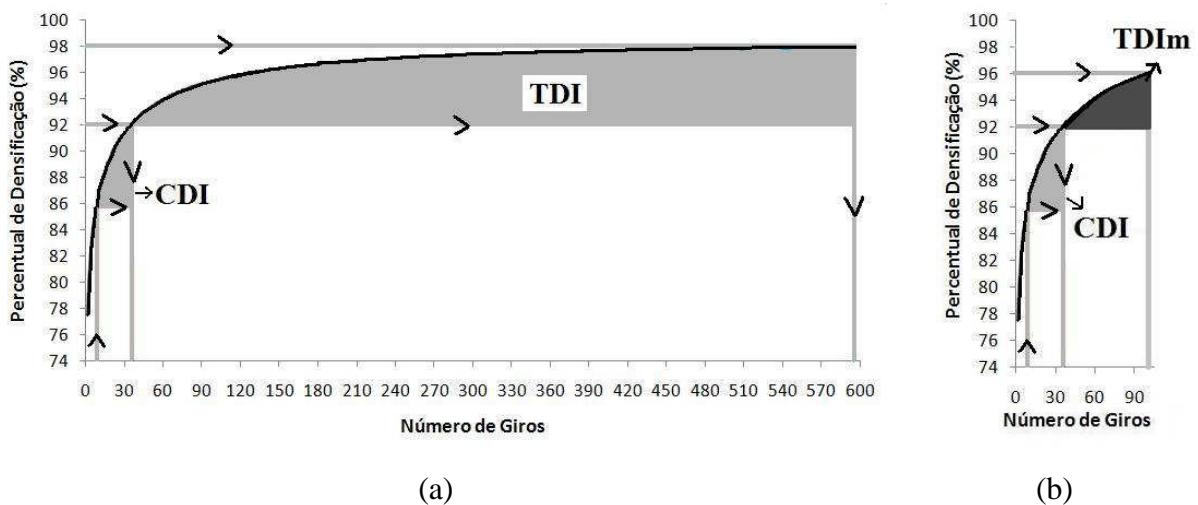
As variáveis de densificação CDI, TDI e TDI_m são obtidas a partir dos dados extraídos da curva de compactação Superpave. CDI é definido como o valor da área entre três curvas: (i) a de compactação, (ii) a reta horizontal que cruza a curva de compactação quando

do oitavo giro e (iii) a reta vertical que cruza com a curva de compactação quando a densidade é equivalente a 92% da G_{mm} . TDI é o valor da área entre as seguintes curvas: (i) a de compactação, (ii) a reta horizontal em que se observa 92% da G_{mm} e (iii) a reta vertical que cruza a curva de compactação quando a densidade aparente é 98% da G_{mm} . TDI_m , parâmetro desenvolvido por Nascimento (2008), é o valor da área entre as seguintes curvas: (i) a de compactação, (ii) a reta horizontal em que se observa 92% da G_{mm} e (iii) a reta vertical que cruza a curva de compactação quando a densidade aparente é 96% da G_{mm} . Esse parâmetro foi inicialmente desenvolvido para que os CPs produzidos não fossem descartados devido ao alto percentual de densificação que ocorre para a obtenção do TDI. Os 98% da G_{mm} (equivalente a 2% de Vv), inutiliza o CP para ensaios mecânicos. Com a densificação dos CPs de 96% da G_{mm} , necessária para a obtenção do TDI_m , é possível reutilizá-los para a realização de ensaios mecânicos, já que a maior parte desses ensaios são feitos com CPs contendo 4% de Vv. Há, também, casos em que algumas misturas possuem baixos percentuais de ligante, ou um alto percentual de agregados graúdos, impossibilitando a determinação do TDI, visto que é necessário atingir 98% da G_{mm} da mistura. Nesse caso, pode ser utilizado o TDI_m .

Nascimento (2008) comprovou que o TDI_m , assim como o TDI, apresenta boas correlações (todas com R^2 acima de 0,75) com outros resultados de ensaios de deformação permanente (deformação a 30.000 ciclos no ensaio de simulação de tráfego em laboratório e FN), podendo ser utilizado como parâmetro para a determinação da resistência à deformação permanente. As Figuras 10 (a) e (b) mostram o TDI_m , além do CDI e do TDI.

Figura 10 - Determinação do (a) CDI, TDI e (b) TDI_m a partir da curva de compactação

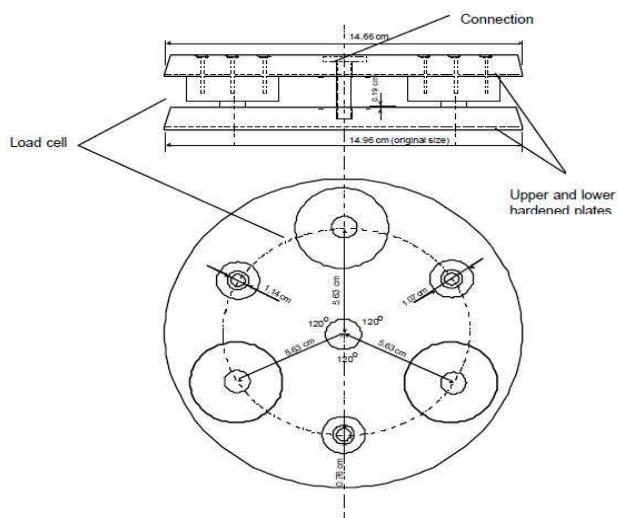
Superpave



Percebe-se que o CDI se relaciona com a energia despendida em campo durante a construção do revestimento e o TDI com o trabalho realizado pela ação do tráfego durante a vida de serviço do pavimento. Misturas com baixos valores de CDI possuem melhor trabalhabilidade e misturas com altos valores de TDI são mais resistentes à deformação permanente.

Surgiram dúvidas no desenvolvimento destes parâmetros (CDI e TDI), que levaram à criação de um dispositivo que pode ser inserido no topo da mistura a ser compactada no compactador giratório Superpave. Essas dúvidas ocorreram porque os parâmetros CDI e TDI descrevem um parâmetro mecânico a partir de um parâmetro volumétrico. O referido dispositivo permite obter informações com relação à distribuição de tensões na amostra, ou seja, parâmetros relativos à resistência à compactação. O equipamento, criado em 2000 nos Estados Unidos, foi denominado *gyratory load plate assembly* (GLPA) (BAHIA e FAHEEN, 2007). Usando-se esse equipamento (FIGURA 11), foram obtidos resultados referentes à compactabilidade, o *Compaction Force Index* (CFI) e o *Traffic Force Index* (TFI), que foram relacionados estatisticamente com os valores de CDI e TDI, apresentando R^2 da ordem de 0,95. Sendo assim, as duas variáveis volumétricas (CDI e TDI) passaram a parecer válidas conceitualmente. Esse equipamento ainda não foi utilizado no Brasil.

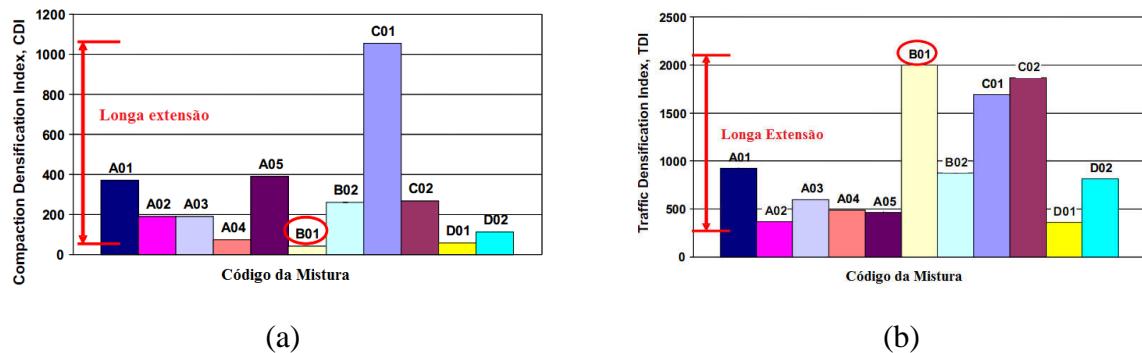
Figura 11 - *Gyratory load plate assembly* (BAHIA e FAHEEN, 2007)



Mahmoud e Bahia (2004) realizaram um estudo estatístico para correlacionar os valores das variáveis de densificação CDI e TDI com os resultados de FN, que é o parâmetro de ruptura por deformação permanente obtido durante o ensaio uniaxial de carga repetida. No

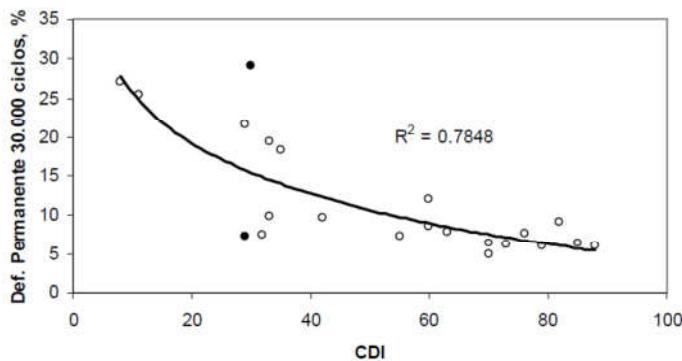
referido trabalho, esses autores obtiveram valores de R^2 da ordem de 0,80, indicando o potencial do TDI para diferenciar misturas quanto à resistência à deformação permanente. Concluiu-se que quanto maior o FN, maior deve ser também o valor do TDI. Alguns valores de CDI e TDI encontrados por esses autores estão mostrados na Figura 12.

Figura 12 - Média de valores de (a) CDI e de (b) TDI encontrados nas misturas estudadas por Mahmoud e Bahia (2004)



Percebe-se que a mistura do tipo B01, circulada na Figura 12, apresentou os resultados mais favoráveis com relação à compactação e à resistência a deformação permanente: menores valores de CDI e maiores valores de TDI. Isso se deve ao fato de que misturas com baixos valores de CDI tende a possuir alta facilidade de execução em campo, por causa da necessidade de uma baixa energia de compactação, e misturas com altos valores de TDI tendem a possuir uma forte resistência à densificação causada pelo tráfego, o que dificulta o processo de deformação permanente do revestimento asfáltico. No entanto, um baixo valor de CDI pode não ser vantajoso, pois pode ser um indicador da existência de agregados com baixa angularidade e com textura lisa, o que é um fator negativo na resistência à deformação permanente. No entanto, Nascimento (2008) verificou, por meio da correlação dos valores de CDI com o resultado do ensaio de simulação de tráfego em laboratório, que misturas com baixos valores de CDI (abaixo de 50) podem possuir também baixa resistência à deformação permanente (FIGURA 13).

Figura 13 - Correlação dos resultados do ensaio de simulação de laboratório com os valores de CDI obtidos por Nascimento (2008)



Um alto valor de TDI pode estar associado ao intertravamento, à textura, à forma, ou à angularidade dos agregados. A mistura do tipo B01 (FIGURA 12) de Mahmoud e Bahia (2004) era constituída por agregados com dimensões de $\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{8}$ " e $\frac{1}{8}$ " com os percentuais de 20, 30, 25 e 25%, respectivamente, tendo, esses agregados, diferentes origens mineralógicas. Essas misturas foram confeccionadas com 6,2% de ligante com PG igual a 64-28. Bahia e Faheem (2007) propuseram limites para as variáveis de densificação CDI e TDI. A partir desses limites, podem ser extraídas, não só informações relativas à volumetria das misturas, mas também relativas à estabilidade mecânica e à trabalhabilidade das mesmas. Foram sugeridos limites para os valores de CDI e de TDI para serem adotados na dosagem de misturas asfálticas (TABELA 1). Esses valores foram obtidos em laboratório, o que torna a validação em campo necessária.

Tabela 1 - Critérios de dosagem baseados nas variáveis de densificação CDI e TDI, propostos por Bahia e Faheem (2007)

Tráfego	Trabalhabilidade	Resistência à Deformação	
		CDI máximo	TDI mínimo
Leve ($N < 3,0 \times 10^6$)	100	400	
Médio ($3,0 \times 10^6 < N < 1,0 \times 10^7$)	200	800	
Médio a Pesado ($1,0 \times 10^7 < N < 3,0 \times 10^7$)	300	1200	

A influência do esqueleto pétreo é sabidamente mais determinante quando comparada à influência do ligante asfáltico com relação à resistência a deformação permanente de misturas asfálticas. Por exemplo, misturas com um bom projeto do esqueleto

pétreo e ligante pouco consistente tendem a apresentar desempenho mais satisfatório se comparadas a misturas com um esqueleto mal projetado, mesmo contendo um ligante mais consistente (NASCIMENTO, 2008; SOUZA, 2009). A angularidade dos agregados graúdos e miúdos garante o atrito entre as partículas, o que propicia a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. A forma da partícula influí na trabalhabilidade e muda a energia de compactação necessária para se alcançar um determinado percentual de densificação. Partículas irregulares, ou de forma mais angular, tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados, tanto quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiladas forem suas arestas (BERNUCCI *et al.*, 2007; BESSA, 2012).

2.6.4 Ensaios de simulação de tráfego

Um dos maiores desafios da engenharia rodoviária é estimar de forma satisfatória a vida útil tanto de pavimentos novos, quanto de pavimentos restaurados. Em geral, são realizados testes em laboratórios em escala reduzida (FRITZEN, 2005). Na investigação da deformação permanente em misturas asfálticas, há diferentes simuladores de tráfego em escala laboratorial, com seus respectivos métodos de compactação para os CPs testados (BERNUCCI *et al.*, 2007). Um destes simuladores, com histórico de uso na França e, também, no Brasil, é o do tipo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC). Trata-se de um equipamento que submete misturas asfálticas a condições que buscam simular as encontradas em campo no que diz respeito à temperatura do revestimento e à natureza dos carregamentos.

Há também outros tipos de simuladores de laboratório como o APA, capaz de realizar ensaios de simulação em amostras imersas, o HWTT e o simulador espanhol (*ensayo de rodadura*). Cada um deles tem sua própria geometria de amostra, seu sistema de aquisição de dados, sua temperatura na qual o ensaio é realizado e o seu critério de ruptura. O que todos têm em comum é que são considerados bons ensaios para a caracterização da resistência à deformação permanente, porque possuem as condições de ensaio, como o modo de carregamento e a geometria de amostra, que mais se aproximam das condições do campo. A Figura 14 mostra alguns simuladores de tráfego de laboratório.

Figura 14 - (a) Simulador de tráfego do tipo LCPC da USP, (b) simulador de tráfego do LMP/UFC e (c) simulador de tráfego espanhol (MARRÓN *et al.*, 2009)

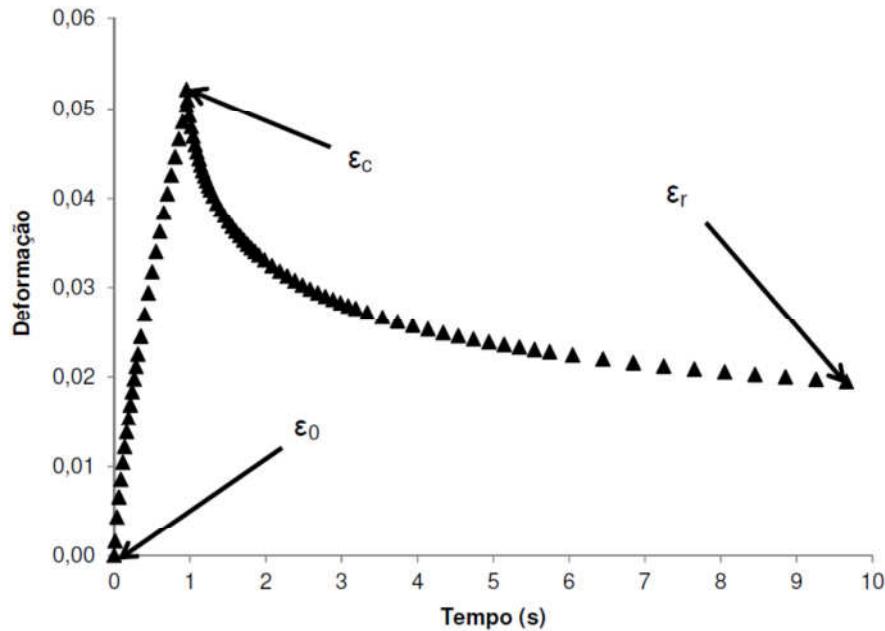


2.6.5 Ensaio de fluência e recuperação sob tensões múltiplas (MSCR)

O MSCR foi desenvolvido como uma alternativa ao ensaio da especificação Superpave em regime oscilatório para a caracterização de ligantes asfálticos no que diz respeito à resistência à deformação permanente. O parâmetro Superpave $G^*/\text{sen}\delta$ mostrou-se incapaz de caracterizar ligantes asfálticos modificados com relação à resistência à deformação permanente. Este foi considerado inadequado por não conseguir detectar toda a contribuição elástica proporcionada pela adição de polímero. O valor de δ exerce pouca influência na expressão $G^*/\text{sen}\delta$. Isso ficou comprovado no estudo desenvolvido por Bouldin *et al.* (2001), onde esse parâmetro não apresentou boas correlações com dados de pistas experimentais contendo ligantes asfálticos modificados.

O MSCR é feito por meio da aplicação de uma carga constante por um período de 1s seguido por um período de repouso de 9s. Segundo D'Angelo *et al.* (2007), os níveis de tensão implantados pelo FHWA podem variar de 25 a 25.600Pa, porém esses foram reduzidos para os valores de 100 e 3.200Pa na norma ASTM D7405 (2010). São obtidas duas propriedades desse ensaio: (i) recuperações elástica (R) e (ii) compliância não-recuperável (J_{nr}). A Figura 15 mostra um gráfico com um resultado típico para um ciclo desse ensaio com as suas respectivas deformações.

Figura 15 - Localização das deformações ε_0 , ε_c e ε_r em um ciclo de fluência e de recuperação do ensaio de MSCR (DOMINGOS, 2011)



Observa-se que ε_0 é a deformação no início da aplicação da carga (0s), ε_c é a deformação no final da aplicação da carga (1s) e ε_r é a deformação no final do período de descanso (10s). Essas deformações e a tensão aplicada no ensaio (σ) são utilizadas para o cálculo do parâmetro recuperação elástica (EQUAÇÃO 2) e compliância não-recuperável (EQUAÇÃO 3). É desejável que um ligante asfáltico tenha maior valor de R e menor valor de J_{nr} .

$$R = \frac{[(\varepsilon_c - \varepsilon_0) - (\varepsilon_r - \varepsilon_0)]}{\varepsilon_c - \varepsilon_0} \quad (2)$$

$$J_{nr} = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_0}{\sigma} \quad (3)$$

Esse ensaio possui certas vantagens em relação ao ensaio da especificação Superpave em regime oscilatório e às outras sugestões propostas pelos pesquisadores. Ele pode ser utilizado para a avaliação tanto de ligantes asfálticos puros quanto de modificados. Ele pode analisar o comportamento dos ligantes a diferentes níveis de tensão, inclusive fora do regime viscoelástico linear. Isto é importante para a caracterização de ligantes asfálticos, principalmente daqueles modificados, já que os modificadores apresentam resposta mais complexas às tensões e às deformações elevadas. O parâmetro J_{nr} apresenta melhores

correlações com a deformação permanente em pistas experimentais quando comparadas aquelas encontradas para o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$. Este parâmetro é obtido a baixos níveis de tensão, não representando, de maneira adequada, a habilidade de alguns ligantes asfálticos modificados com polímeros em resistir à deformação permanente. Esta deficiência é atribuída, dentre outros fatores, aos níveis baixos de tensão e de deformação aplicados durante o ensaio de regime oscilatório, fazendo com que a rede polimérica presente no ligante asfáltico não seja ativada. Em virtude das condições do ensaio de regime oscilatório, o polímero é visualizado apenas como um filer que enriquece o ligante asfáltico (DOMINGOS, 2011).

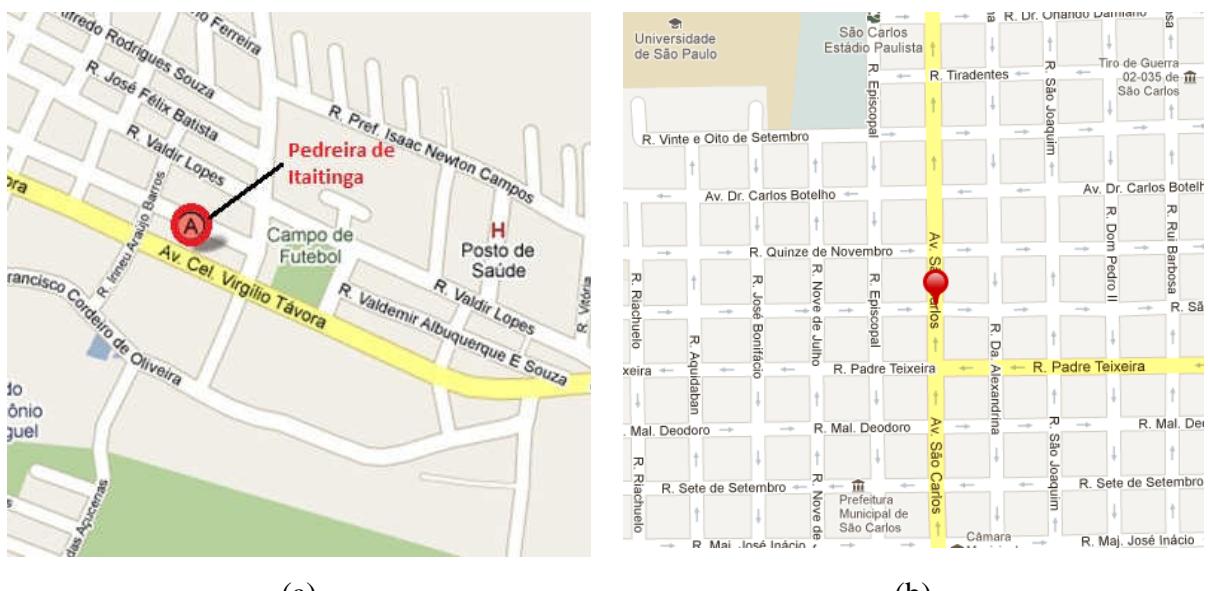
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse capítulo, estão descritos os materiais utilizados nesse trabalho e as suas respectivas procedências. Também é apresentada a granulometria utilizada nas misturas asfálticas estudadas. Além disso, constam as formulações dos ligantes asfálticos com os seus respectivos parâmetros de modificação. Em seguida, são apresentados os métodos adotados no estudo, incluindo a descrição dos ensaios realizados e o procedimento de dosagem das misturas asfálticas.

3.1 Agregados

Os agregados minerais usados nessa pesquisa foram provenientes de duas pedreiras: (i) MFT (Itaitinga), no Ceará, Figura 16(a), localizada a aproximadamente 30km de Fortaleza-CE e (ii) Bandeirantes, São Carlos. Apenas os agregados provenientes da pedreira MFT foram caracterizados seguindo a metodologia recomendada pelo DNIT, porém esses resultados não são considerados primordiais para a análise dos resultados da presente pesquisa. Os resultados de caracterização de agregados minerais com relação à angularidade, à forma e à textura utilizando o AIMS foram os mais importantes para o estudo e esses foram obtidos para os agregados provenientes das duas pedreiras citadas.

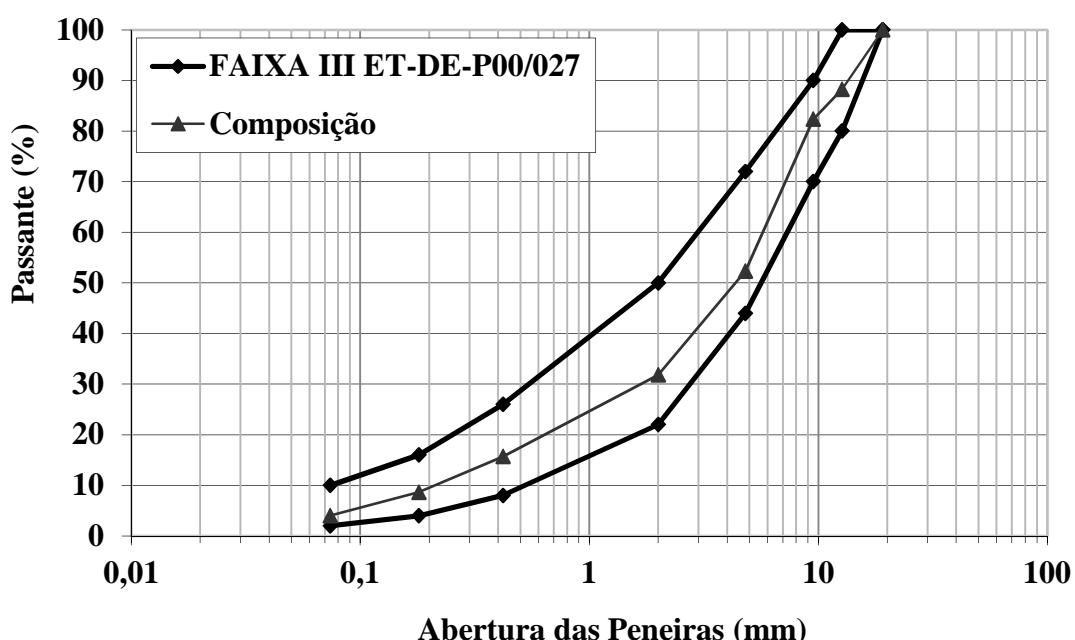
Figura 16 - Localização das pedreiras MFT (Itaitinga-CE) e Bandeirantes (São Carlos -SP)



3.2 Curva granulométrica

Nesse estudo foi utilizada apenas uma curva granulométrica. Essa decisão foi tomada porque as variáveis analisadas nesse estudo foram o tipo de agregado mineral e o tipo de ligante asfáltico utilizado, sem que a variável granulometria exercesse influência nos resultados. A composição granulométrica foi obtida por separação dos materiais nas frações das peneiras da especificação (centro da faixa III da ET-DE-P00/027 do DER-SP, equivalente ao centro da faixa C do DNIT). A curva granulométrica utilizada é apresentada na Figura 17.

Figura 17 - Granulometria utilizada nesse estudo



3.3 Ligantes asfálticos

Foram utilizados dois ligantes asfálticos de base: CAP Replan 50/70 (PG 64-22) e CAP Lubnor 50/70 (PG 70-18). Na preparação dos ligantes asfálticos modificados foram usados os seguintes materiais:

- (1) CAP 50/70, fornecido pela Replan-Petrobras;
- (2) borracha moída de pneu, fornecida pela empresa Ecija Comércio Exportação e Importação de Produtos Ltda., resultante do processo de Trituração de bandas de rodagem de pneus de veículos de passeio;
- (3) PPA de designação comercial Innovalt E-200, fornecido pela Innophos Inc., dos Estados Unidos;

- (4) SBS tipo TR-1101, adquirido da Kraton e fornecido pela Betunel;
- (5) borracha de estireno-butadieno (SBR) tipo Solprene 1205, adquirida da Dynasol e fornecida pela Betunel;
- (6) Etileno Acetato de Vinila (EVA) tipo HM 728, adquirido da Politeno e fornecido pelo Cenpes-Petrobras;
- (7) polietileno (PE) tipo UB160-C de baixa densidade, produzido pela Unipar; e
- (8) terpolímero Elvaloy tipo 4170, fornecido pela Dupont.

As formulações foram escolhidas com o intuito de se obter 12 ligantes asfálticos modificados com classificação PG 76-XX, equivalente a dois graus acima do PG (um grau equivale a seis unidades no PG) do CAP 50/70 de Replan. O misturador de baixo cisalhamento utilizado foi o da marca Fisatom, modelo 722D, e o de alto cisalhamento foi o da marca Silverson, modelo L4R. As formulações dos 14 ligantes asfálticos estão detalhadas na Tabela 2. Todos os ligantes asfálticos, exceto o CAP Lubnor, foram caracterizados do ponto de vista reológico no laboratório da EESC/USP.

Tabela 2 - Formulações dos ligantes asfálticos e suas respectivas condições de processamento

ligante asfáltico	CAP (%)	Modificador (%)	PPA (%)	rotação (rpm)	temperatura (°C)	tempo (min)
CAP Lubnor	100,0	-	-	-	-	-
CAP Replan*	100,0	-	-	-	-	-
CAP+PPA	98,8	-	1,2	300	130	30
CAP+Elvaloy+PPA**	98,4	1,3	0,3	300	190	120, PPA aos 60
CAP+Borracha	86,0	14,0	-	4.000	190	90
CAP+Borracha+PPA	88,5	11,0	0,5	4.000	190	120, PPA aos 90
CAP+SBS	95,5	4,5	-	4.000	180	120
CAP+SBS+PPA	96,5	3,0	0,5	4.000	180	120, PPA aos 60
CAP+EVA	92,0	8,0	-	300	180	120
CAP+EVA+PPA	96,6	3,0	0,4	300	180	120, PPA aos 90
CAP+PE	94,0	6,0	-	440	150	120
CAP+PE+PPA	96,5	3,0	0,5	400	150	120, PPA aos 60
CAP+SBR	94,5	5,5	-	400	180	120
CAP+SBR+PPA	96,0	3,5	0,5	300	180	120, PPA aos 90

* O CAP Replan foi utilizado como o ligante de base para todos os ligantes modificados

** O Elvaloy só foi utilizado com PPA para a modificação do ligante por causa da má trabalhabilidade do CAP modificado apenas com PPA

Percebe-se que todos os ligantes modificados apenas por polímero (ou borracha) apresentam o teor de modificação maior do que aqueles com modificação por polímero (ou borracha) associado ao PPA. Ao se modificar o ligante com algum polímero (ou borracha) e um pequeno percentual de PPA, percebe-se que não há a necessidade de uma quantidade elevada de polímero para atingir o PG 76-XX, já que o PPA possui a capacidade de enrijecer o ligante, ainda que usado em um baixo percentual. O elvaloy não foi utilizado sozinho, apenas combinado com o PPA, por causa da má trabalhabilidade do CAP modificado apenas com elvaloy.

Todos os ligantes asfálticos, exceto o CAP Lubnor, foram submetidos a ensaios de viscosidade rotacional às temperaturas de 135, 143, 150, 163 e 177°C. Esses ligantes também foram submetidos aos seguintes ensaios: (i) penetração, (ii) ponto de amolecimento, (iii) perda de massa, (iv) cisalhamento oscilatório para determinação de G^* e $\tan\delta$, e (v) MSCR. Os ensaios de penetração e de ponto de amolecimento foram feitos em amostras virgens e envelhecidas pelo RTFOT. Os valores de G^* e $\tan\delta$ foram medidos em amostras virgens, envelhecidas a curto prazo e envelhecidas a longo prazo. O MSCR foi feito apenas com amostras envelhecidas a curto prazo.

3.4 Plano experimental geral

As atividades desenvolvidas foram divididas em três etapas: (i) caracterização dos materiais, (ii) dosagem Superpave e caracterização mecânica das misturas asfálticas e (iii) análise dos resultados. Na primeira etapa, foi feita a caracterização dos materiais constituintes das misturas asfálticas. Os agregados utilizados são provenientes de dois estados brasileiros: Ceará e São Paulo, sendo os agregados cearenses do tipo granítico (pedreira MFT) e os agregados paulistas do tipo basáltico (pedreira Bandeirantes). Apenas os agregados graníticos foram submetidos aos diversos tipos de ensaios de caracterização preconizados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para a obtenção das suas propriedades físicas e mecânicas: (i) granulometria (DNER - ME 83/98), (ii) abrasão *Los Angeles* (DNER-ME 35/98), (iii) densidade dos agregados miúdo e graúdo (DNER-ME 81/98 e DNER-ME 84/95), respectivamente, (iv) adesividade (DNER - ME 78/94) e (v) índice de forma (DNER-ME 86/94). Além dos ensaios citados, os dois tipos de agregado foram caracterizados utilizando o AIMS com relação à angularidade, à forma e à textura. Essa caracterização foi feita para agregados retidos em cada peneira separadamente. As peneiras

consideradas para essa análise foram: $\frac{1}{2}$ " (12,5mm), 3/8" (9,5mm), 4 (4,7mm), 8 (2,4mm), 16 (1,2mm), 30 (0,6mm), 50 (0,30mm), 100 (0,15mm) e 200 (0,075mm). Com essa caracterização, foi possível conhecer, separadamente, as propriedades referidas de cada fração do agregado. Essas propriedades são: angularidade, forma 2D, esfericidade e textura. Para os agregados graúdos (retidos na peneira Nº4), o AIMS analisa apenas a angularidade, a textura e a esfericidade. Para os agregados miúdos, o AIMS analisa apenas a angularidade e a forma 2D. Essa caracterização foi utilizada para ajudar a explicar o comportamento das misturas asfálticas com relação a resistência à deformação permanente das mesmas.

Foram utilizados 14 ligantes: 2 não modificados (CAP Replan 50/70 e CAP Lubnor 50/70) e outros 12 ligantes asfálticos modificados pelos seguintes aditivos: (i) Elvaloy, (ii) borracha de pneu moída, (iii) SBS, (iv) EVA, (v) polietileno, (vi) SBR e (vii) PPA. As modificações foram feitas em laboratório a partir do CAP Replan 50/70, PG 64-22, de modo a tornar todos os ligantes com PG 76-XX. Não foi feita nenhuma modificação no CAP Lubnor, cujo PG é 70-28. Foram realizados ensaios de caracterização física e reológica nos ligantes e foram monitoradas as seguintes propriedades: (i) penetração, (ii) ponto de amolecimento, (iii) viscosidade rotacional, (iv) compliância não recuperável e (v) percentual de recuperação elástica. As modificações e a caracterização reológica foram feitas no Laboratório de Estradas na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) e encontram-se devidamente publicadas em Domingos (2011).

Na segunda etapa, foram realizadas as dosagens Superpave das misturas asfálticas e a preparação dos CPs para realização dos ensaios de caracterização mecânica. As 17 misturas asfálticas foram dosadas pelo método Superpave: (i) 13 contendo agregados basálticos e (ii) 4 contendo agregados graníticos. Estas 17 misturas possuíam a mesma composição granulométrica e foram utilizados os 14 ligantes asfálticos mencionados, ou seja, 3 dos 14 ligantes foram utilizados tanto nas misturas compostas por agregados graníticos quanto nas misturas contendo agregados basálticos. A seleção destes 3 ligantes utilizados em comum para a confecção de misturas com os dois tipos de agregado foi realizada após a execução dos ensaios mecânicos nas 13 misturas contendo os agregados basálticos para que pudesse ser escolhidos 3 ligantes asfálticos com efeitos distintos com relação à resistência à deformação permanente em misturas asfálticas. Para cada mistura foram preparados 21 CPs: (i) 3 para ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração, (ii) 8 para ensaios de vida de fadiga, (iii) 3 para ensaios de Módulo Dinâmico (MD) e (iv) 3 para ensaios de *creep* dinâmico. Para as misturas com agregados graníticos foram preparados apenas 6 CPs, sendo 3 para ensaios de MD e 3 para ensaios de *creep* dinâmico. Durante o processo de compactação

dos CPs, foram registradas as curvas de compactação dos mesmos para a obtenção das variáveis de densificação CDI e TDI_m.

Na terceira etapa, foi realizada a análise dos resultados. Para os resultados de cada ensaio mecânico, foram calculados a média, o desvio padrão e o Coeficiente de Variação (CV). Cada ensaio foi analisado separadamente, porém alguns resultados foram tentativamente correlacionados, principalmente os de caracterização reológica dos ligantes asfálticos com os ensaios de deformação permanente das misturas asfálticas. Os resultados encontrados para as temperaturas mais altas nos ensaios de MD e os resultados dos ensaios de *creep* dinâmico (FN) foram utilizados para avaliar a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas investigadas. Esses resultados foram comparados e correlacionados com as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos. Foram comparados os resultados encontrados para as misturas com a mesma granulometria, porém com tipos de ligantes distintos e também os resultados de misturas com a mesma granulometria e tipos de agregados distintos. Com isso, foi feita uma análise parcial para saber se a modificação dos ligantes asfálticos exerce um diferencial considerável na resistência à deformação permanente quando comparada à variação do tipo de agregado. Essa análise foi considerada parcial, pois apenas três dos ligantes foram utilizados com os dois tipos de agregados. Foi verificada, também, a qualidade da previsão do comportamento de misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente apenas através do uso de propriedades reológicas dos seus respectivos ligantes asfálticos.

3.5 Dosagem das misturas asfálticas

Todas as misturas foram dosadas de acordo com a metodologia Superpave. Os CPs foram moldados com 100 giros (N_{PROJETO}) de acordo com a norma AASHTO M 323-04 (2004). A geometria dos CPs na dosagem foi de 100mm de diâmetro por aproximadamente 63mm de altura. As dosagens foram feitas utilizando de dois a quatro teores de ligantes a partir de um teor central estimado. Todas as misturas asfálticas foram dosadas utilizando misturadores mecânicos dotados de mecanismos de controle de temperatura. Antes do processo de compactação, as amostras permaneceram confinadas em estufa por duas horas na temperatura de compactação para simular o envelhecimento a curto prazo.

A densidade aparente de cada CP (G_{sb}) foi determinada a partir das medições dos pesos seco (P_s), imerso (P_i) e saturado com superfície seca (P_{sss}) de cada CP. Para encontrar a

G_{sb} dividiu-se o P_s pela diferença entre o P_{ss} e o P_i . Esse procedimento foi feito segundo a norma AASHTO T 166-05 (2005). A determinação da densidade específica máxima (G_{mm}) de cada mistura foi feita pelo método *Rice* de acordo com a norma AASHTO T 209-05 (2005). Para isso, determinou-se o peso da mistura seca, resfriada e não compactada após o período de duas horas em estufa (P_s), o peso do cilindro imerso (P_{ci}) e o peso do cilindro com a mistura imersos (P_{cmi}), tendo a mistura sido submetida ao vácuo por 15 minutos. Em seguida, foram calculados os valores dos seguintes parâmetros volumétricos: (i) Vv, (ii) VAM e (iii) RBV.

3.6 Ensaios mecânicos

Para a caracterização mecânica das misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente, foram realizados ensaios de módulo dinâmico e de *creep* dinâmico. No caso do ensaio de módulo dinâmico, foram considerados principalmente os resultados referentes à temperatura mais elevada (54,4°C), já que a deformação permanente é um defeito que ocorre em altas temperaturas e esta foi sugerida por Witczak *et al.* (2002) para a análise da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Também foram processadas as curvas de compactação das misturas para que as variáveis de densificação CDI e TDI_m pudessem ser extraídas e, assim, as informações com relação a trabalhabilidade e a resistência à deformação permanente das misturas pudessem ser obtidas. Também foram realizados ensaios complementares de MR, RT e vida de fadiga à tensão controlada. Esses últimos ensaios foram realizados apenas para as misturas com agregados do tipo basáltico.

3.6.1 Ensaio de Módulo Dinâmico (MD)

A norma utilizada para a realização do ensaio de MD foi a AASHTO TP 62-03. O dispositivo utilizado para o ensaio foi o equipamento UTM - 25 (*Universal Testing Machine*), mostrado nas Figuras 18(a) e (b).

Figura 18 - (a) Vista externa e (b) vista interna da UTM - 25



Para cada mistura foram ensaiados 3 CPs. Cada CP tem a geometria de 10cm de diâmetro por 15cm de altura e 4% de Vv. O ensaio foi realizado para 5 temperaturas (10,0; 4,4; 21,1; 37,8 e 54,4°C) e para seis frequências (25; 10; 5; 1; 0,5 e 0,1Hz), sendo realizado das temperaturas mais baixas para as temperaturas mais altas. Para cada temperatura, foi feita uma varredura de tensões em cada uma das frequências, para a obtenção da tensão aplicada para fornecer uma deformação do material de 50 a 150 *microstrains* (faixa de deformação sugerida pela norma da AASHTO). Após a determinação da tensão aplicada para cada frequência, para uma determinada temperatura, o ensaio foi feito com as tensões pré-determinadas.

O MD foi calculado automaticamente pelo *software* da UTM para todas as temperaturas e as frequências consideradas. Como foram ensaiados três CPs, os valores de MD considerados são relativos à média de três resultados. Com a obtenção dos módulos, foi possível construir as curvas mestres. Os fatores de deslocamento considerados foram calculados utilizando a equação de Arrhenius.

3.6.2 Ensaio de creep dinâmico

O ensaio de *creep* dinâmico não é normatizado no Brasil, porém foram utilizados os parâmetros recomendados por Witczak *et al.* (2002). O equipamento usado para o ensaio também foi a UTM - 25. Para cada mistura, foram ensaiados três CPs. Cada CP tinha a geometria de 10cm de diâmetro por 15cm de altura e 7% de Vv.

O ensaio foi feito apenas na temperatura de 60°C, com carregamento cíclico de 1Hz e com a tensão de 204kPa, de acordo com o *Report 465* do *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) (WITCZAK *et al.*, 2002). Esse carregamento foi de 0,1s de aplicação de carga e 0,9s de repouso. Todos os ensaios foram conduzidos até a obtenção da taxa mínima de deformação, onde é determinado o FN, ou até o ciclo de número 10.000. Desse ensaio também foram obtidas as curvas de ciclo de carga *versus* deformação permanente acumulada para que a evolução da deformação ao longo do tempo pudesse ser avaliada. Além disso, foram calculados os valores da inclinação da zona secundária (*b*) das curvas de deformação. Para os caso em que a mistura não atingiu o FN antes do final do ensaio, foi considerado o valor de deformação correspondente ao ciclo de número 10.000 na análise dos resultados e nas correlações entre resultados de ensaios distintos.

3.6.3 Ensaios de Módulo de Resiliência (MR), Resistência à Tração (RT) e vida de fadiga

Os ensaios de MR, RT e vida de fadiga foram realizados apenas para as 13 misturas asfálticas contendo agregados basálticos. Para cada uma das 13 misturas, foram compactados 11 CPs com Vv de 4%, dos quais três foram destinados aos ensaios de MR, sendo dois reutilizados para o ensaio de RT por compressão diametral, e oito foram destinados ao ensaio de fadiga. As Figuras 19(a) e (b) mostram, respectivamente, os equipamentos utilizados para os ensaios de MR e vida de fadiga e RT.

Figura 19 - Equipamentos para os ensaios de (a) MR e vida de fadiga e de (b) RT



O valor do MR total foi obtido segundo a expressão recomendada pelo procedimento DNER ME 133-94. O ensaio de RT por compressão diametral foi realizado

segundo o procedimento DNIT ME 138-09. A determinação da vida de fadiga foi feita por meio do ensaio de compressão diametral, em tensão controlada com ciclos de carregamento de 1s de duração cada, carregamento de 0,1s e repouso de 0,9s, até a ruptura do CP. Foram utilizadas tensões equivalentes a 50, 40, 30, e 20% da RT de cada mistura asfáltica.

A análise da vida de fadiga dessas misturas foi obtida de Nunes *et al.* (2012). Segundo o referido trabalho, a comparação entre as vidas de fadiga das misturas foi feita através de uma análise mecanística utilizando o programa Elsym5. A estrutura do pavimento de referência para esta análise foi composta por um revestimento asfáltico, uma base granular e uma camada de reforço do subleito. O dimensionamento da estrutura foi feito pelo método do CBR segundo o protocolo do DNIT. Dois tráfegos foram considerados: $N_1 = 3,0 \cdot 10^7$ e $N_2 = 6,0 \cdot 10^7$. Admitiu-se um CBR de 4% para o subleito e de 14% para a camada de reforço. A estrutura dimensionada para N_1 apresentou as seguintes espessuras de camadas: capa com 10cm, base de 20cm e reforço de 40cm. A estrutura dimensionada para N_2 apresentou as seguintes espessuras de camadas: capa com 12,5cm, base de 15cm e reforço de 45cm.

Para a análise mecanística, foram consideradas as seguintes grandezas elásticas: revestimento com MR variável em função do tipo de ligante asfáltico e coeficiente de Poisson (ν) de 0,35, base com MR de 400 MPa e $\nu = 0,35$, reforço com MR de 200MPa e $\nu = 0,35$ e subleito com MR = 50MPa e $\nu = 0,40$. Admitiu-se a carga por roda de 20kN, correspondente a um quarto da carga sobre o eixo-padrão de 80kN.

3.6.4 Obtenção das variáveis CDI e TDI_m

As variáveis CDI e TDI_m foram obtidas apenas para as 13 misturas contendo os agregados basálticos. Esse procedimento não foi repetido para as 4 misturas com os agregados graníticos pois o compactador giratório Superpave utilizado para a compactação dessas encontrava-se com o sensor que mede as alturas dos CPs descalibrado. Após a compactação, foram extraídas as alturas dos CPs para cada giro. Primeiramente, estimou-se a massa específica aparente (G_{mb}) para cada giro por meio da divisão da massa seca do CP pelo seu volume. Em seguida, corrigiu-se a G_{mb} estimada para cada giro com base na G_{mb} medida no último giro da compactação. Isso é feito porque o compactador calcula o volume do cilindro considerando que este é perfeito (sem vazios). Essa correção é feita pela multiplicação da G_{mb} estimada em cada giro pela razão entre a G_{mb} medida e a G_{mb} estimada no último giro de

compactação. Finalmente, divide-se a G_{mb} corrigida pela G_{mm} para obter o percentual de densificação a cada giro.

Para obter o CDI, calcula-se o somatório de cada área da curva de compactação compreendida pelo espaço entre a curva de compactação, dois giros consecutivos e o percentual de densificação relativo ao oitavo giro. Esse somatório engloba do oitavo giro ao giro correspondente a 92% de densificação. O TDI_m é obtido pelo cálculo do somatório de cada área da curva de compactação compreendida pelo espaço entre a curva de compactação, dois giros consecutivos e o percentual de densificação de 92%. Esse somatório engloba a faixa de giros correspondente a 92 e 96% de densificação. Foram compactadas quatro amostras para cada mistura asfáltica, que foram então utilizadas nos ensaios de MD. Utilizou-se um programa desenvolvido por meio da linguagem C⁺⁺ para auxiliar no processamento de compilação dos dados gerados pelo compactador.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esse capítulo foi dividido em quatro subitens: (i) resultados da caracterização dos materiais, (ii) dosagem das misturas asfálticas, (iii) ensaios mecânicos e (iv) correlações entre as propriedades de ligantes e misturas asfálticas. Para facilitar a compreensão, os resultados dos ensaios mecânicos de *creep* dinâmico e de módulo dinâmico foram subdivididos em duas partes. A primeira contempla os resultados apenas das 13 misturas nas quais foram utilizados os agregados de origem basáltica, o CAP Replan e os 12 ligantes modificados a partir desse mesmo CAP. O objetivo dessa primeira parte é avaliar apenas o efeito da modificação dos ligantes asfálticos sobre a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. A segunda parte mostra os resultados das quatro misturas confeccionadas com os agregados graníticos e a comparação entre as misturas com o mesmo ligante asfáltico, porém com tipos de agregados distintos. O objetivo dessa segunda parte é analisar a influência do agregado sobre a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

4.1 Resultados da caracterização dos materiais

4.1.1 Agregados

Os agregados graníticos (pedreira MFT, Ceará) foram caracterizados seguindo as metodologias recomendadas pelo DNIT. A Tabela 3 apresenta os resultados da caracterização. Os resultados de granulometria são apresentados separadamente e constam na Tabela 4 e na Figura 20. Não foi feita essa caracterização para os agregados basálticos (pedreira Bandeirantes). O único ensaio de caracterização feito para esses agregados foi o de abrasão *Los Angeles*, cujo valor foi de 22%.

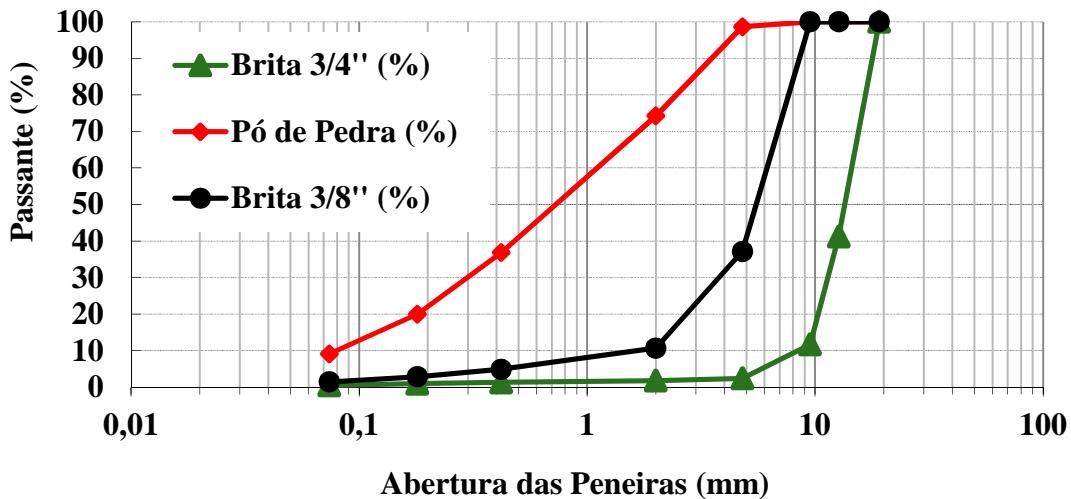
Tabela 3 - Resultados da caracterização dos agregados graníticos provenientes da pedreira MFT (Itaitinga-CE)

Característica	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	42,20		-
Absorção – graúdo (%)	0,62	1,20	-
Densidade real	2,66	2,66	2,67
Densidade aparente	2,62	2,58	-
Adesividade	Satisfatória		-
Índice de forma	0,66		-

Tabela 4 - Resultados do ensaio de granulometria dos agregados graníticos provenientes da pedreira MFT (Itaitinga-CE)

Peneiras (mm)	% Passante		
	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
19,1	100,0	100,0	100,0
12,7	41,2	100,0	100,0
9,5	11,7	100,0	100,0
4,8	2,4	37,1	98,6
2,0	1,8	10,7	74,2
0,42	1,4	4,9	36,8
0,18	1,0	2,9	20,0
0,075	0,5	1,5	9,1

Figura 20 - Granulometria dos agregados graníticos provenientes da pedreira MFT (Itaitinga-CE)



Também foi realizada a caracterização dos dois agregados minerais estudados utilizando o AIMS. Cada propriedade foi analisada separadamente para o material retido em cada peneira. Foram selecionados quatro gráficos, mostrados na Figura 21, para ilustrar um resultado típico obtido para cada propriedade do agregado utilizando apenas uma peneira. Além disso, foram inseridos os resultados para essas mesmas peneiras em uma tabela resumo (TABELA 5) para quantificar o que foi mostrado nos gráficos. Na Figura 21 e na Tabela 5 são mostrados os resultados referentes à angularidade (graúdo), à esfericidade (graúdo), à textura (graúdo) e à forma 2D (miúdo). Essa caracterização é apresentada e discutida de forma mais completa, levando em consideração todas as peneiras, em gráficos, no Apêndice B. Nos gráficos há a divisão de três zonas para cada propriedade avaliada. A distribuição dos valores dessas propriedades é feita de forma análoga à uma distribuição granulométrica. Para cada ponto no gráfico, observa-se no eixo das abscissas o valor do parâmetro e no eixo das ordenadas o percentual dos agregados que assumem valores abaixo do valor do parâmetro do eixo das abscissas.

Figura 21 - Resultados típicos para propriedades (a) angularidade, (b) esfericidade, (c) textura e (d) forma 2D obtidos no AIMS

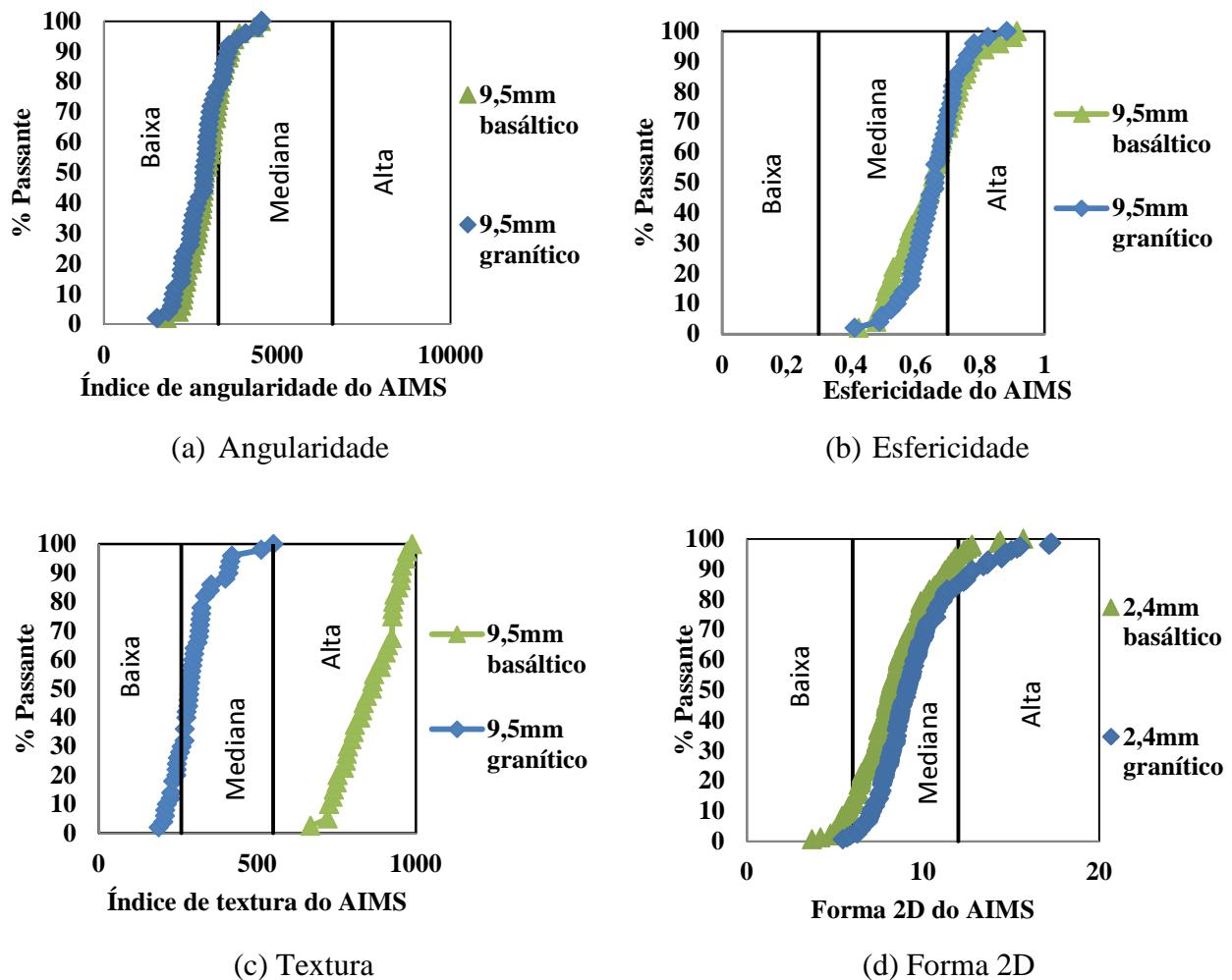


Tabela 5 - Resumo dos resultados obtidos no AIMS para as propriedades dos dois tipos de agregados (9,5 e 2,4mm)

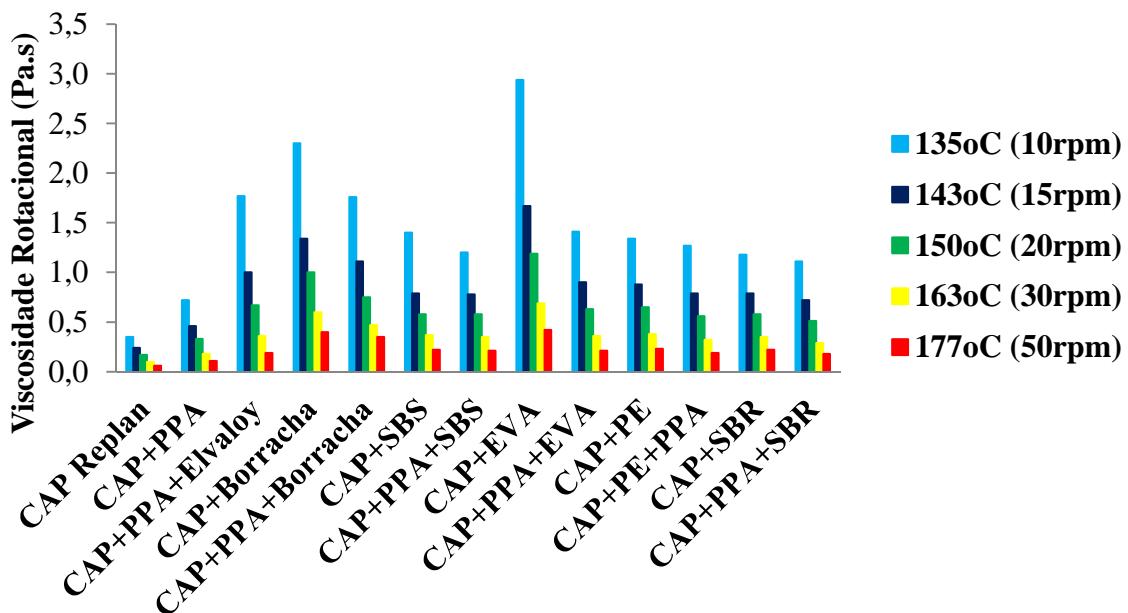
Parâmetro	Agregado	Abertura Peneira (mm)					
		9,5			2,4		
		Alto (%)	Médio (%)	Baixo (%)	Alto (%)	Médio (%)	Baixo (%)
Angularidade	Basáltico	-	35	65	-	65	35
	Granítico	-	35	65	-	85	14
Esfericidade	Basáltico	40	60	-	-	-	-
	Granítico	40	60	-	-	-	-
Textura	Basáltico	100	-	-	-	-	-
	Granítico	-	75	25	-	-	-
Forma 2D	Basáltico	-	-	-	10	80	10
	Granítico	-	-	-	20	75	5

Percebe-se, pela Figura 21, que as propriedades angularidade, esfericidade e forma 2D foram similares para os dois agregados. Para a maioria das peneiras, as curvas ficaram quase sobrepostas. Isso também foi refletido para as demais peneiras, considerando esses três parâmetros. A propriedade de textura foi a única a apresentar uma diferença considerável. Para essa propriedade, os agregados basálticos se mostraram superiores (100% dos agregados com textura alta) quando comparados aos agregados graníticos (75% dos agregados com textura mediana e 25% dos agregados com textura baixa). Esses resultados também se refletiram para as demais peneiras. Isso pode ser um indicativo de que os agregados basálticos são melhores do que os graníticos no que diz respeito à resistência à deformação permanente em misturas asfálticas.

4.1.2 Ligantes asfálticos

Os ensaios de caracterização reológica foram realizados para o CAP Replan e os 12 ligantes asfálticos modificados. A Figura 22 mostra os resultados dos ensaios de viscosidade rotacional para as temperaturas de 135, 143, 150, 163 e 177°C para os 13 ligantes mencionados. Esses resultados foram publicados em Domingos *et al.* (2011).

Figura 22 - Viscosidades rotacionais às temperaturas de 135, 143, 150, 163 e 177°C
 (DOMINGOS *et al.*, 2011)



Percebe-se que, para todas as temperaturas analisadas, a viscosidade segue a mesma tendência. Observou-se a diminuição da viscosidade com o aumento da temperatura para todas as amostras, o que era esperado. Para todas as temperaturas, o CAP+EVA, o CAP+Borracha e o CAP+Elvaloy+PPA apresentaram os maiores valores de viscosidade, o que indica uma possível melhor resistência desses ligantes com relação à deformação permanente. Os ligantes CAP Replan e CAP+PPA apresentaram menores valores de viscosidade, o que indica uma possível resistência à resistência à deformação permanente inferior. É importante observar também que, em todas as temperaturas, as versões com PPA dos ligantes asfálticos modificados apresentam viscosidades ligeiramente inferiores se comparadas às observadas para as versões sem PPA. Porém isso não ocorreu pela adição do PPA, mas sim pela diminuição do teor de polímero ou de borracha cada vez que o PPA foi acrescentado para atingir o PG 76-XX. Ou seja, provavelmente as formulações com PPA geram misturas com maior trabalhabilidade na fase de construção, além de se mostrarem mais econômicas por precisarem de menos polímero ou borracha para atingir o PG 76-XX. As Figuras 23, 24 e 25 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios de penetração, ponto de amolecimento e de perda de massa. Esses resultados foram reportados e discutidos em Faxina (2011).

Figura 23 - Penetração das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (FAXINA, 2011)

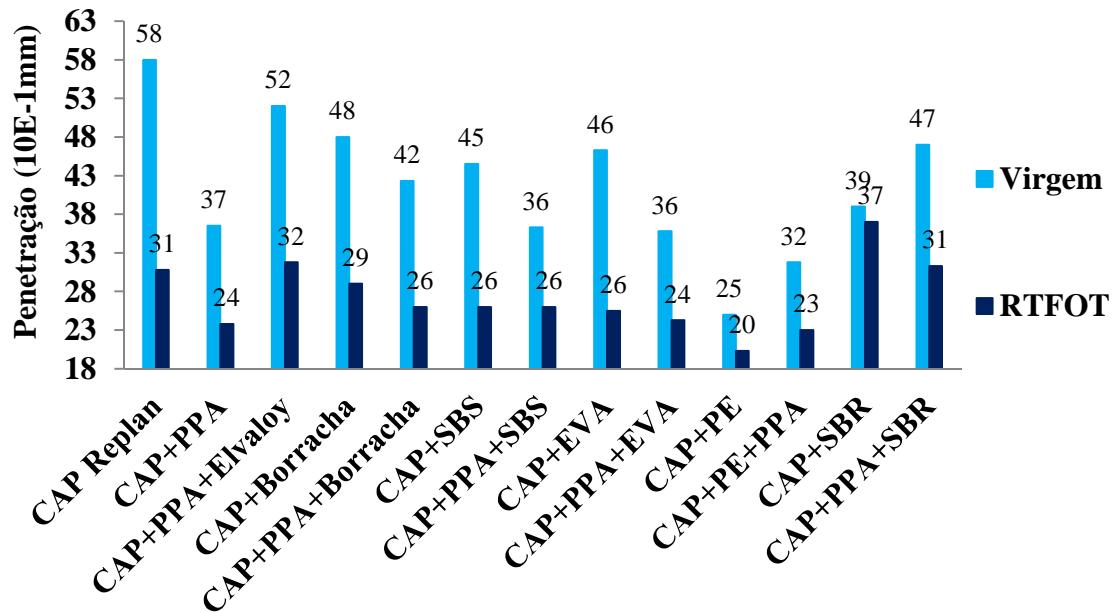


Figura 24 - Ponto de amolecimento das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo
(FAXINA, 2011)

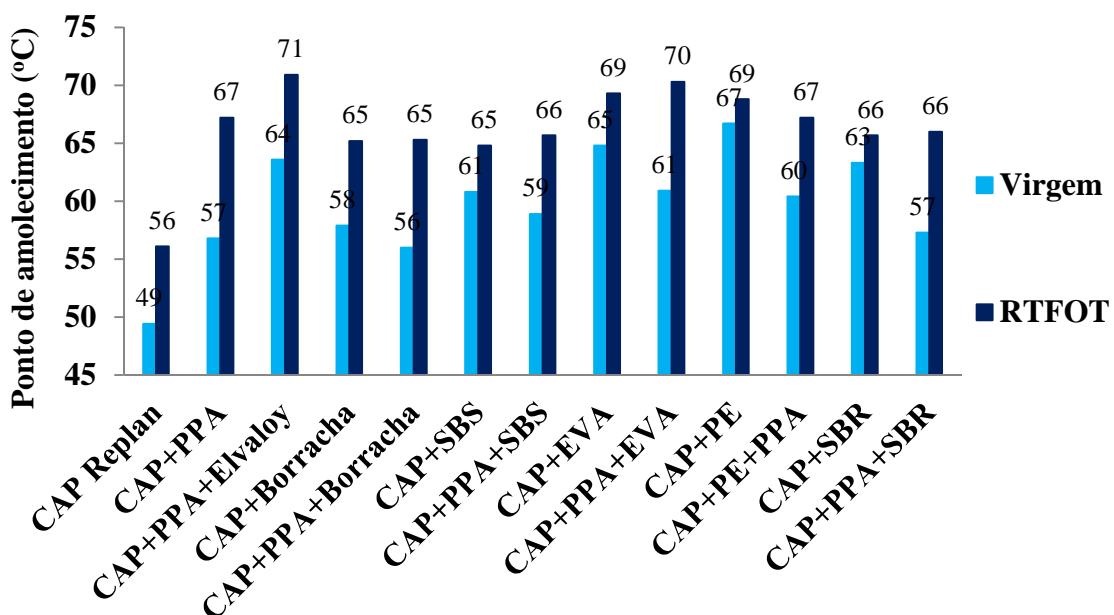
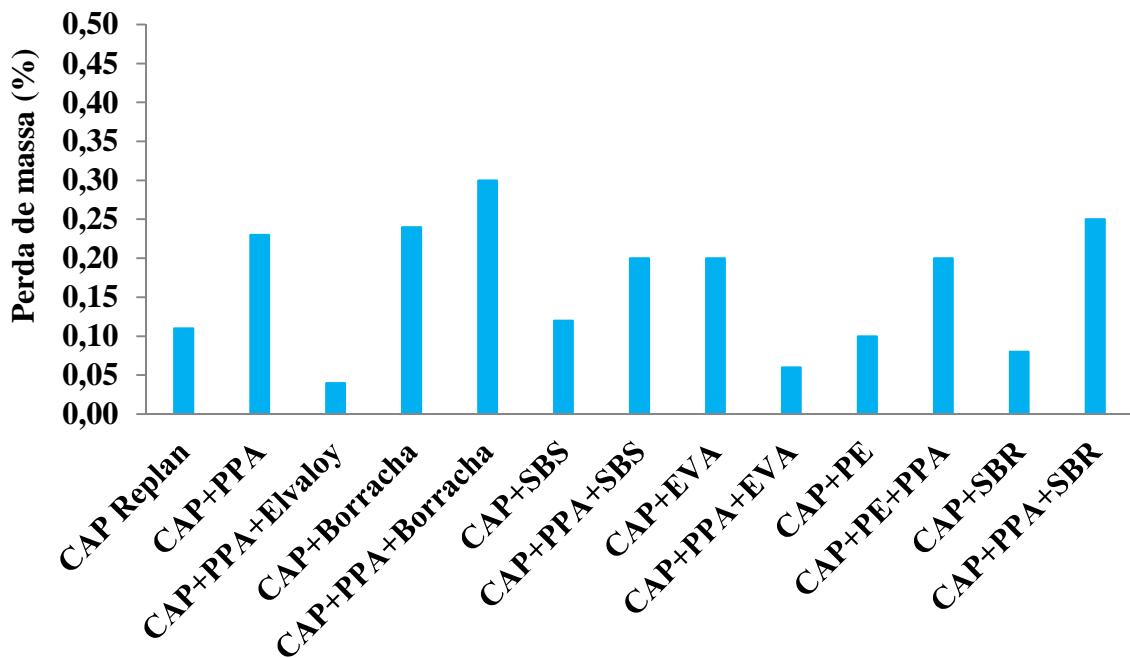


Figura 25 - Perda de massa (FAXINA, 2011)



Também foram obtidos os resultados dos ensaios de MSCR para estes ligantes asfálticos para a correlação dos mesmos com os ensaios de *creep* dinâmico. A Tabela 6 mostra os resultados obtidos para os ensaios de MSCR (DOMINGOS, 2011). Esses se referem às recuperações elásticas em percentual e às complâncias-não recuperáveis em kPa^{-1} nas tensões de 100 e 3.200Pa sob as condições de temperatura de 58 e 64°C. Esses resultados também podem ser observados nas Figuras 26 e 27. Os comentários referentes a esses resultados também encontram-se publicados em Domingos (2011).

Tabela 6 - Resultados de recuperação elástica e compliância não recuperável obtidos nos ensaios MSCR (DOMINGOS, 2011)

Ligante asfáltico	Tensão a 100Pa				Tensão a 3200Pa			
	Recuperação (%)		Compliância (kPa ⁻¹)		Recuperação (%)		Compliância (kPa ⁻¹)	
	58°C	64°C	58°C	64°C	58°C	64°C	58°C	64°C
CAP Replan	5,80	1,00	0,92	2,44	0,50	0,00	1,02	2,78
CAP+PPA	55,20	44,60	0,08	0,23	49,80	31,30	0,09	0,29
CAP+Elvaloy+PPA	79,80	77,10	0,07	0,15	79,80	77,20	0,07	0,14
CAP+Borracha	57,90	50,10	0,13	0,32	37,40	19,80	0,20	0,59
CAP+Borracha+PPA	53,00	44,50	0,13	0,33	38,10	20,00	0,18	0,53
CAP+SBS	36,10	28,70	0,17	0,44	29,10	15,80	0,19	0,55
CAP+SBS+PPA	37,50	26,70	0,15	0,41	31,40	15,10	0,17	0,49
CAP+EVA	78,40	59,50	0,04	0,14	72,50	48,60	0,05	0,24
CAP+EVA+PPA	66,70	56,40	0,05	0,12	60,10	39,60	0,07	0,23
CAP+PE	21,70	14,80	0,26	0,70	10,50	1,50	0,32	0,89
CAP+PE+PPA	39,20	28,50	0,13	0,37	31,70	14,60	0,15	0,46
CAP+SBR	38,60	31,80	0,29	0,70	26,70	12,50	0,36	1,02
CAP+SBR+PPA	56,60	49,30	0,08	0,20	51,60	36,60	0,09	0,26

* O CAP Replan foi utilizado como o ligante de base para todos os ligantes modificados

Figura 26 - Resultados de recuperação elástica obtidos nos ensaios MSCR (DOMINGOS, 2011)

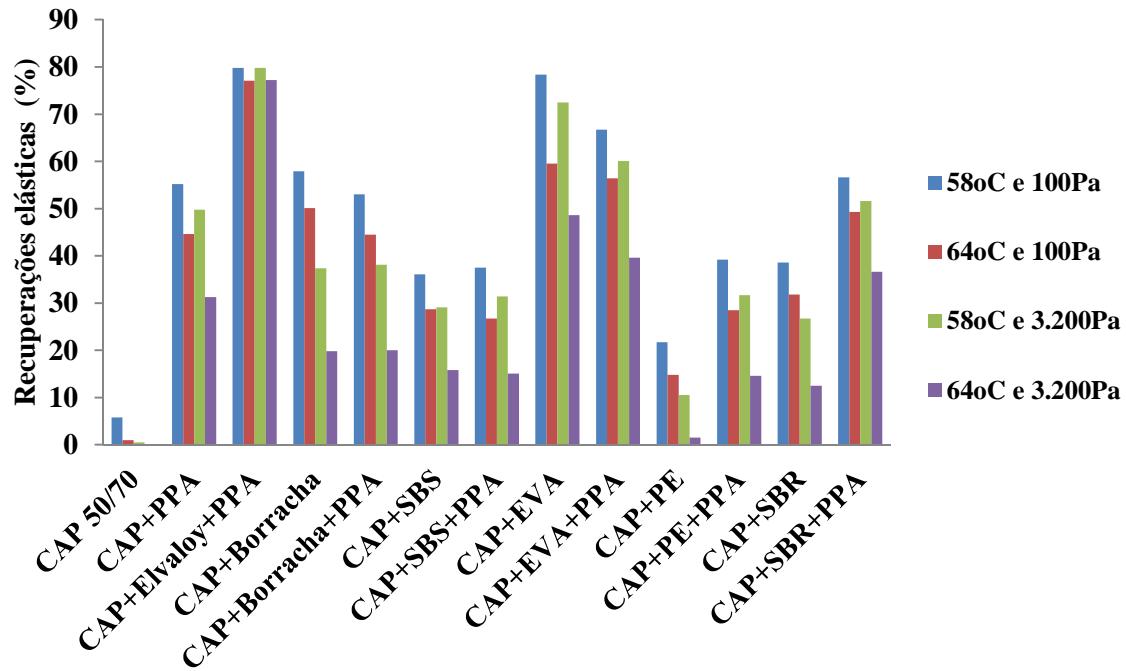
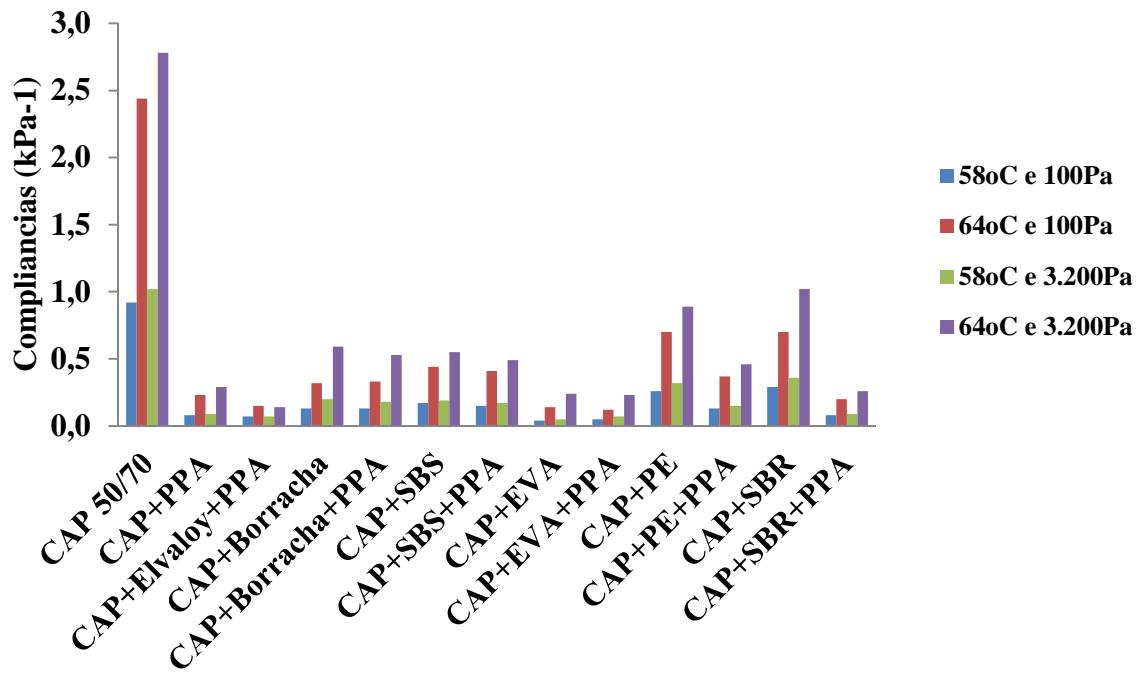


Figura 27 - Resultados de compliância não recuperável obtidos nos ensaios de MSCR (DOMINGOS, 2011)



4.2 Dosagem Superpave das misturas asfálticas

Todas as misturas asfálticas avaliadas nesse estudo foram dosadas seguindo o procedimento Superpave, tanto com os agregados basálticos quanto com os agregados graníticos. A Tabela 7 mostra as temperaturas de usinagem e de compactação e o teor de projeto de ligante para as 17 misturas dosadas com os dois tipos de agregados minerais e os 14 ligantes asfálticos utilizados. A dosagem das misturas de 1 a 13 foram obtidas no estudo desenvolvido por Domingos *et al.* (2011). Também foram obtidos os parâmetros volumétricos para todas as misturas (TABELA 8).

Tabela 7 - Temperaturas de usinagem e de compactação e teores de projeto de ligante asfáltico

Mistura	Ligante asfáltico	Agregado	Temperatura de usinagem (°C)	Temperatura de compactação (°C)	Teor de projeto (%)
1	CAP Replan*		152	140	4,4
2	CAP+PPA		167	154	4,7
3	CAP+Elvaloy+PPA		180	160	4,8
4	CAP+Borracha		177	177	5,5
5	CAP+Borracha+PPA		177	177	5,5
6	CAP+SBS		178	170	5,0
7	CAP+SBS+PPA	Basáltico**	181	170	5,0
8	CAP+EVA		178	170	4,9
9	CAP+EVA+PPA		181	170	5,0
10	CAP+PE		181	170	4,9
11	CAP+PE+PPA		181	170	4,9
12	CAP+SBR		178	170	5,0
13	CAP+SBR+PPA		181	170	4,9
14	CAP Lubnor		160	140	5,3
15	CAP Replan	Granítico	152	140	5,3
16	CAP+PPA		167	154	5,4
17	CAP+Elvaloy+PPA		180	160	5,4

* O CAP Replan foi utilizado como o ligante de base para todos os ligantes modificados

** Obtidos de Domingos *et al.*, (2011)

Tabela 8 - Parâmetros volumétricos das dosagens

Mistura	Ligante	Agregado	Parâmetros Volumétricos			
			Vv (%)	G _{mm}	VAM (%)	RBV (%)
1	CAP Replan*		4,4	2,656	15,4	71,3
2	CAP+PPA		4,0	2,636	16,0	75,3
3	CAP+Elvaloy+PPA		4,1	2,639	16,4	74,8
4	CAP+Borracha		5,1	2,636	17,8	71,8
5	CAP+Borracha+PPA		5,2	2,632	18,1	71,3
6	CAP+SBS		4,8	2,647	16,9	71,7
7	CAP+SBS+PPA	Basáltico	4,7	2,648	16,9	72,2
8	CAP+EVA		4,8	2,630	17,0	72,1
9	CAP+EVA+PPA		4,8	2,636	16,9	71,8
10	CAP+PE		4,7	2,633	16,8	72,1
11	CAP+PE+PPA		4,4	2,626	16,5	73,3
12	CAP+SBR		4,5	2,626	16,6	72,8
13	CAP+SBR+PPA		4,6	2,628	16,8	72,8
14	CAP Lubnor		4,1	2,429	16,1	74,6
15	CAP Replan	Granítico	4,1	2,429	16,1	74,5
16	CAP+PPA		3,9	2,417	16,1	75,8
17	CAP+Elvaloy+PPA		3,7	2,433	16,0	76,8

* O CAP Replan foi utilizado como o ligante de base para todos os ligantes modificados

Observa-se, na Tabela 7, que os teores de projeto para todas as misturas variaram de 4,4 a 5,5%. O teor mais baixo foi para a mistura com os agregados basálticos e com o CAP Replan, no valor de 4,4%. O teor de projeto observado para o mesmo ligante na mistura contendo o agregado granítico foi de 5,3%, ou seja, quase 1% de diferença. Além disso, percebe-se que as demais misturas com agregados basálticos tiveram teores de projeto em torno de 5,0%, ou seja, 0,6% mais alto do que a mistura com o CAP Replan, o que é esperado visto que essas misturas asfálticas foram confeccionadas com ligantes asfálticos modificados.

Verificou-se ainda que as misturas contendo ligantes asfálticos modificados com borracha apresentaram teores de projeto iguais a 5,5%, o que também é esperado visto que o asfalto-borracha sempre exige um teor maior de ligante para que o seu teor de projeto seja atingido. De acordo com o RAC 103 (2012), esse alto teor pode ser explicado pelo fato do asfalto-borracha ter viscosidade maior do que aquelas observadas em asfaltos virgens e em

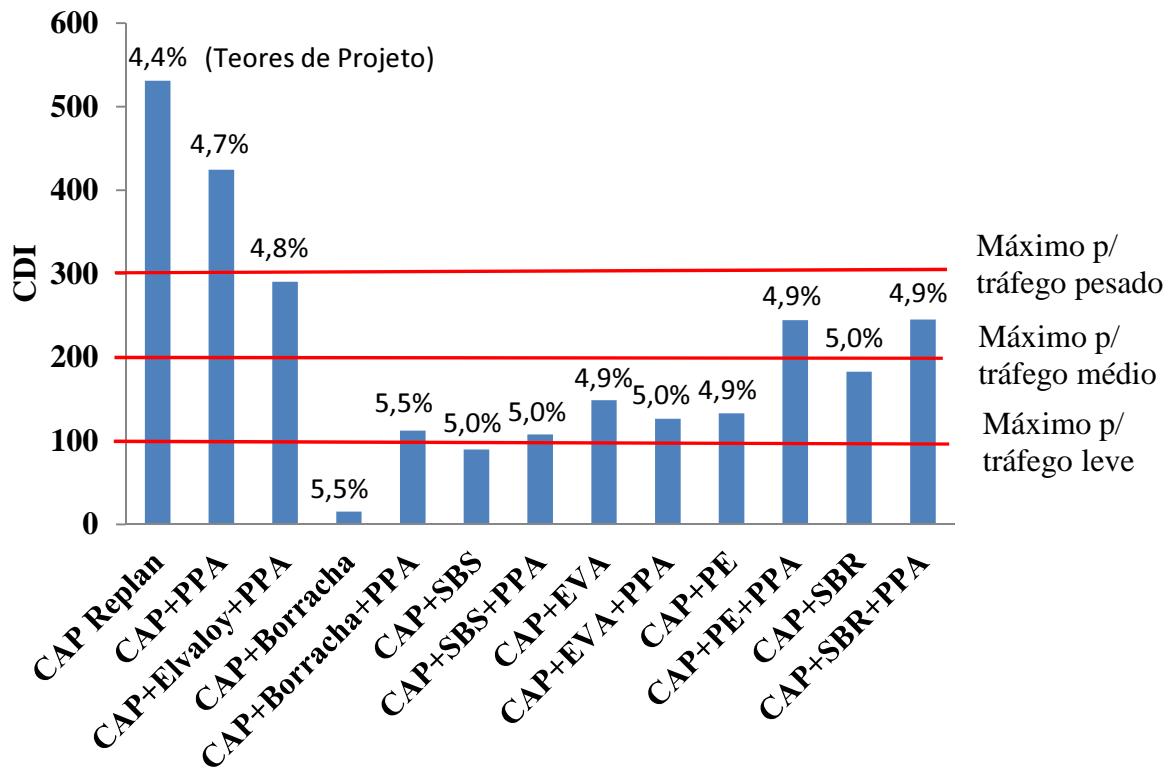
asfalto modificados por diversos polímeros. Isso pode ser observado na Figura 22. As misturas asfálticas contendo agregados graníticos e ligantes modificados (CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA) apresentaram os seus teores de projeto praticamente idênticos aos das misturas com os mesmos agregados e com o CAP Replan (0,1% a mais para as misturas com os ligantes modificados). Isso mostra que os agregados basálticos podem ser mais sensíveis à mudança do ligante asfáltico se comparadas aquelas contendo agregados graníticos no que diz respeito a variação do teor de projeto.

4.3 Ensaios mecânicos

4.3.1 Variáveis de Densificação CDI e TDI_m

As variáveis de densificação CDI e TDI_m foram calculadas para cada mistura apenas com os agregados basálticos, ou seja, para as 13 primeiras misturas. A Figura 28 mostra os resultados dos valores de CDI obtidos para as misturas avaliadas nesse estudo. Também foram inseridos os valores dos teores de projeto para cada mistura para facilitar a análise.

Figura 28 - Resultados de CDI

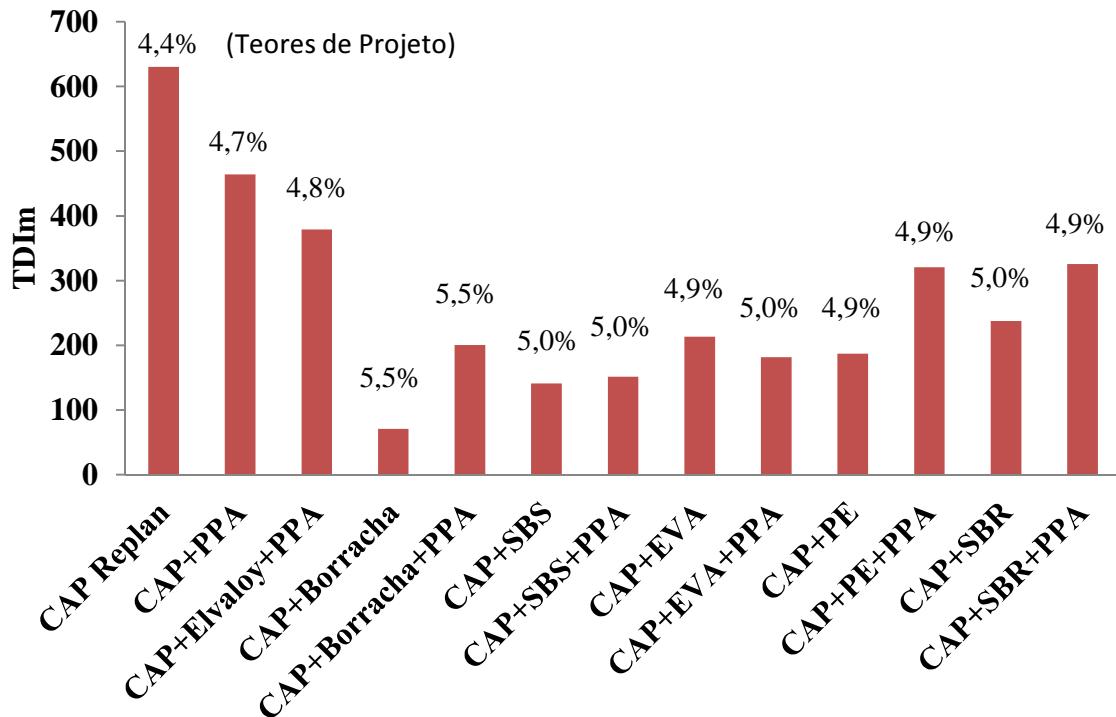


Observa-se que os valores de CDI variaram aproximadamente 20 para 530, tendo a maioria ficado por volta de 115. Dentre todas as misturas analisadas, as que apresentaram CDI mais alto foram aquelas preparadas com CAP Replan e com CAP+PPA, ou seja, são aquelas que devem apresentar pior trabalhabilidade. Logo, estas misturas exigiriam mais energia para que estas fossem compactadas adequadamente. Estas duas misturas foram as únicas a ultrapassar o limite máximo de CDI para garantir a trabalhabilidade em campo, considerando uma rodovia de alto volume de tráfego de acordo com o critério estabelecido por Bahia e Faheem (2007). Dentre as misturas que foram dosadas com ligantes modificados, as preparadas com CAP+Elvaloy+PPA, CAP+PE+PPA e CAP+SBR+PPA foram consideradas as menos trabalháveis, podendo ser utilizadas apenas em rodovias de tráfego pesado, segundo o critério estabelecido por Bahia e Faheem (2007). As misturas preparadas com CAP+Borracha+PPA, CAP+SBS+PPA e CAP+EVA+PPA, apresentaram trabalhabilidade similar e superior às demais, podendo ser utilizadas em rodovias de tráfego médio ou pesado. Dentre as misturas preparadas com formulações do tipo CAP+Polímero (ou borracha), as que apresentaram melhor trabalhabilidade foram aquelas com CAP+Borracha e CAP+SBS em sua composição, podendo ser utilizadas em rodovia com qualquer volume de tráfego, segundo o critério estabelecido por Bahia e Faheem (2007). As misturas contendo as

formulações CAP+EVA, CAP+PE e CAP+SBR apresentaram-se menos trabalháveis se comparadas às misturas com CAP+Borracha e CAP+SBS, porém estas podem ser utilizadas em rodovias de tráfego médio ou pesado, segundo os mesmos critérios citados anteriormente. Vale ressaltar que os critérios estabelecidos por Bahia e Faheem (2007) não foram validados em campo, logo podem não representar bem a realidade para o cenário brasileiro.

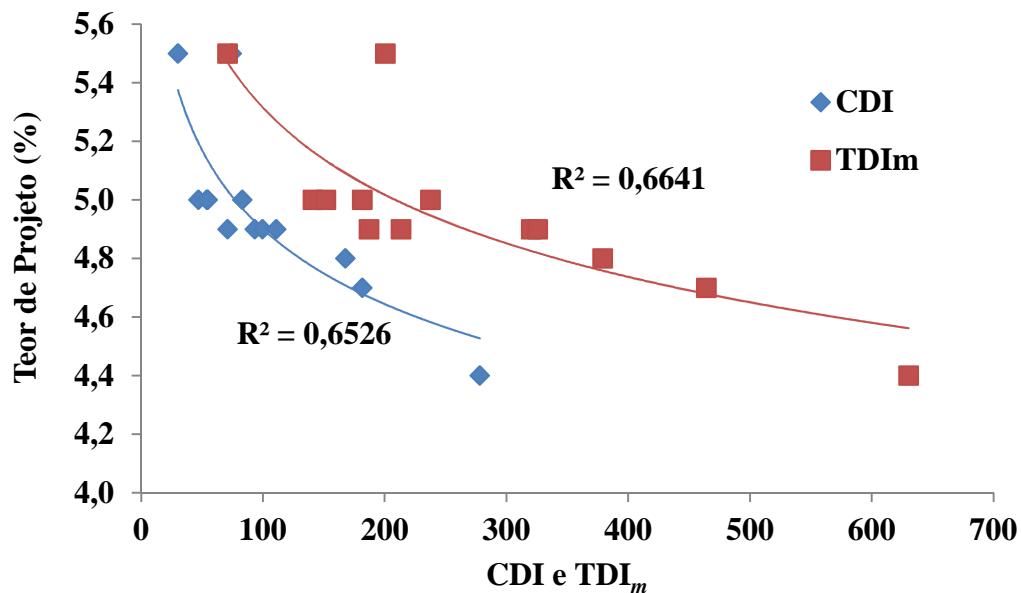
Percebe-se também que os valores de CDI obtidos podem ser justificados principalmente pelo teor de projeto. Percebe-se que as duas misturas com os teores mais baixos (CAP Replan com 4,4% e CAP+PPA com 4,7%) são as que apresentam maiores valores de CDI e que a mistura com o maior teor de ligante (CAP+Borracha com 5,5%) é a que apresenta o menor valor de CDI. Isso se deve ao fato de que uma mistura com menor teor de ligante é mais difícil de ser compactada, já que esta possui, também, uma trabalhabilidade reduzida em função desse baixo teor. Analogamente, uma mistura com um teor maior de ligante possui maior facilidade para ser compactada devido à maior trabalhabilidade conferida à mesma por essa quantidade de ligante. Observa-se, também, que as misturas contendo formulação do tipo CAP+Polímero (ou borracha) apresentam valores de CDI mais baixos do que as misturas preparadas com CAP+Polímero (ou borracha)+PPA, ainda que tenham o mesmo teor de ligante (exceto aquelas contendo o modificador EVA). Isso mostra que a modificação também exerceu efeito no CDI. Nesse caso, a adição de PPA piorou a trabalhabilidade devido a sua característica de enrijecer o ligante asfáltico. Também foram calculados os valores de TDI_m (FIGURA 29). Nesta figura, também foram inseridos os valores dos teores de projeto para cada mistura para facilitar a análise.

Figura 29 - Resultados de TDI_m para as misturas avaliadas nesse estudo



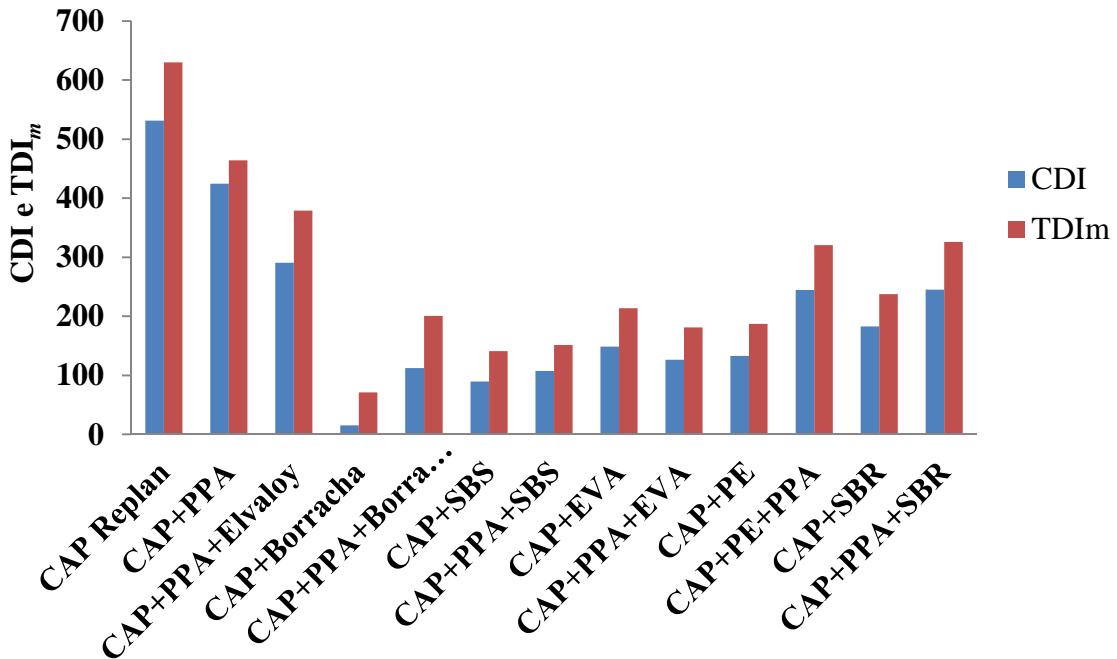
Observando-se os valores de TDI_m , a mistura que deve ter maior resistência à deformação permanente é a mistura com o CAP Replan, sendo esta seguida pelas misturas com os ligantes CAP+PPA, CAP+Elvaloy+PPA, CAP+PE+PPA e CAP+SBR+PPA. A mistura com o CAP+Borracha apresentou o menor valor de TDI_m , logo, esta deveria possuir a menor resistência à deformação permanente. Esses resultados também podem ser justificados pelo valor do teor de projeto, que nesse caso se sobressaiu em relação ao efeito da modificação dos ligantes (CAP Replan com maior resistência à deformação permanente e CAP+Borracha+PPA com menor resistência à deformação permanente). É possível verificar o efeito da modificação na maioria das misturas em que foram utilizados ligantes modificados apenas por polímero (ou borracha) e por polímero+PPA. Para a borracha, o SBS, o polietileno e o SBR, verifica-se que as formulações com PPA sempre apresentaram valores de CDI e TDI_m mais elevados se comparadas às formulações com o polímero (ou borracha), mas sem PPA. A mistura com EVA foi exceção, apresentando valores de CDI e TDI_m maiores para a mistura com ligante modificado apenas pelo polímero se comparadas as misturas com o ligante com polímero+PPA. A Figura 30 mostra as correlações entre os parâmetros CDI e TDI_m com os teores de projeto. Percebe-se que as duas variáveis de densificação possuem boas correlações (valores de R^2 iguais a 0,65 e 0,66, respectivamente) com o teor de projeto, mostrando, mais uma vez, que esses parâmetros estão interligados.

Figura 30 - Correlações entre as variáveis de densificação CDI e TDI_m com o teor de projeto de ligante asfáltico



É preferível que se tenha uma mistura com um baixo valor de CDI, para que seja mais trabalhável, e com um maior valor de TDI ou TDI_m , para que esta seja mais resistente à deformação permanente. No entanto, as características das misturas que as levam a ter um CDI mais elevado também as tornam mais resistentes à deformação permanente, logo com valores de TDI ou TDI_m também mais elevados. Esse fato pode ser observado na Figura 31, que apresenta os resultados de CDI e TDI_m de forma conjunta a título de comparação.

Figura 31 - Valores de CDI e de TDI_m para todas as misturas avaliadas nesse estudo



Observa-se que todas as misturas avaliadas possuem a mesma tendência de ter o valor de CDI inferior ao valor de TDI_m . Além disso, o valor de CDI de cada mistura se aproximou do seu respectivo valor de TDI_m . Logo, é provável que se uma mistura é muito trabalhável (baixo CDI), esta também terá baixa resistência à deformação permanente (baixo TDI_m) e vice-versa. Também observa-se que não há uma mistura ideal, que possua ao mesmo tempo um baixo valor de CDI e um alto valor de TDI_m .

4.3.2 Ensaios de creep dinâmico

4.3.2.1 Resultados dos ensaios realizados nas 13 misturas asfálticas contendo agregados basálticos

Os ensaios de *creep* dinâmico foram realizados em todas as 13 misturas investigadas com agregados basálticos. Desses, apenas duas misturas atingiram o FN, que é o critério de ruptura para o ensaio de *creep* dinâmico, ou seja, apenas essas duas misturas apresentaram taxa de deformação mínima com aplicação de até 10.000 ciclos de carga. Estas duas misturas são aquelas que foram preparadas com CAP Replan e com CAP+PPA em sua

composição. A Tabela 9 apresenta a média e os CVs dos resultados de FN obtidos de três ensaios.

Tabela 9 - Resultados de FN das misturas asfálticas preparadas com o CAP Replan e o CAP+PPA

Amostra	Ligante	
	CAP Replan	CAP+PPA
Média	1.977	4.393
CV (%)	5	10

Percebe-se que o resultado do ensaio para a mistura contendo CAP+PPA (1,2% de PPA) é aproximadamente três vezes maior se comparado ao valor encontrado para a mistura contendo CAP Replan. Considerando-se o parâmetro FN, a adição de PPA melhorou consideravelmente a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica. Observa-se também que as duas misturas apresentaram valores de CV baixos, o que indica uma boa repetitibilidade do ensaio. Não foi possível realizar o terceiro ensaio com a mistura com CAP+PPA porque houve um problema técnico no equipamento que levou à perda do CP, porém os dois resultados apresentaram boa repetitibilidade.

Ao contrário dos resultados encontrados para a variável TDI_m , essas duas misturas apresentaram os piores comportamentos com relação à resistência à deformação permanente, o que à primeira vista era inesperado, já que essas apresentaram também os menores teores de projeto (4,4 e 4,7%, respectivamente). Apesar desses baixos teores em relação às demais misturas asfálticas, o fato das demais misturas asfálticas possuírem maiores percentuais de modificação se sobressaiu em relação aos baixos teores, o que pode indicar que, para esse ensaio, os teores de projeto da mistura não influenciam tanto quanto o tipo de modificador e o percentual de modificação. Isso pode indicar que a variável TDI_m pode não ser um bom parâmetro para a previsão da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. As demais misturas avaliadas não atingiram o FN até o ciclo de número 10.000. O critério utilizado para analisar essas misturas foi a deformação a 10.000 ciclos. Esse parâmetro foi escolhido em detrimento do valor b (inclinação da curva de deformação na zona secundária), que é usualmente utilizado para esse ensaio, porque a deformação a 10.000 ciclos pode ser comparada com outras deformações ao longo da curva de fluência. Além disso, a correlação feita entre os valores de inclinação b e os valores da deformação a 10.000 ciclos para estas misturas pode ser considerada boa (FIGURA 32). Isso indica que esse parâmetro também

pode ser considerado na análise da resistência à deformação permanente da mesma forma que o b . Os valores de b utilizados para a correlação encontram-se no Apêndice D. Também foi possível plotar o gráfico de número de ciclos *versus* deformação para todas as misturas com agregados basálticos (FIGURA 33).

Figura 32 - Correlação entre a inclinação b e o percentual de deformação a 10.000 ciclos

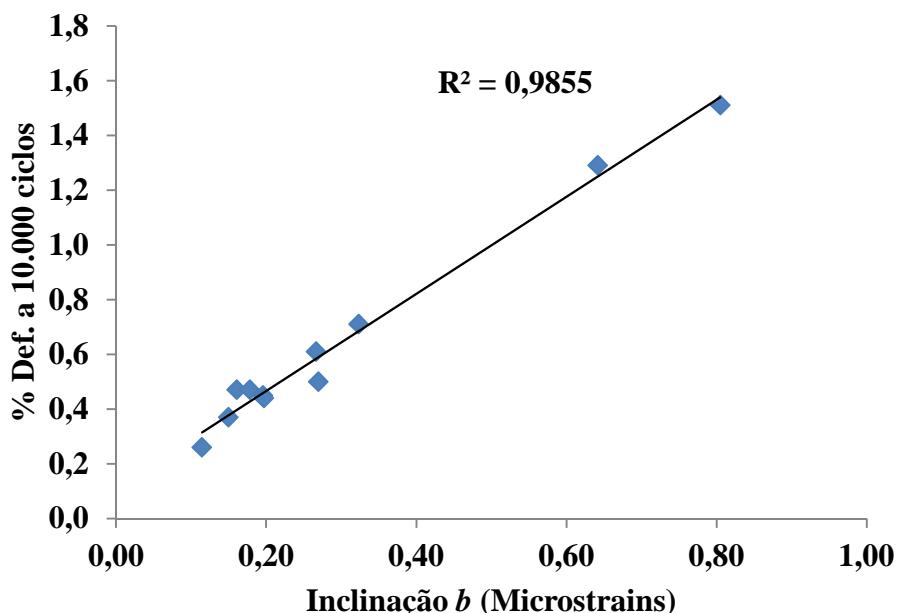
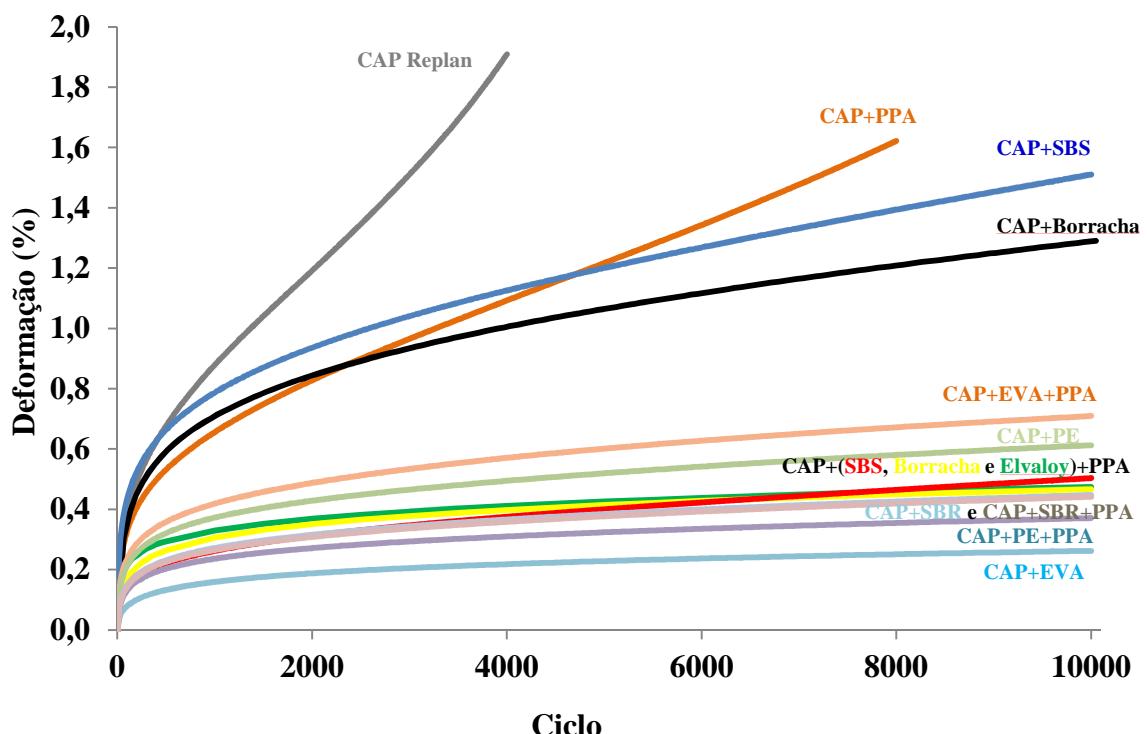


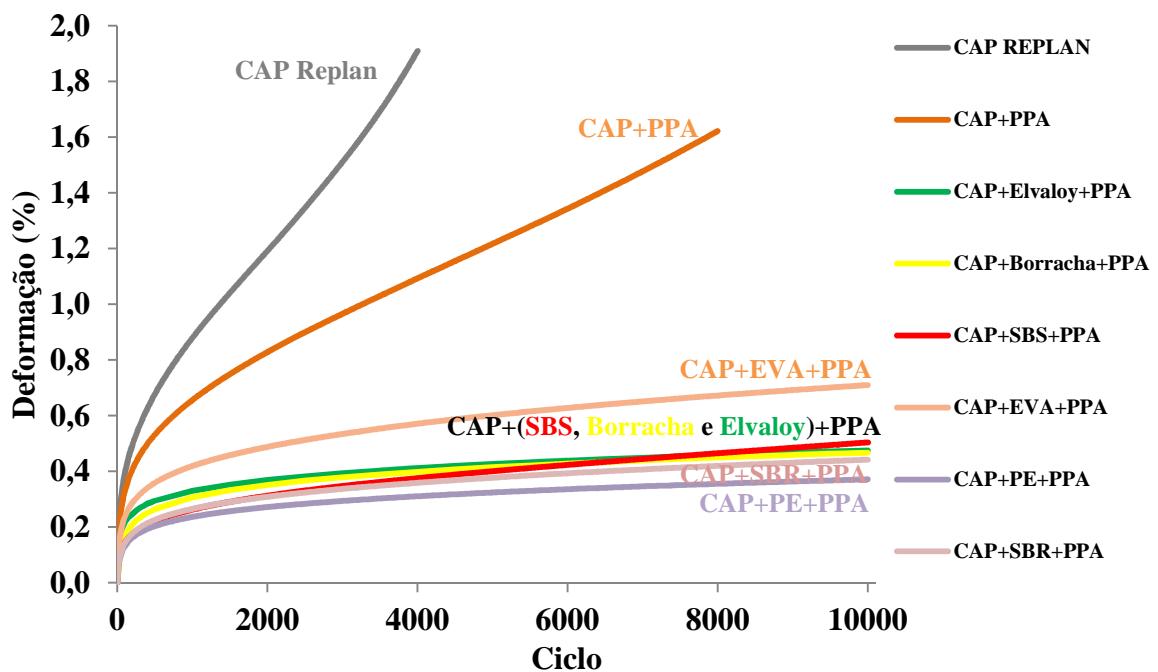
Figura 33 - Resultados do ensaio de *creep* dinâmico para todas as misturas avaliadas com agregados basálticos



As misturas confeccionadas com o CAP Replan e com o CAP+PPA foram as únicas a atingir o critério de ruptura do ensaio de *creep* dinâmico, ou seja, o FN. Este é o ciclo equivalente a taxa de deformação mínima, sendo, portanto, consideradas as menos resistentes à deformação permanente. As misturas que não atingiram o critério de ruptura mostraram um decréscimo na taxa de deformação como já era esperado, porém essa taxa não voltou a aumentar e a mistura não apresentou variação volumétrica, fatores que indicariam a ruptura. Percebe-se que a mistura contendo o CAP Replan é a que deforma mais para os ciclos iniciais, o que é esperado já que o ligante asfáltico não foi modificado. Já a mistura com o CAP+PPA deforma um pouco menos para os ciclos iniciais se comparada com a deformação observada para a mistura contendo o CAP Replan. Observa-se que quase todas as misturas contendo formulações do tipo CAP+polímero (ou borracha) possuem menor percentual de deformação ao longo de todos os ciclos quando comparadas àquelas contendo CAP Replan e CAP+PPA (exceto as misturas confeccionadas com CAP+Borracha e CAP+SBS). Essas misturas apresentaram maiores percentuais de deformação até os ciclos de número 2.000 e 4.500, respectivamente, em relação à mistura confeccionada com CAP+PPA e maior percentual de deformação em um ciclo quando comparadas às misturas contendo formulações do tipo CAP+Polímero+PPA. A utilização apenas de PPA ou apenas de polímeros melhorou a resistência à deformação permanente das misturas avaliadas, sendo preferível a utilização de polímeros no caso de se poder optar apenas por um destes dois modificadores. A utilização de PPA junto ao polímero melhora ainda mais a resistência a deformação permanente de uma mistura contendo apenas polímero. A mistura com CAP+EVA foi a única a apresentar maior resistência à deformação permanente quando comparada à mistura preparada com CAP+EVA+PPA.

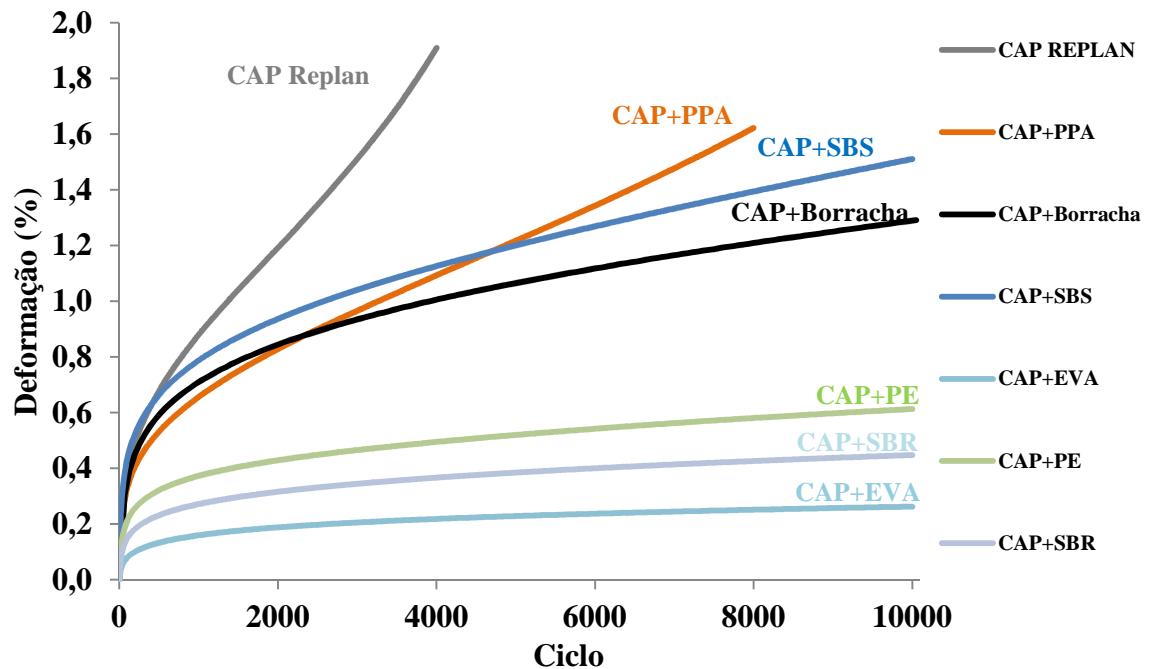
As curvas de deformação das misturas preparadas com CAP+Polímero+PPA ficaram muito próximas, o que indica que ao se utilizar PPA, não há tanta diferença entre a utilização de qualquer um dos polímeros, exceto pelo EVA, que apresentou uma menor resistência à deformação permanente. A Figura 34 ilustra melhor este fato. Vale ressaltar que esses resultados foram obtidos apenas para as formulações desse estudo (TABELA 2), que apresentaram teores diferentes de polímeros ou borracha com ou sem PPA para atingir o PG 76-XX. Dessa forma não se sabe qual seria o comportamento com relação a resistência à deformação permanente se o mesmo teor de modificação fosse fixado para cada modificador.

Figura 34 - Resultados dos ensaios de *creep* dinâmico para as misturas com ligantes asfálticos do tipo CAP+Polímero+PPA



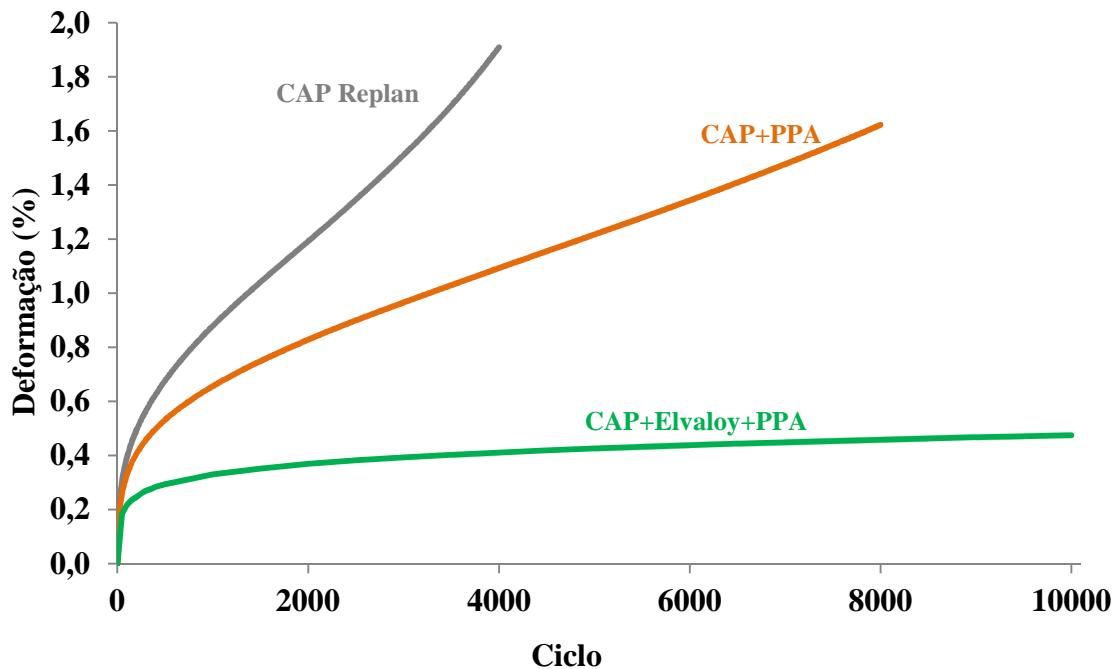
Dentre as misturas que não atingiram o FN, a que apresentou menor resistência à deformação permanente foi aquela contendo o CAP+SBS, com aproximadamente 1,5% de deformação no ciclo de número 10.000. A mistura que apresentou maior resistência à deformação permanente foi aquela contendo CAP+EVA, com aproximadamente 0,26% de deformação permanente no ciclo de número 10.000. As misturas com os polímeros (e também com o uso da borracha) apresentaram o seguinte ordenamento em ordem decrescente de resistência à deformação permanente: (i) EVA, (ii) SBR, (iii) polietileno, (iv) borracha e (vi) SBS. O referido fato pode ser observado na Figura 35.

Figura 35 - Resultados dos ensaios de *creep* dinâmico para as misturas com formulações do tipo CAP+Polímero



Também foram plotados os gráficos que mostram os resultados dos ensaios de *creep* dinâmico das misturas com o CAP Replan, o CAP+PPA, e as formulações do tipo CAP+Polímero e CAP+Polímero+PPA. Como foram utilizados seis polímeros diferentes, foram gerados seis gráficos. Isso foi feito com a finalidade de verificar a influência de cada um dos polímeros juntos com o PPA e também destes de forma separada. A Figura 36 mostra os resultados de *creep* dinâmico referentes às misturas com o CAP Replan, o CAP+PPA e o CAP+Elvaloy+PPA.

Figura 36 - Resultados de *creep* dinâmico referentes às misturas asfálticas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA

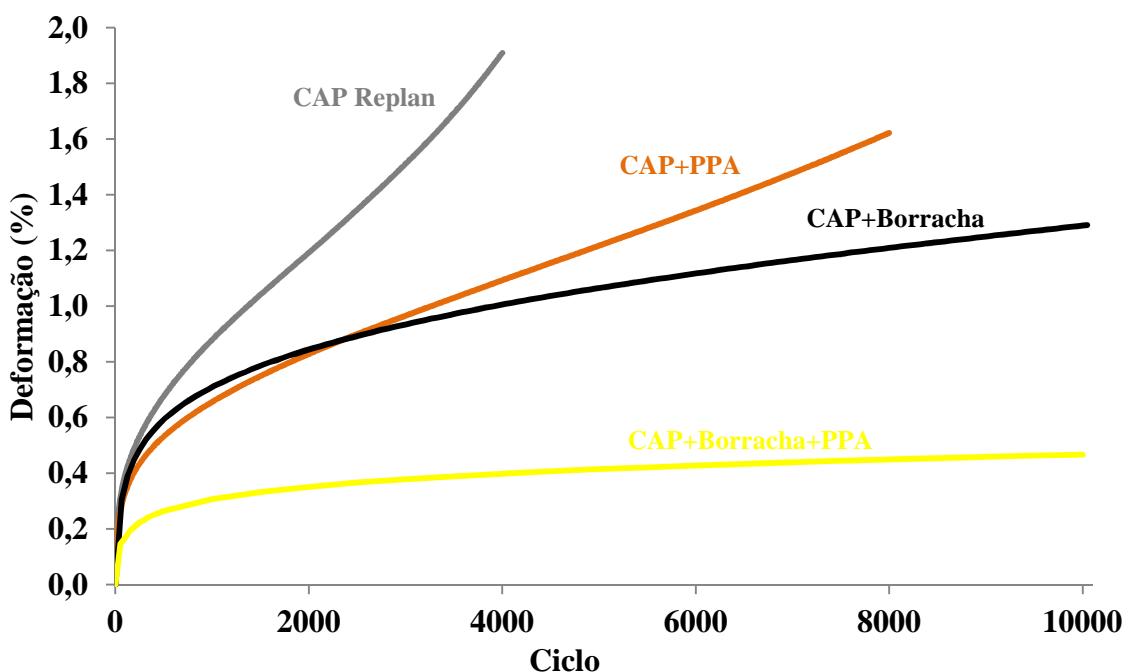


Percebe-se que a mistura com CAP Replan atingiu o FN aproximadamente no ciclo de número 2.000. A deformação para esta mistura neste ciclo foi de aproximadamente 1,19%. Ao se modificar esse ligante com 1,20% de PPA (CAP+PPA), não só a deformação no ciclo de número 2.000 diminuiu para aproximadamente 0,83% (66% da deformação da mistura com CAP Replan), mas também o FN só foi atingido em torno do ciclo de número 4.000. Esse fato mostra que uma pequena quantidade de PPA é suficiente para melhorar o comportamento da mistura asfáltica com relação à resistência à deformação permanente da mesma. Ao se modificar o CAP Replan com 1,30% de Elvaloy e 0,30% de PPA (CAP+Elvaloy+PPA), o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura apresentou-se superior, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,36%, ou seja, aproximadamente 30% da deformação da mistura com CAP Replan nesse mesmo ciclo. Além disso, o FN não foi atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a aproximadamente 0,40%. Isso mostra que o elvaloy, ainda que seja utilizado em um percentual baixo (1,30%), tem potencial para aumentar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

Observa-se que a mistura com CAP+PPA contém ligante com 1,2% de modificação e a mistura com CAP+Elvaloy+PPA apresenta ligante com 1,6% de modificação. O fato da mistura com o CAP+Elvaloy+PPA possuir elvaloy e uma pequena quantidade de

PPA fez uma grande diferença no comportamento desse material com relação à resistência à deformação permanente quando comparada à mistura contendo apenas o PPA. A Figura 37 mostra os resultados de FN referentes às misturas com CAP Replan, CAP+PPA, CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA.

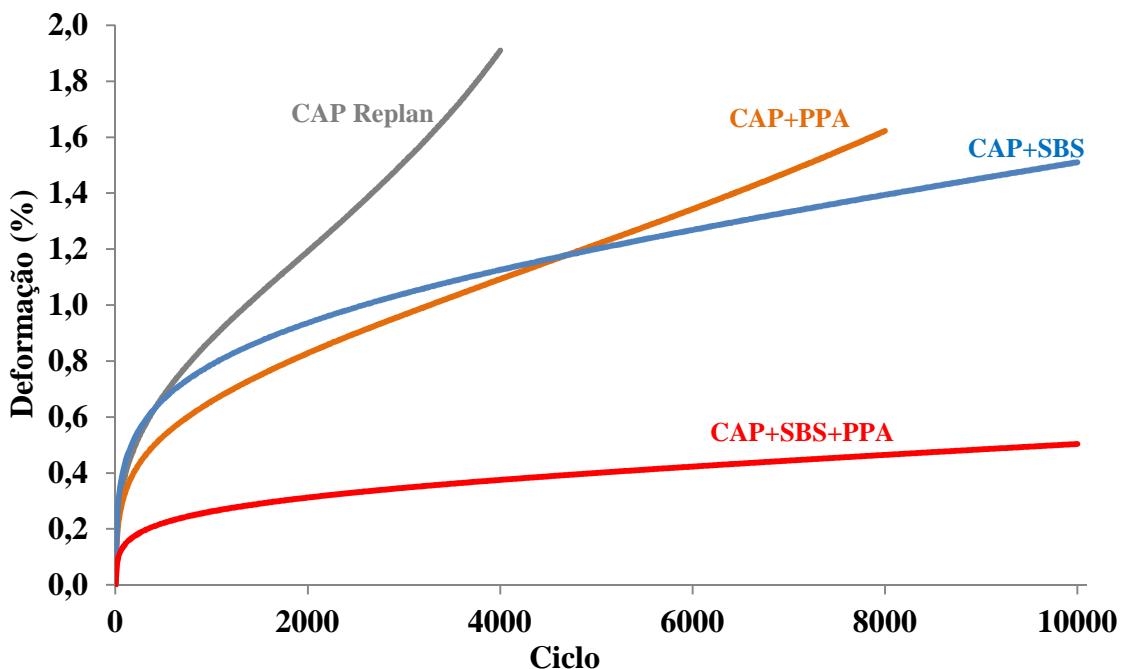
Figura 37 - Resultados de *creep* dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA



Ao se modificar o CAP Replan com 14% de borracha (CAP+Borracha) o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura melhora em relação às misturas com CAP Replan e CAP+PPA, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,84%, ou seja, apenas 71% da deformação da mistura com o CAP Replan nesse mesmo ciclo. Além disso, o FN não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a, aproximadamente, 1,3%. Ao se modificar o CAP Replan com borracha e PPA (CAP+Borracha+PPA), o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura melhora ainda mais, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,35%, ou seja, apenas 29% da deformação da mistura com o CAP Replan nesse ciclo. Além disso, o FN não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número de 10.000 igual a aproximadamente 0,4%. Isso mostra que a borracha de pneu moído tem potencial para influenciar positivamente na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, principalmente quando essa é utilizada associada ao PPA.

Até o ciclo de número 2.300 a mistura com CAP+Borracha apresenta menor resistência à deformação permanente quando comparada à mistura contendo CAP+PPA. Ou seja, a curto prazo a modificação apenas por PPA é mais favorável na resistência à deformação permanente, porém, a longo prazo a modificação com borracha é mais favorável. É importante lembrar que a mistura com CAP+Borracha possui ligante com 14% de modificação apenas por borracha e que a mistura com CAP+Borracha+PPA possui ligante com 11,5% de modificação, sendo 11,0% de borracha e 0,5% de PPA. Conclui-se que a utilização de um pequeno percentual de PPA não só diminui o consumo de borracha utilizado, mas também melhora consideravelmente o desempenho da mistura com relação à resistência à deformação permanente. A Figura 38 mostra os resultados de FN referentes às misturas com CAP Replan, CAP+PPA, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA.

Figura 38 - Resultados de *creep* dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA

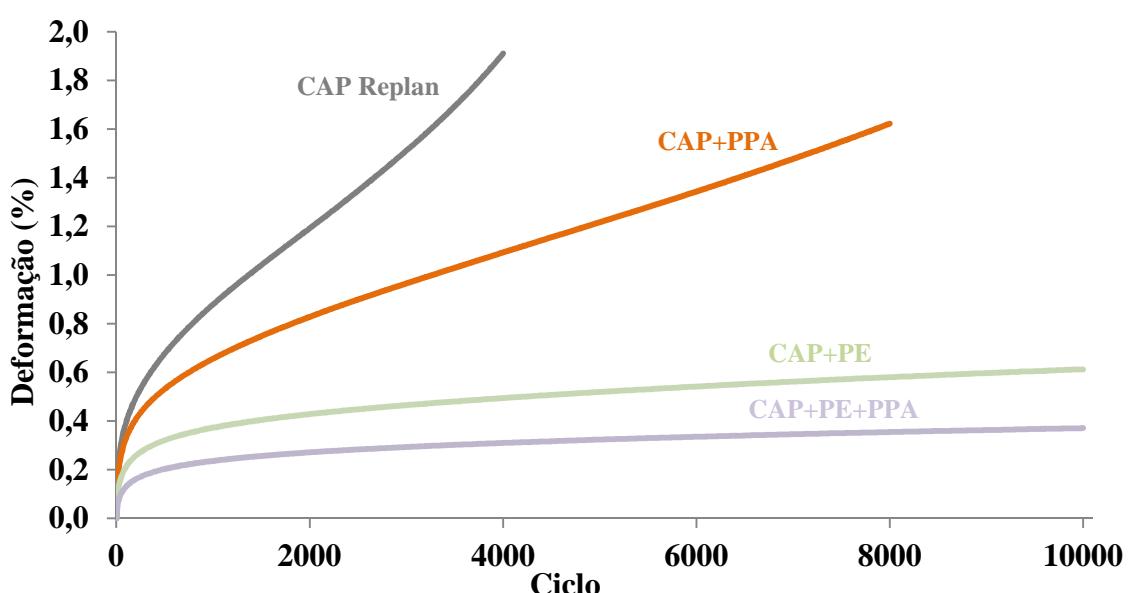


Ao se modificar o CAP Replan com 4,5% de SBS (CAP+SBS) o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura confeccionada com esse ligante melhorou em relação às misturas com CAP Replan e CAP+PPA, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,94%, ou seja, apenas 79% da deformação da mistura com CAP Replan nesse mesmo ciclo. Além disso, o FN não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número de 10.000 igual a, aproximadamente, 1,5%. Ao se modificar o CAP

Replan com SBS de maneira conjunta com PPA (CAP+SBS+PPA), o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura melhora ainda mais, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,31%, ou seja, apenas 26% da deformação da mistura com o CAP Replan nesse mesmo ciclo. Além disso, o FN não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a aproximadamente 0,4%. Isso mostra que o SBS tem potencial para melhorar a resistência à deformação permanente, principalmente quando este é utilizado associado ao PPA.

Até o ciclo de número 5.000 a mistura com CAP+SBS apresenta menor resistência à deformação permanente quando comparada à mistura com CAP+PPA, ou seja, a curto prazo a modificação apenas por PPA é mais favorável com relação a resistência à deformação permanente, porém, a longo prazo a modificação por SBS é mais favorável. É importante lembrar que a mistura com CAP+SBS possui ligante com 4,5% de modificação apenas por SBS e que a mistura com CAP+SBS+PPA possui ligante com 3,5% de modificação, sendo 3,0% de SBS e 0,5% de PPA. A utilização de um pequeno percentual de PPA não só diminuiu o consumo de SBS utilizado, mas também melhorou consideravelmente o desempenho da mistura com relação à resistência à deformação permanente. A Figura 39 mostra os resultados de FN referentes às misturas com CAP Replan, CAP+PPA, CAP+PE e CAP+PE+PPA.

Figura 39 - Resultados de *creep* dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+PE e CAP+PE+PPA

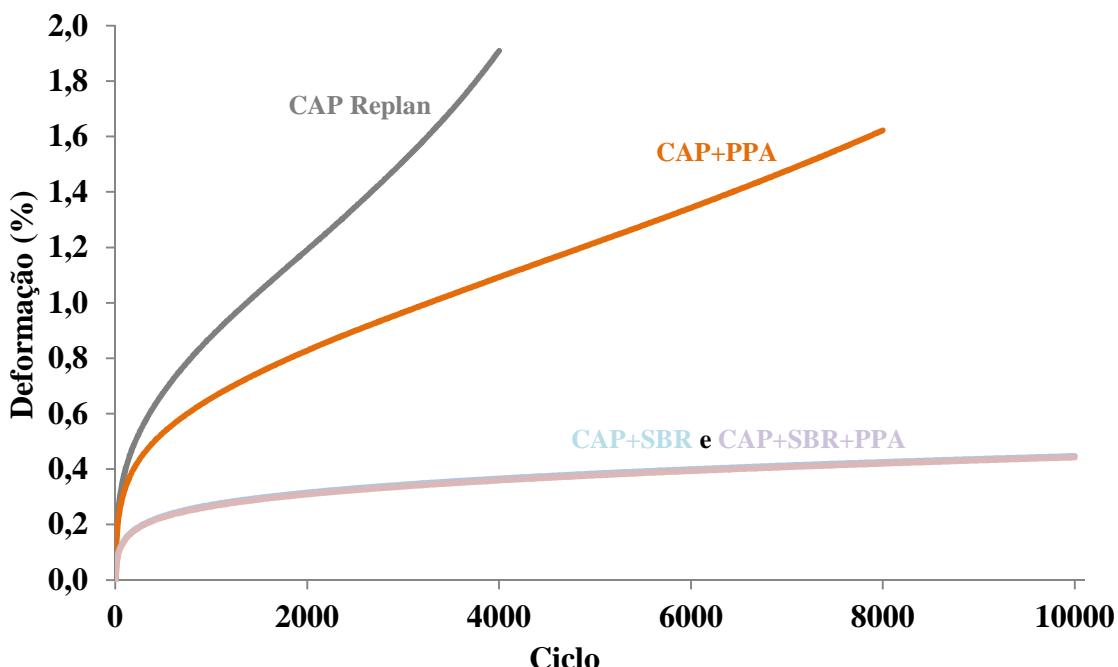


Ao se modificar o CAP Replan com 6,0% de polietileno (CAP+PE) o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura melhorou em

relação às misturas com CAP Replan e CAP+PPA, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 desta mistura em torno de 0,43%, ou seja, apenas 36% da deformação da mistura com o CAP Replan naquele mesmo ciclo. Além disso, o FN não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a, aproximadamente, 0,5%. Ao se modificar o CAP Replan com polietileno + PPA (CAP+PE+PPA), o comportamento com relação à resistência à deformação permanente da mistura melhorou ainda mais, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,27%, ou seja, apenas 23% da deformação da mistura com CAP Replan naquele mesmo ciclo. O FN para esta mistura também não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a, aproximadamente, 0,3%. Isso mostra que o polietileno também tem potencial para melhorar a resistência à deformação permanente, principalmente quando este é associado ao PPA.

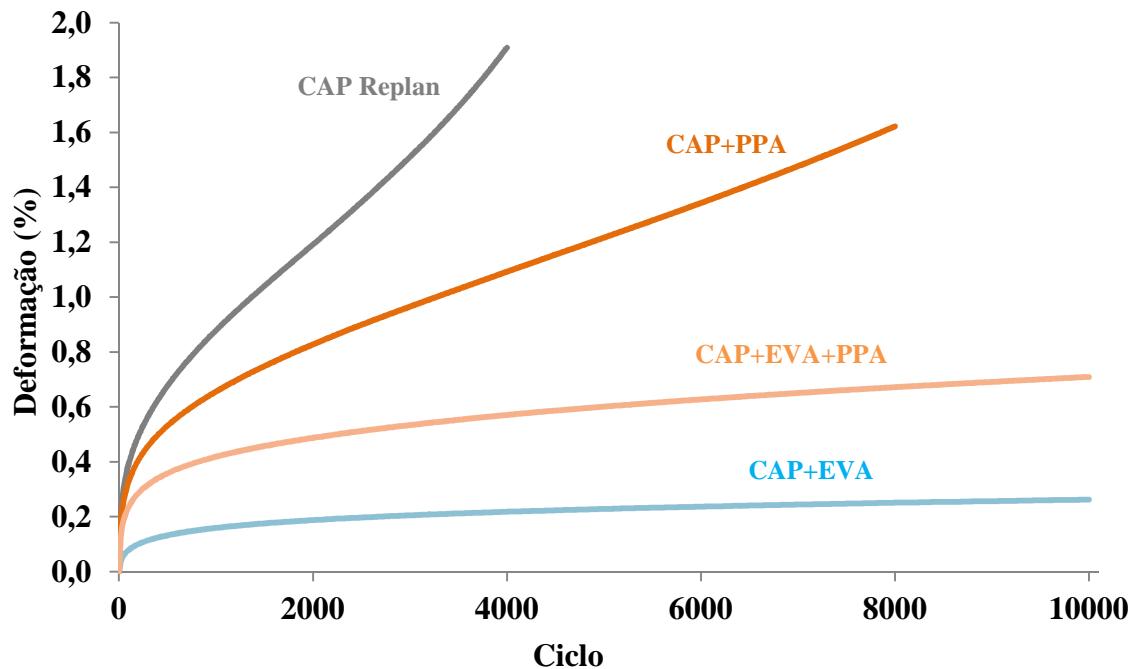
É importante ressaltar que a mistura com CAP+PE possui ligante com 6,0% de modificação apenas por polietileno e que a mistura com CAP+PE+PPA possui ligante com 3,5% de modificação, sendo 3,0% de polietileno e 0,5% de PPA. A utilização de um pequeno percentual de PPA não só diminuiu o consumo de polietileno pela metade, mas também melhorou consideravelmente o desempenho da mistura com relação à resistência à deformação permanente. A Figura 40 mostra os resultados de FN referentes às misturas com CAP Replan, CAP+PPA, CAP+SBR e CAP+SBR+PPA.

Figura 40 - Resultados de *creep* dinâmico referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+SBR e CAP+SBR+PPA



Ao se modificar o CAP Replan com 5,5% de SBR (CAP+SBR), o comportamento com relação à resistência à deformação permanente melhorou em relação às misturas com CAP Replan e CAP+PPA, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,32%, ou seja, apenas 27% da deformação da mistura com CAP Replan naquele mesmo ciclo. Além disso, o FN não é atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a, aproximadamente, 0,4%. Ao se modificar o CAP Replan com SBR + PPA (CAP+SBR+PPA), o comportamento da mistura com relação à resistência à deformação permanente ficou exatamente o mesmo (curvas sobrepostas). Isso mostra que o SBR tem potencial para aumentar a resistência à deformação permanente, tanto puro quanto associado ao PPA. Vale a pena ressaltar que a mistura com CAP+SBR possui ligante com 5,5% de modificação apenas por SBR e que a mistura com CAP+SBR+PPA possui ligante com 4,0% de modificação, sendo 3,5% de SBR e 0,5% de PPA. A utilização de um pequeno percentual de PPA diminuiu o consumo de SBR utilizado, mas não afetou o desempenho da mistura asfáltica com relação à resistência à deformação permanente. A Figura 41 mostra os resultados de FN referentes às misturas com CAP Replan, CAP+PPA, CAP+EVA e CAP+EVA+PPA.

Figura 41 - Resultados de FN referentes às misturas com ligantes CAP Replan, CAP+PPA, CAP+EVA e CAP+EVA+PPA



Ao se modificar o CAP Replan com 8,0% de EVA (CAP+EVA), o comportamento da mistura com relação à resistência à deformação permanente melhorou em relação às misturas com CAP Replan e CAP+PPA, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,19%, ou seja, apenas 16% da deformação da mistura com o CAP Replan naquele ciclo. O FN também não foi atingido, sendo a deformação no ciclo de número 10.000 igual a aproximadamente 0,22%. Ao se modificar o CAP Replan com EVA + PPA (CAP+EVA+PPA), o comportamento com relação à resistência à deformação permanente piorou em relação à mistura com CAP+EVA, sendo a deformação no ciclo de número 2.000 em torno de 0,49%, ou seja, apenas 36% da deformação da mistura com CAP Replan naquele mesmo ciclo. Além disso, o FN não foi atingido, sendo a deformação no ciclo de número de 10.000 igual a aproximadamente 0,7%. Isso mostra que o EVA tem potencial para melhorar a resistência à deformação permanente, principalmente quando este é utilizado sem adição de PPA. Observa-se também que a mistura com CAP+EVA possui ligante com 8,0% de modificação apenas por EVA e que a mistura com CAP+EVA+PPA possui ligante com 3,4% de modificação, sendo 3,0% de EVA e 0,4% de PPA. Conclui-se que a utilização de um percentual baixo de PPA diminuiu o consumo de EVA em mais da metade, porém essa redução piorou consideravelmente o desempenho da mistura com relação à resistência à deformação permanente.

Para verificar quantitativamente o avanço da deformação permanente ao longo dos ciclos, foi gerada uma tabela que mostra o percentual de deformação de cada mistura em relação à mistura com CAP Replan ao longo de diversos ciclos, até o ciclo de número 2.000 (TABELA 10). A escolha do ciclo de número de 2.000 se deu pelo fato da mistura com CAP Replan ter atingido a ruptura próximo a este ciclo. Dessa forma, é possível comparar os demais resultados com aqueles encontrados para a mistura de referência.

Tabela 10 - Percentuais de deformação de todas as misturas em relação à mistura com CAP Replan puro em um dado ciclo

Mistura/Ciclo	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1400	1600	1800	2000
CAP+PPA	82	84	82	79	79	78	78	75	75	75	74	72	72	71	70
CAP+Elvaloy+PPA	56	51	48	44	43	42	41	40	39	38	36	34	33	31	30
CAP+Borracha	90	92	91	89	88	86	84	83	82	81	78	76	75	73	71
CAP+Borracha+PPA	44	43	41	40	39	38	37	36	36	35	34	33	32	31	29
CAP+SBS	110	106	104	100	99	96	95	93	92	90	86	85	83	81	79
CAP+SBS+PPA	36	37	34	33	33	32	32	31	31	30	28	29	28	27	26
CAP+EVA	21	20	20	19	19	19	20	19	18	18	18	17	17	16	16
CAP+EVA+PPA	59	59	57	54	54	51	51	49	49	48	46	45	43	42	41
CAP+PE	54	53	52	49	48	46	46	44	43	42	41	40	38	37	36
CAP+PE+PPA	33	33	32	30	30	29	29	28	27	27	26	25	24	24	23
CAP+SBR	38	37	36	35	34	33	33	32	31	31	29	29	28	27	27
CAP+SBR+PPA	36	37	36	33	34	33	32	31	31	30	29	29	27	27	26

Observa-se que quase todas as misturas apresentaram um decréscimo de percentual de deformação ao longo dos ciclos em relação a mistura de referência, o que indica que, ao longo da vida útil, a mistura de referência deforma a uma taxa maior se comparada às demais. A única mistura que deforma mais do que a de referência é aquela com CAP+SBS, mas esse comportamento é observado somente até o ciclo de número 400 (percentuais de deformação acima de 100%). Verifica-se que todas as misturas com formulações do tipo CAP+Polímero+PPA apresentaram no máximo 59% de deformação em relação à mistura de referência, o que mostra mais uma vez que a utilização dos polímeros associadas ao PPA apresentaram na maioria dos casos melhor desempenho no que diz respeito a resistência à deformação permanente. As misturas com CAP+SBR+PPA e com CAP+EVA+PPA são exceções e apresentaram, respectivamente, a mesma e uma menor resistência à deformação permanente quando comparadas com as suas respectivas misturas com CAP+Polímero.

A Tabela 11 mostra o resumo dos resultados das deformações a 10.000 ciclos para as 13 misturas investigadas. As misturas foram dispostas nesta tabela em ordem decrescente

com relação à resistência à deformação permanente avaliada no ciclo de número 10.000. Também foram inseridas as deformações absolutas e relativas no ciclo de número 2.000 para que fosse possível uma comparação com a mistura contendo o CAP Replan, que resistiu ao ensaio apenas até o ciclo de número 2.000.

Tabela 11 - Deformação para as misturas com agregados basálticos

Mistura	Def. (%) a 2.000 ciclos	Def. (%) relativa a 2.000 ciclos*	Def. (%) a 10.000 ciclos
CAP+EVA	0,19	16	0,26
CAP+PE+PPA	0,27	23	0,37
CAP+SBR+PPA	0,32	27	0,44
CAP+SBR	0,31	26	0,45
CAP+Elvaloy+PPA	0,36	30	0,47
CAP+Borracha+PPA	0,35	29	0,47
CAP+SBS+PPA	0,31	26	0,50
CAP+PE	0,43	36	0,61
CAP+EVA+PPA	0,49	41	0,71
CAP+Borracha	0,84	71	1,29
CAP+SBS	0,94	79	1,51
CAP+PPA	0,83	70	-
CAP Replan	1,19	100	-

* Deformação em relação à mistura com CAP Replan no ciclo de número 2.000

Percebe-se que as misturas contendo CAP Replan e CAP+PPA não apresentam resultados de deformação a 10.000 ciclos, pois essas foram as únicas que atingiram o FN, ou seja não chegaram aos 10.000 ciclos de aplicação de carga. Analisando os outros resultados a 10.000 ciclos, as melhores misturas são aquelas com CAP+EVA e CAP+PE+PPA, seguida por um grupo que pode ser considerado aproximadamente equivalente em termos de resistência à deformação permanente formado pelas misturas com CAP+SBR, CAP+SBR+PPA, CAP+Elvaloy+PPA, CAP+Borracha+PPA e CAP+SBS+PPA. As duas misturas menos resistentes à deformação permanente são aquelas com CAP Replan e CAP+PPA. Também percebe-se que a ordem com relação a resistência à deformação permanente a 10.000 ciclos é diferente daquela encontrada para 2.000 ciclos, o que mostra que essas misturas se deformam com taxas diferentes ao longo de sua vida útil.

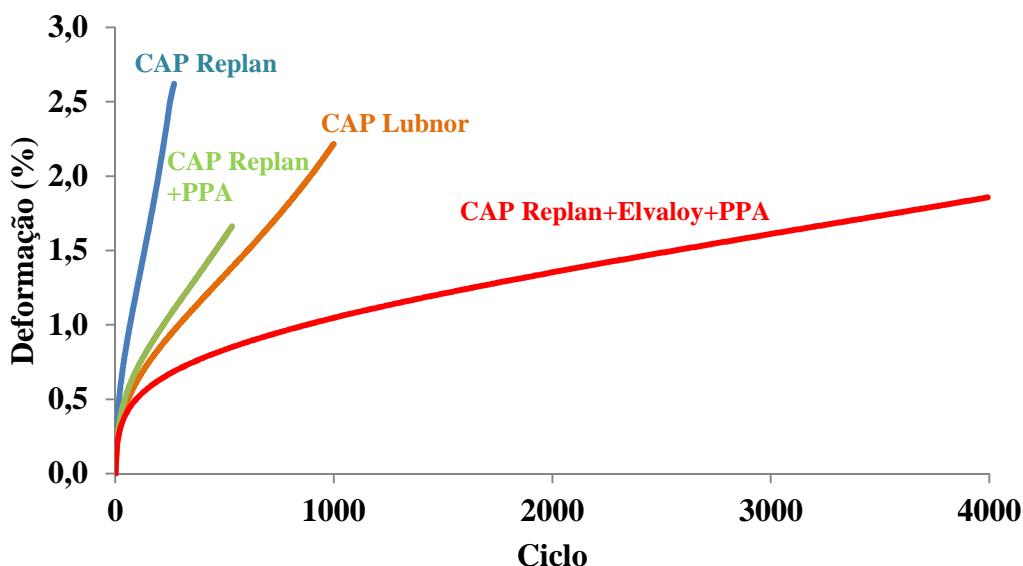
4.3.3.2 Resultados dos ensaios realizados nas quatro misturas asfálticas preparadas com agregados graníticos e comparação desses resultados com as misturas asfálticas contendo agregados basálticos

Os ensaios de *creep* dinâmico também foram realizados com as misturas asfálticas confeccionadas com agregados graníticos. A Tabela 12 apresenta os valores de FN obtidos. Também foram registradas as deformações de cada mistura por ciclo de ensaio para a verificação da resistência à deformação permanente das mesmas. A Figura 42 mostra as curvas de deformação obtidas para as quatro misturas estudadas.

Tabela 12 - FN para todas as misturas com agregados graníticos

Mistura	FN	CV (%)
CAP Lubnor	490	20
CAP Replan	124	14
CAP+PPA	361	26
CAP+Elvaloy+PPA	3884	13

Figura 42 - Deformações durante o ensaio de *creep* dinâmico para as misturas asfálticas preparadas com agregados graníticos



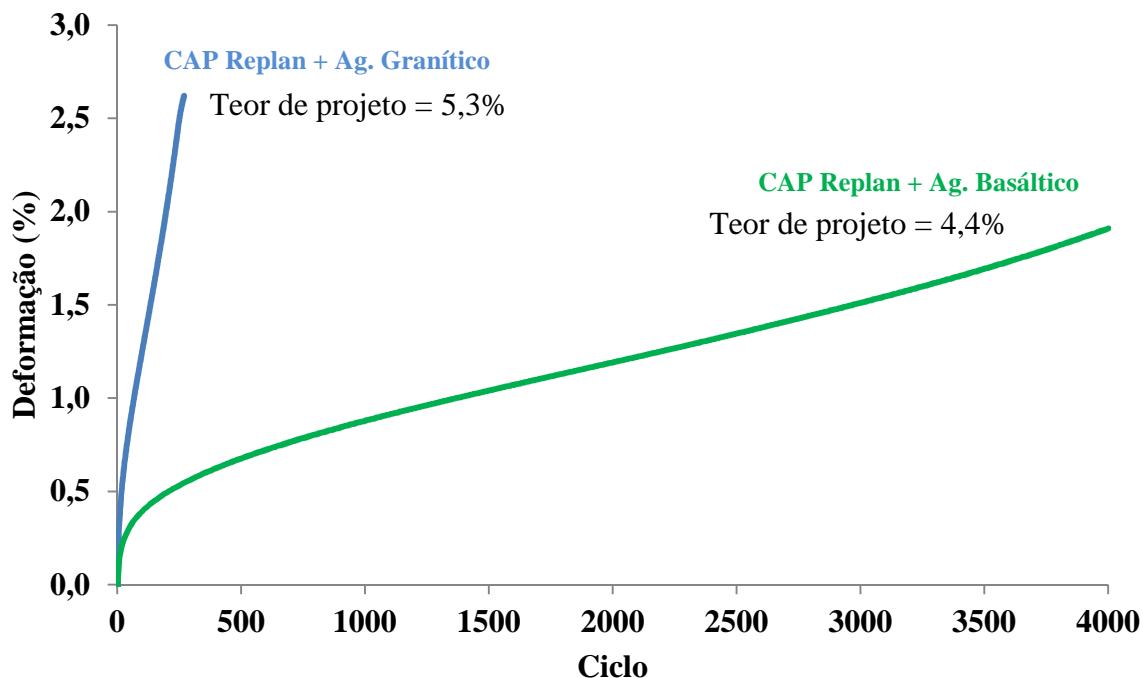
Observa-se na Tabela 12 que a pior mistura foi aquela contendo o CAP Replan. Isto é esperado pois essa mistura é a que possui ligante com menor PG (PG 64-XX). A segunda pior mistura, com relação à deformação permanente, é aquela preparada com CAP+PPA seguida pela mistura preparada com CAP Lubnor. Esse fato foi inesperado visto

que o CAP+PPA apresenta PG 76-XX, enquanto que o CAP Lubnor apresenta PG 70-18. Essa diferença não pode ser atribuída ao teor de ligante, visto que as duas misturas com esses ligantes apresentaram teor de projeto de 5,3%. Dentre as quatro misturas asfálticas, a melhor foi aquela contendo CAP+Elvaloy+PPA, apresentando FN com valor de 3.884, ou seja, quase oito vezes maior do que o FN encontrado para a mistura preparada com CAP Lubnor, que foi a segunda melhor com relação à resistência à deformação permanente.

Esse ordenamento de resistência à deformação permanente também pode ser observado em termos de deformação. Na Figura 42, percebe-se que todas as misturas atingem 1,5% de deformação em ciclos bem distintos. A mistura com o CAP Replan atinge esse valor de deformação em aproximadamente 135 ciclos, seguida pela mistura com CAP+PPA, que atinge esse valor em aproximadamente 460 ciclos, seguida pela mistura com CAP Lubnor, que atinge 1,5% de deformação a 605 ciclos e, finalmente, pela mistura com CAP+Elvaloy+PPA, que atinge essa mesma deformação a 2.560 ciclos.

Três dos treze ligantes investigados nesse estudo foram usados em misturas de mesma granulometria, porém com agregados diferentes. Dos 13, foram selecionados três, sendo um com baixa, outro com intermediária e outro com alta resistência à deformação permanente na mistura asfáltica. Para comparar esses resultados, foram traçados os gráficos de deformação das misturas asfálticas preparadas com cada ligante com os dois agregados utilizados. A Figura 43 mostra os resultados de FN para as misturas preparadas com CAP Replan.

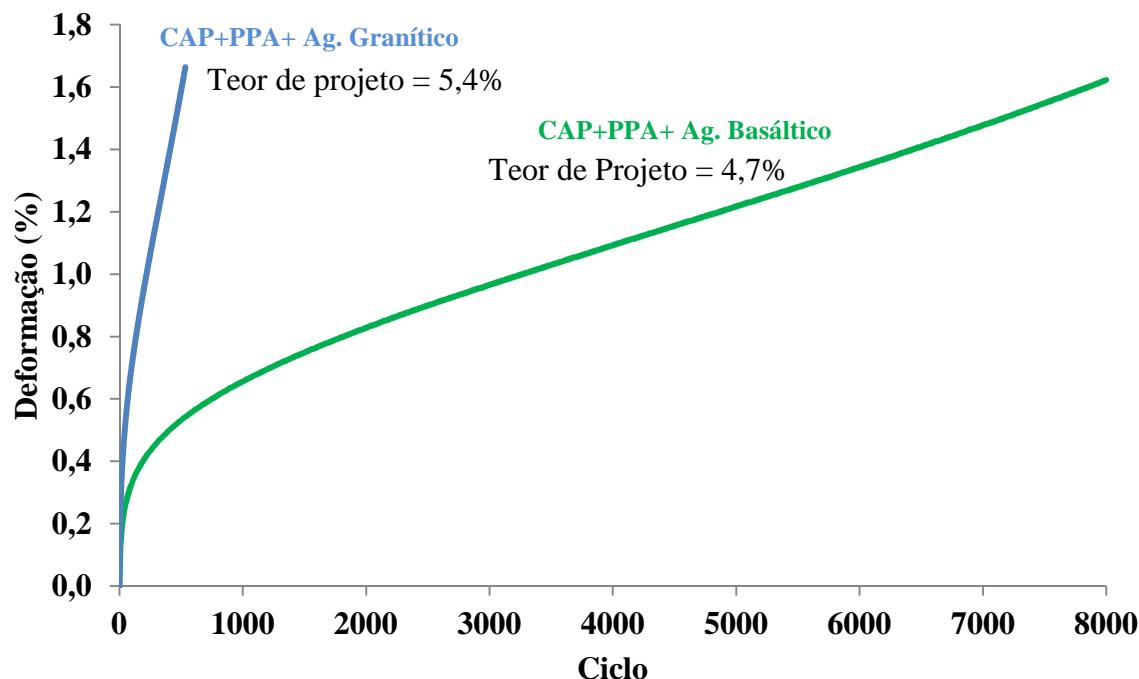
Figura 43 - Resultados do ensaio de *creep* dinâmico para as misturas com CAP Replan e agregados graníticos e basálticos



As duas misturas contendo o CAP Replan atingiram o FN. A mistura com os agregados graníticos apresentou um valor de FN equivalente a 124 e a mistura contendo agregados basálticos apresentou FN equivalente a 1.977, ou seja, quase 20 vezes mais resistente a deformação permanente se comparada à mistura contendo agregados graníticos. Além disso, observa-se que a mistura com agregados graníticos atinge 2% de deformação aproximadamente no ciclo de número 200. O mesmo ocorre para a mistura com agregados basálticos aproximadamente no ciclo de número 4.000, ou seja, suportando 20 vezes mais o número de ciclos encontrado para a mistura com agregados graníticos. Isso pode ser explicado pelo fato da mistura contendo agregados graníticos apresentar o teor de projeto de 5,3% enquanto que a mistura contendo agregados basálticos apresentar o teor de projeto de 4,4%, ou seja quase 1% de diferença. Isso também pode ser explicado pelo fato do agregado granítico ser menos rugoso se comparado aos agregados basálticos. De acordo com a análise da textura dos agregados feita por meio do uso do AIMS, todas as partículas dos agregados basálticos apresentaram rugosidade alta, enquanto que em média 60% das partículas dos agregados graníticos apresentaram rugosidade mediana e 40% apresentaram rugosidade baixa. Os outros parâmetros analisados pelo AIMS não apresentaram diferença significativa para essa análise. Também foram comparados os resultados para as duas misturas contendo os dois

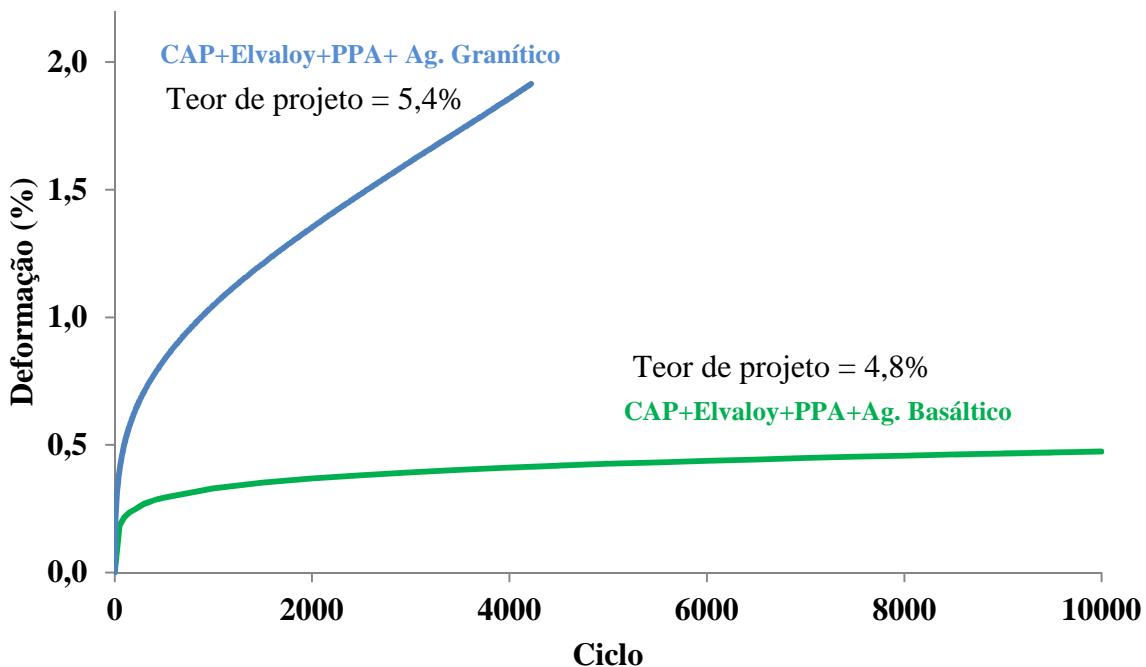
agregados e CAP+PPA. A Figura 44 apresenta os resultados das duas misturas com CAP+PPA.

Figura 44 - Resultados do ensaio de *creep* dinâmico para as misturas com CAP+PPA e agregados graníticos e basálticos



Observa-se que as duas misturas com CAP+PPA atingiram o FN. A mistura contendo agregados graníticos apresentou FN equivalente a 361 e aquela contendo agregados basálticos apresentou FN equivalente a 4.393, ou seja, apresentou-se aproximadamente 12 vezes mais resistente à deformação permanente. Além disso, observa-se que a mistura com agregados graníticos atingiu 1,5% de deformação aproximadamente no ciclo de número 460. O mesmo ocorreu para a mistura com agregados basálticos aproximadamente no ciclo de número 7.170, ou seja, em um ciclo da ordem de 15 vezes o número de ciclos da mistura com agregados graníticos. Assim como no caso anterior, isso pode ser explicado pelo fato do agregado granítico ser menos rugoso se comparado aos agregados basálticos. Outro fato relevante é a diferença entre o teor de projeto, que é de 0,7% (4,7% para a mistura contendo agregados basálticos e 5,4% para a mistura contendo os agregados graníticos). Também foram comparados os resultados para as duas misturas contendo os dois agregados e o CAP+Elvaloy+PPA. A Figura 45 apresenta os resultados das duas misturas preparadas com CAP+Elvaloy+PPA.

Figura 45 - Resultados do ensaio de *creep* dinâmico para as misturas com CAP+Elvaloy+PPA e agregados graníticos e basálticos



Das duas misturas contendo o CAP+Elvaloy+PPA analisadas, apenas aquela com os agregados graníticos atingiu o FN. O valor de FN encontrado para essa mistura foi de 3.884. Nesse ciclo, a deformação para esta mistura foi de aproximadamente 1,8%. A mistura contendo agregados basálticos deformou aproximadamente 0,4% nesse mesmo ciclo, ou seja, quase cinco vezes menos. Assim, como nos outros casos, acredita-se que esse resultado possa estar atribuído ao fato dos agregados basálticos possuírem maior rugosidade e ao fato do teor de projeto da mistura contendo os agregados basálticos ser de apenas 4,8%, 0,6% a menos do que o teor de projeto da mistura com os agregados graníticos (5,4%). Também observa-se a influência do tipo de ligante (nesse caso modificado por Elvaloy e PPA) no resultado visto que estas curvas estão menos inclinadas do que as curvas das misturas com CAP Replan e CAP+PPA. A influência do tipo do ligante também é percebida pelo fato da diferença entre as resistências à deformação permanente das duas misturas com CAP+Elvaloy+PPA ser de cinco vezes, enquanto que as diferenças observadas para as misturas com CAP Replan e CAP+PPA são de 20 e 15 vezes, respectivamente.

Também foi feita uma análise quantitativa para verificar a influência do ligante asfáltico e do agregado mineral na resistência à deformação permanente. Para o ensaio de *creep* dinâmico, percebeu-se que para as 13 misturas contendo os agregados basálticos, ao se utilizar algum tipo de ligante modificado com PG 76-XX em vez do ligante CAP Replan com

PG 64-XX, a deformação da mistura diminuiu em média 3,2 vezes. Essa análise foi feita em relação ao ciclo de número 2.000, que foi aproximadamente o ciclo no qual a mistura com CAP Replan atingiu o FN.

Ao se compararem as misturas contendo os agregados graníticos com aquelas contendo os agregados basálticos com os mesmos ligantes, verificou-se que para o critério de ruptura FN (obtido para as misturas contendo CAP Replan e CAP+PPA), a mudança do agregado granítico para o agregado basáltico fez com que o FN aumentasse 16 vezes para as misturas com o CAP Replan e 17 vezes para as misturas contendo o CAP+PPA. No caso das misturas com o CAP+Elvaloy+PPA, somente aquela contendo agregados graníticos atingiu o FN, logo para realizar essa comparação foram utilizados os valores de deformação no ciclo número 4.000 ciclos, correspondente ao ciclo no qual a mistura com agregados graníticos e CAP+Elvaloy+PPA atingiu o FN. Verificou-se, no ciclo de número 4.000, que a mudança do agregado basáltico para o granítico fez com que a mistura deformasse aproximadamente 5 vezes mais. Apesar de ser difícil quantificar exatamente a influência de cada componente da mistura na resistência à deformação permanente, foi possível perceber que a resistência à deformação permanente foi mais sensível à mudança de agregado do que à mudança de ligante.

4.3.3 Ensaios de Módulo Dinâmico (MD)

4.3.3.1 Resultados dos ensaios de MD realizados nas 13 misturas asfálticas contendo agregados basálticos

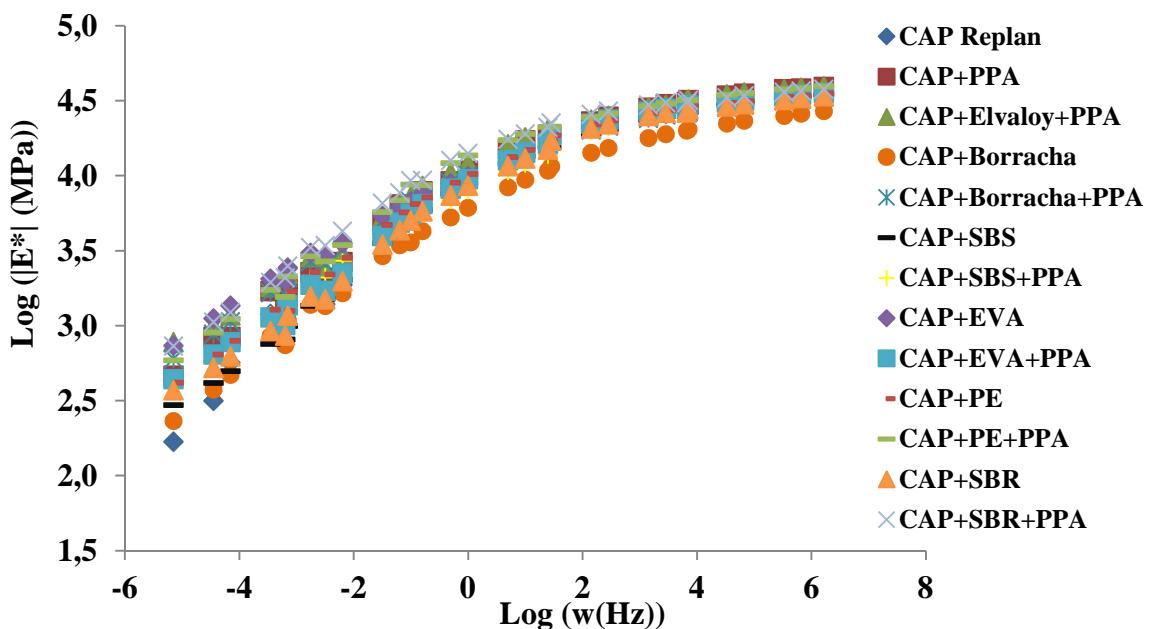
Os fatores de deslocamentos (α_T) para todas as misturas foram calculados utilizando-se a equação de Arrhenius. Esse método foi utilizado por Coutinho *et al.* (2010) e se mostrou mais adequado para a elaboração de curvas-mestres de misturas asfálticas. Utilizou-se a temperatura de 21,1°C como referência. Os resultados dos cálculos estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Resultados dos fatores de deslocamento

Temperatura (°C)	α_T
-10,0	4,82
4,4	2,46
21,1	0
37,8	-2,19
54,4	-4,15

Percebe-se que, para cada temperatura em todas as misturas, o fator de deslocamento foi o mesmo. Isso ocorreu porque foi utilizado o valor de 1.200 para a constante C em todas as misturas. Esse valor forneceu um bom ajuste das curvas para todas as temperaturas. Os valores de MD para todas as amostras de todas as misturas estão no Apêndice C deste documento. Com os valores de α_T , foi possível elaborar as curvas-mestras de MD (FIGURA 46).

Figura 46 - Curvas mestras de MD para as misturas asfálticas com agregados basálticos



Percebe-se que para altas frequências os valores de MD para todas as misturas asfálticas são similares, se comparados aos valores observados para as frequências mais baixas, exceto para a mistura com CAP+Borracha. A utilização da borracha como modificador de ligante provavelmente conferiu uma rigidez menor à mistura, o que poderia

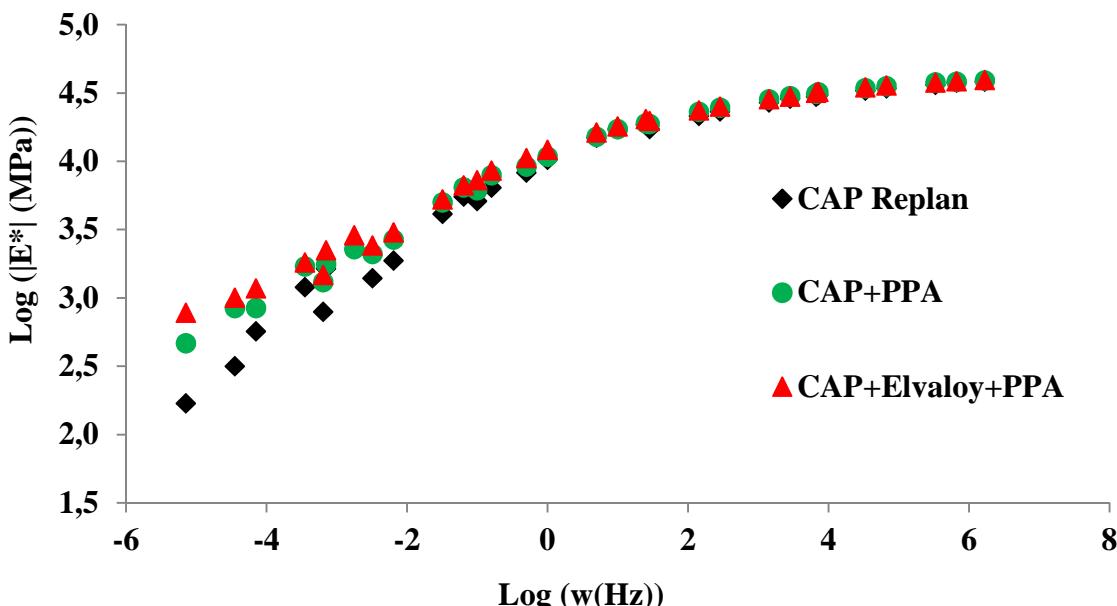
ser explicado pela alta elasticidade da borracha. Para todos os casos, a modificação com o PPA tornou as misturas mais rígidas se comparada às modificações realizadas apenas com os polímeros. No entanto, para frequências mais baixas, observou-se que o incremento de rigidez conferido pela utilização de PPA foi maior nas misturas com CAP+Borracha, seguidas pelas misturas com CAP+SBS.

Observando-se a Figura 46, percebe-se que para as frequências baixas, nas quais a deformação permanente costuma se manifestar, as misturas mais rígidas são aquelas com CAP+EVA, CAP+SBR+PPA e CAP+PE+PPA, o que pode indicar que essas misturas também possuem maior resistência à deformação permanente se comparadas às demais. Também para baixas frequências, a mistura confeccionada com o CAP Replan apresentou a menor rigidez dentre todas as avaliadas. As curvas mestras das misturas parecem próximas na Figura 44, mas isso é devido a escala logarítmica utilizada.

Percebe-se que os resultados de MD para baixas frequências seguem a mesma tendência dos resultados encontrados nos ensaios de *creep* dinâmico. As misturas asfálticas com formulações do tipo CAP+Polímero, que apresentaram menor resistência à deformação permanente no ensaio de *creep* dinâmico, também apresentaram menor rigidez no ensaio de MD. Já as misturas com formulações do tipo CAP+Polímero+PPA, que apresentaram maior resistência à deformação permanente, também apresentaram maior rigidez no ensaio de MD. Pellinen e Witczak (2002) e Witczak *et al.* (2002) mostraram que os valores de ATR medidos em campo possuem boa correlação com o MD à temperatura de 54,4°C e com a frequência de 5Hz, o que indica que o resultado do ensaio de MD pode ser considerado um parâmetro para a avaliação da resistência à deformação permanente.

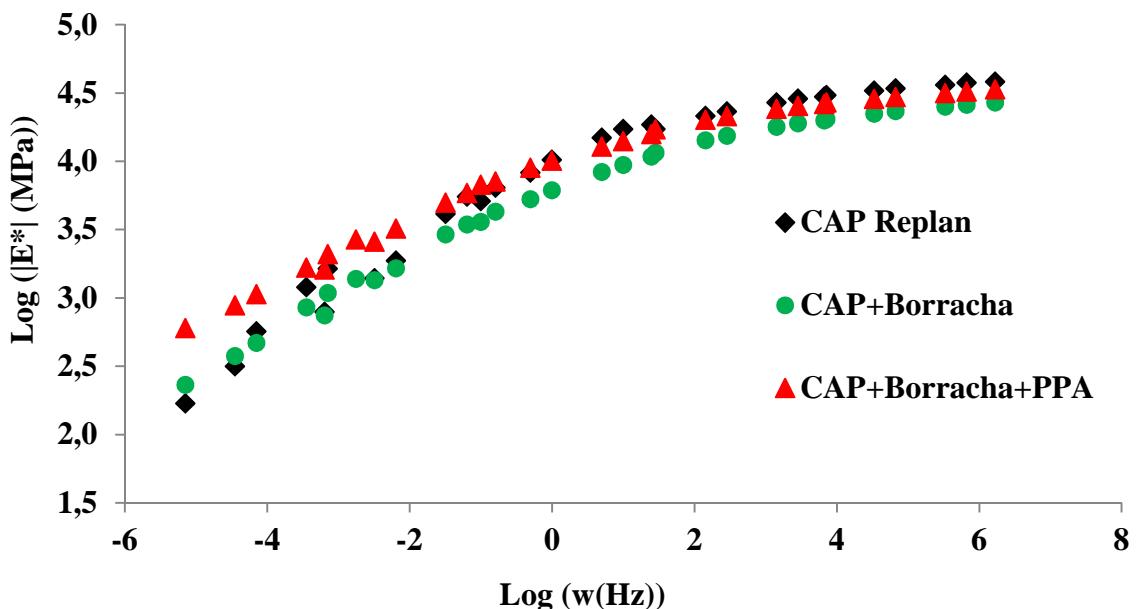
Os resultados de ângulo de fase foram registrados para todos os ensaios, porém esses apresentaram má repetitibilidade. Além disso, eles não seguiram uma tendência que pudesse conduzir a alguma conclusão. Para cada temperatura, o ângulo de fase oscilou muito de uma frequência para outra de forma alternada. Em uma dada frequência, este parâmetro aumentou e na próxima ele diminuiu, tornando inviável a construção de curvas-mestres para os mesmos. Também foi feita a análise separada de cada mistura com ligante modificado, seja somente por polímero ou por polímero+PPA, comparativamente com a mistura com CAP Replan. Essa análise foi feita para destacar o efeito de cada modificador. A Figura 47 mostra as curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA.

Figura 47 - Curvas mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA



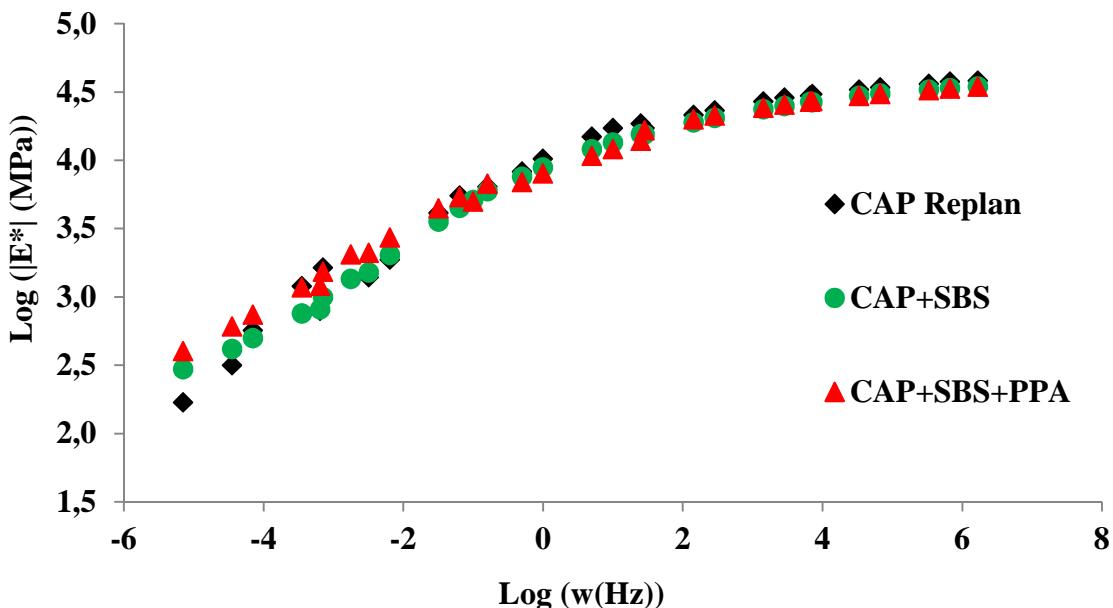
Percebe-se que há diferenças significativas de rigidez apenas para os resultados encontrados para as frequências abaixo de 0,01Hz (valor igual a -2 no eixo x). A mistura com CAP+PPA apresentou rigidez mais alta se comparada à mistura com CAP Replan. A mistura com CAP+Elvaloy+PPA apresentou resultados de rigidez ainda maiores se comparada à mistura com CAP+PPA, porém esse aumento não foi elevado se comparado aos valores de rigidez das misturas com CAP Replan e CAP+PPA. Isso indica que a mistura contendo CAP+Elvaloy+PPA deve ter maior resistência à deformação permanente se comparada à mistura com CAP+PPA, que por sua vez deve ter maior resistência à deformação permanente se comparada a mistura com CAP Replan. Também foram avaliadas as misturas contendo asfalto-borracha. A Figura 48 mostra as curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA.

Figura 48 - Curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA



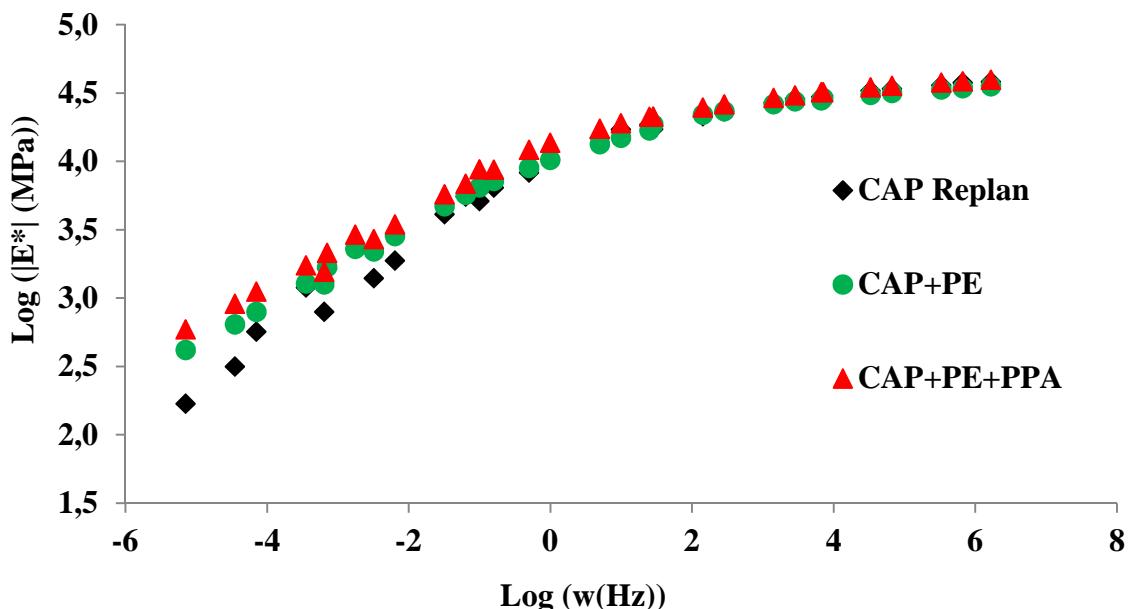
Percebe-se que para frequências acima de 0,1Hz (valor igual a -1 no eixo x), que é onde ocorrem problemas relacionados à fadiga e ao trincamento térmico, a mistura com CAP+Borracha apresentou menor rigidez, o que é considerada uma vantagem, pois o fato desta ser menos rígida faz com que a mesma absorva menos tensões ao ser solicitada, o que retarda os defeitos mencionados. A mistura com CAP+Borracha+PPA é mais rígida se comparada à mistura com CAP+Borracha, porém menos rígida se comparada a mistura com CAP Replan. Para frequências abaixo de 0,1Hz, percebe-se que a mistura com CAP+Borracha e aquela com CAP Replan tiveram rigidezes similares, o que pode indicar que essas possuem resistência à deformação permanente também similares. A mistura com CAP+Borracha+PPA apresentou maior rigidez em relação às demais, o que pode indicar que essa possui maior resistência à deformação permanente. Também foram avaliadas as misturas confeccionadas com ligante modificado com o polímero SBS. A Figura 49 mostra as curvas-mestres de MD para as misturas com o CAP Replan, o CAP+SBS e o CAP+SBS+PPA.

Figura 49 - Curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA



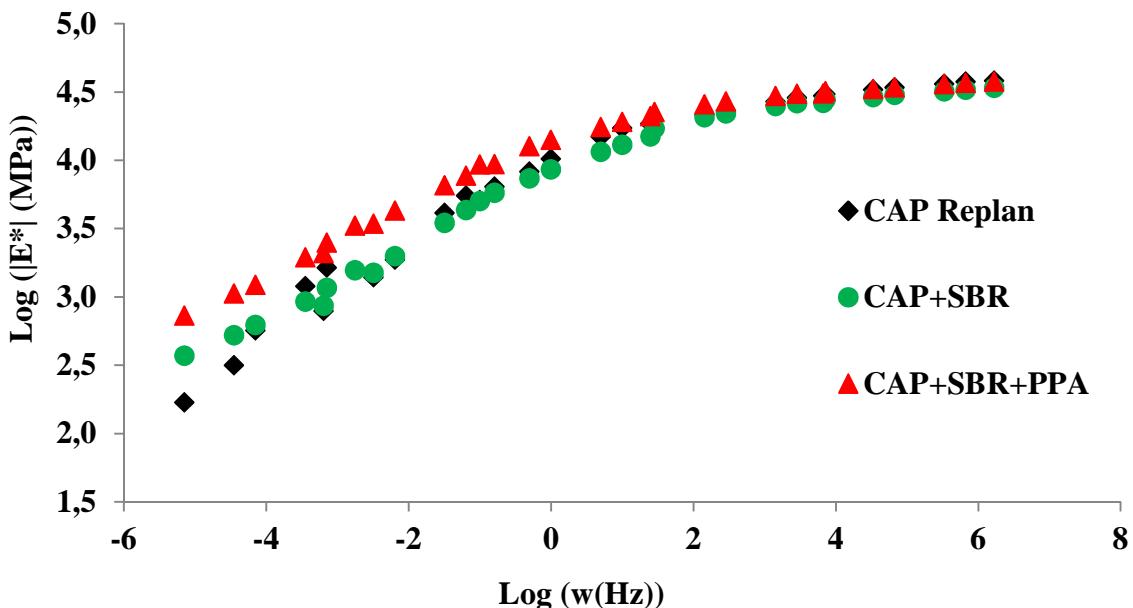
Percebe-se que há diferença significativa de rigidez apenas nas frequências inferiores a 0,01Hz (valor igual a -2 no eixo x). A mistura com CAP+SBS apresentou rigidez mais alta se comparada à mistura com CAP Replan. A mistura com CAP+SBS+PPA apresentou resultados de rigidez ainda maiores se comparada à mistura com CAP+SBS. Isso indica que a mistura com CAP+SBS+PPA deve ter maior resistência à deformação permanente se comparada à mistura com CAP+SBS, que deve ter maior resistência à deformação permanente se comparada à mistura com CAP Replan. Para frequências mais elevadas, relativas às temperaturas medianas e altas, não houve efeito da modificação na rigidez. Também foram avaliadas as misturas com polietileno. A Figura 50 mostra as curvas-mestras de MD para as misturas com o CAP Replan, o CAP+PE e o CAP+PE+PPA.

Figura 50 - Curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+PE e CAP+PE+PPA



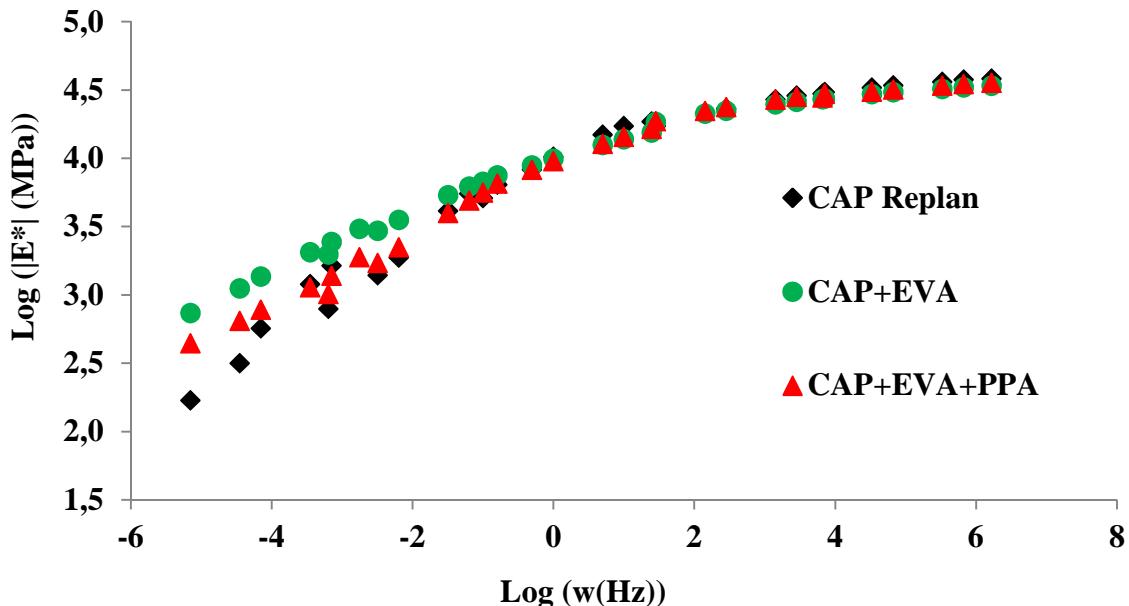
Percebe-se que as curvas passam a não se sobrepor nas frequências inferiores a 1Hz (valor igual a zero no eixo x), o que indica uma diferença de rigidez apenas abaixo dessa frequência. A mistura com CAP+PE apresentou rigidez mais alta se comparada à mistura com CAP Replan. A mistura contendo CAP+PE+PPA apresentou resultados de rigidez ainda maiores do que a mistura com CAP+PE. Isso indica que a mistura com CAP+PE+PPA deve ter maior resistência à deformação permanente se comparada à mistura com CAP+PE, que por sua vez deve ter maior resistência à deformação permanente do que a mistura com CAP Replan. Para frequências mais elevadas, relativas às temperaturas medianas e altas, não houve efeito da modificação na rigidez. O modificador SBR também foi analisado nas misturas. A Figura 51 mostra as curvas-mestras de MD para as misturas com o CAP Replan, o CAP+SBR e o CAP+SBR+PPA.

Figura 51 - Curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+SBR e CAP+SBR+PPA



Percebe-se, por meio da Figura 51, que há diferença significativa de rigidez apenas nas frequências abaixo de 10Hz (valor igual a um no eixo x). A mistura com CAP+SBR apresentou rigidez mais alta se comparada à mistura com CAP Replan apenas nas frequências abaixo de 0,0001Hz (valor igual a -4 no eixo x), o que indica que a modificação apenas com SBR provavelmente só faz efeito para essas frequências. A mistura com CAP+SBR+PPA apresentou resultados de rigidez ainda maiores se comparada a mistura com CAP+SBR. Isso indica que a mistura com CAP+SBR+PPA deve ter maior resistência à deformação permanente se comparada à mistura com CAP+SBR, que deve ter maior resistência à deformação permanente do que a mistura com CAP Replan. Para frequências mais elevadas, relativas às temperaturas medianas e altas, não houve efeito da modificação na rigidez. A Figura 52 mostra as curvas-mestras de MD para as misturas com o CAP Replan, o CAP+EVA e o CAP+EVA+PPA.

Figura 52 - Curvas-mestras de MD para as misturas com CAP Replan, CAP+EVA e CAP+EVA+PPA

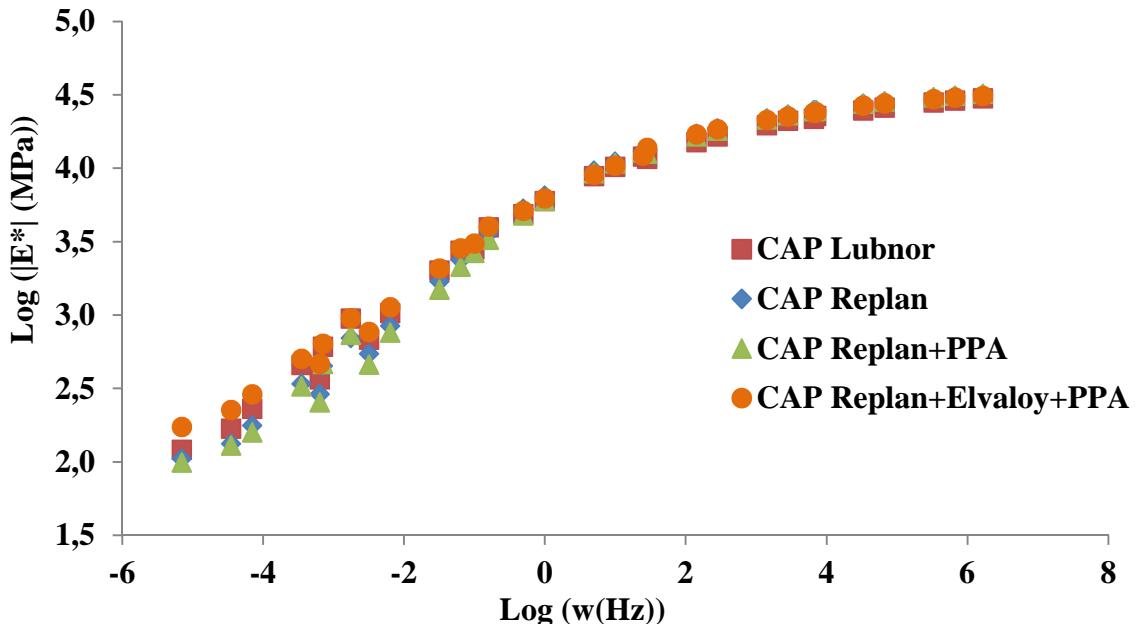


Percebe-se que há diferença significativa de rigidez apenas nas frequências abaixo de 10Hz (valor igual a 1 no eixo x). Analogamente aos resultados dos ensaios de *creep* dinâmico, a mistura com o CAP+EVA apresentou maior rigidez se comparada à mistura com o CAP+EVA+PPA para frequências abaixo de 10Hz (valor igual a 1 no eixo x), o que indica melhor resistência à deformação permanente. A mistura com CAP+EVA+PPA apresentou maior rigidez, ou seja, melhor resistência à deformação permanente quando comparada à mistura com CAP Replan. Para frequências mais elevadas, relativas às temperaturas medianas e altas, não houve efeito da modificação na rigidez.

4.3.3.2 Resultados dos ensaios realizados nas misturas asfálticas contendo agregados graníticos e comparação com as misturas asfálticas contendo agregados basálticos

Os ensaios de MD foram realizados para as quatro misturas contendo agregados graníticos. A Figura 53 mostra as curvas-mestras obtidas.

Figura 53 - Curvas-mestras para as misturas asfálticas com agregados graníticos



Observa-se na Figura 53 que todas as misturas apresentaram rigidezes iguais para as frequências acima de 1Hz (valor igual a zero no eixo x), o que indica que estas misturas asfálticas provavelmente possuem o mesmo comportamento com relação à resistência ao trincamento térmico. Para as frequências abaixo de 1Hz essas misturas diferenciam-se um pouco mais com relação à rigidez. A mistura que apresentou maior rigidez foi aquela contendo CAP+Elvaloy+PPA (PG 76-XX), seguida por aquela com CAP Lubnor (PG 70-18), depois pela mistura com CAP Replan (PG 64-XX) e, por fim, pela mistura com CAP+PPA (PG 76-XX). Era esperado que a mistura com CAP+Elvaloy+PPA apresentasse maior rigidez para as frequências mais baixas por possuir dois tipos de modificadores no seu ligante.

Assim como no ensaio de *creep* dinâmico, a mistura contendo CAP Lubnor apresentou-se mais rígida se comparada à mistura com o CAP+PPA, que possui PG maior. A mistura com CAP+PPA também se apresentou menos rígida se comparada a mistura com CAP Replan, que tem PG menor. Assim como no ensaio de *creep* dinâmico, foi realizada a análise no ensaio de MD com três dos treze ligantes utilizados nesse estudo em misturas de mesma granulometria, porém com agregados diferentes. Para comparar esses resultados, foram traçados os gráficos de cada ligante com os dois agregados utilizados. As Figuras de 54 a 56 mostram, respectivamente, as curvas-mestras para as misturas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA para os dois tipos de agregados investigados.

Figura 54 - Curvas-mestras para as misturas com CAP Replan e agregados graníticos e basálticos

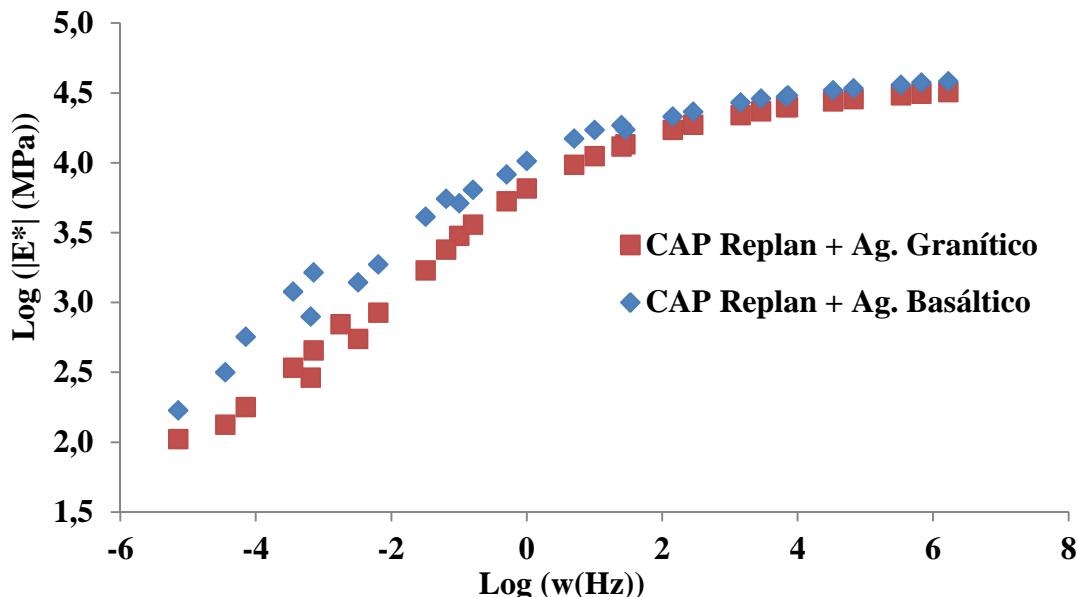


Figura 55 - Curvas-mestras para as misturas com CAP+PPA e agregados graníticos e basálticos

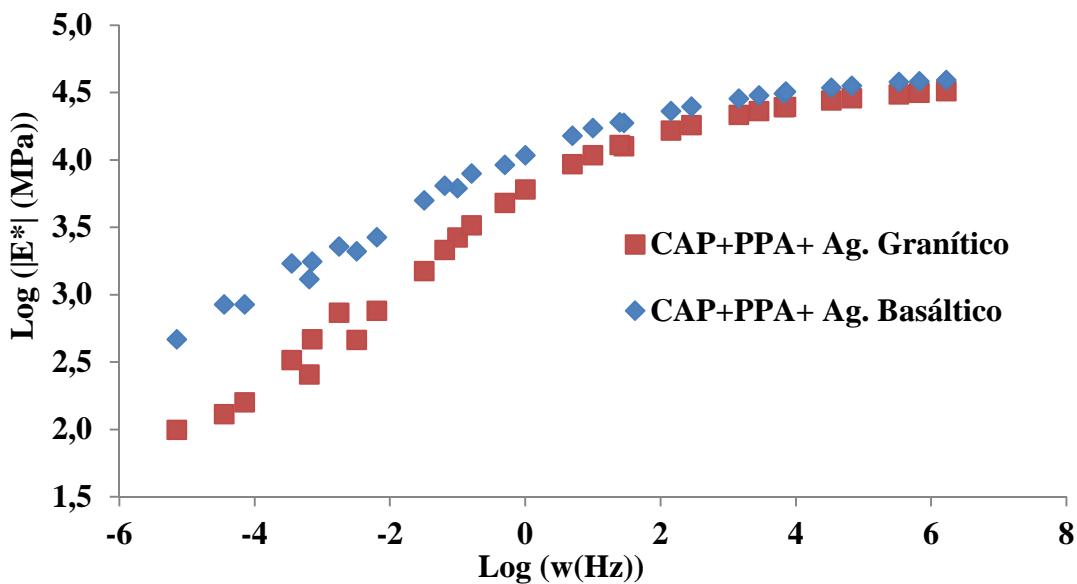
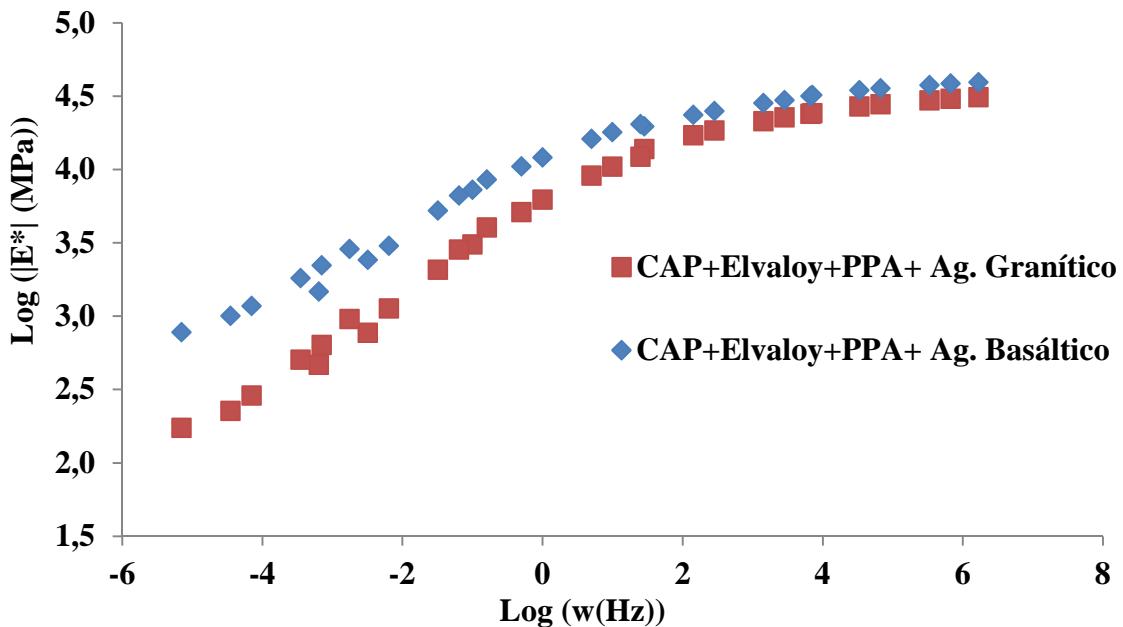


Figura 56 - Curvas-mestras para as misturas com CAP+Elvaloy+PPA e agregados graníticos e basálticos



Percebe-se que para as misturas contendo os três ligantes a rigidez ao longo da curva-mestra foi sempre maior para as misturas com agregados basálticos. No caso das misturas com o CAP+PPA e o CAP+Elvaloy+PPA, a diferença entre as rigidezes ao longo das curvas-mestras para os dois agregados foi mais expressiva do que a observada para o CAP Replan. Além disso, verifica-se que há uma diferença na rigidez para as frequências altas, relativas às temperaturas baixas, para os resultados dos três ligantes. Isso não ocorreu na maioria das misturas da seção anterior, onde foi utilizado um único agregado com diversos ligantes modificados. Isso mostra que, para frequências altas, não houve uma influência elevada da modificação do ligante asfáltico, mas sim do tipo de agregado, o que pode influenciar na resistência ao trincamento térmico.

4.3.4 Ensaios de Módulo de Resiliência (MR), Resistência à Tração (RT) e vida de fadiga

Foram realizados ensaios de MR e RT para as misturas contendo os agregados basálticos. Esses resultados foram publicados em Nuñez *et al.* (2012). Os resultados dos ensaios de MR e RT estão apresentados nas Figuras 57 e 58.

Figura 57 - Resultados dos ensaios de MR para todas as misturas asfálticas com agregados basálticos

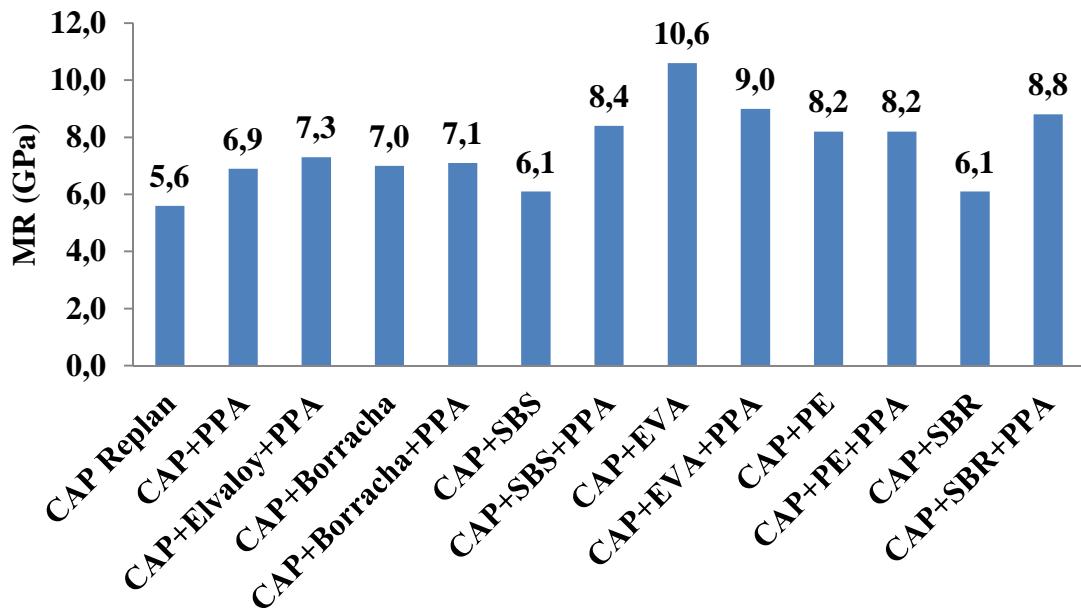
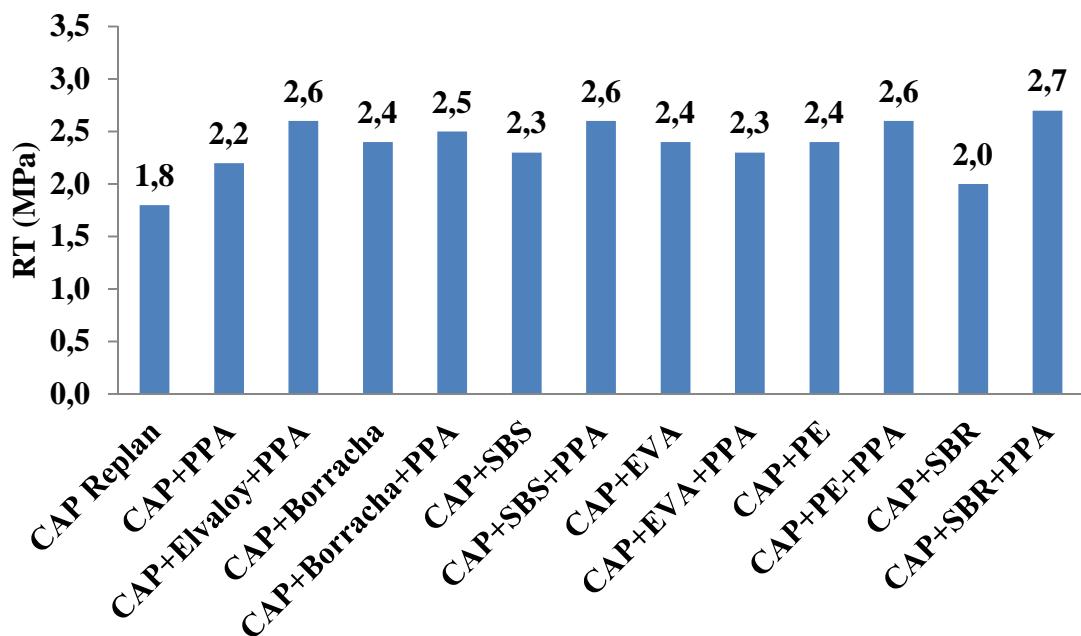


Figura 58 - Resultados dos ensaios de RT para todas as misturas asfálticas com agregados basálticos



Percebe-se, observando a Figura 57, que as misturas que tiveram os maiores valores de MR foram aquelas contendo o CAP+EVA, o CAP+EVA+PPA e o CAP+SBR+PPA e que as misturas que tiveram os menores valores de MR foram aquelas com o CAP Replan, o CAP+SBR e o CAP+SBS. As três misturas com os maiores valores

provavelmente tiveram esse comportamento devido ao fato do EVA ser um polímero do tipo plastômero e haver PPA em duas dessas formulações. Os valores mais baixos de MR obtidos podem ser explicados pela ausência de PPA nas formulações e pelo fato do SBR e do SBS serem polímeros do tipo elastômeros. Percebe-se, também, que para cada par com formulação do tipo CAP+Polímero e CAP+Polímero+PPA, ao se adicionar o PPA, o MR aumenta em média 15% em relação à formulação sem PPA, com exceção da mistura com CAP+EVA. Esse comportamento também foi constatado nos ensaios de *creep* dinâmico e de MD. O mesmo pode ser observado nos ensaios de RT. Os resultados dos ensaios de RT mostraram que os valores mais altos para esse parâmetro foram aqueles observados nas misturas que tem ligante com PPA na sua formulação (sem incluir a mistura com CAP+PPA). Também foram realizados ensaios de vida de fadiga à tensão controlada apenas para as misturas com os agregados basálticos. Esses resultados são apresentados nas Figuras de 59 a 64.

Figura 59 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+Elvaloy+PPA

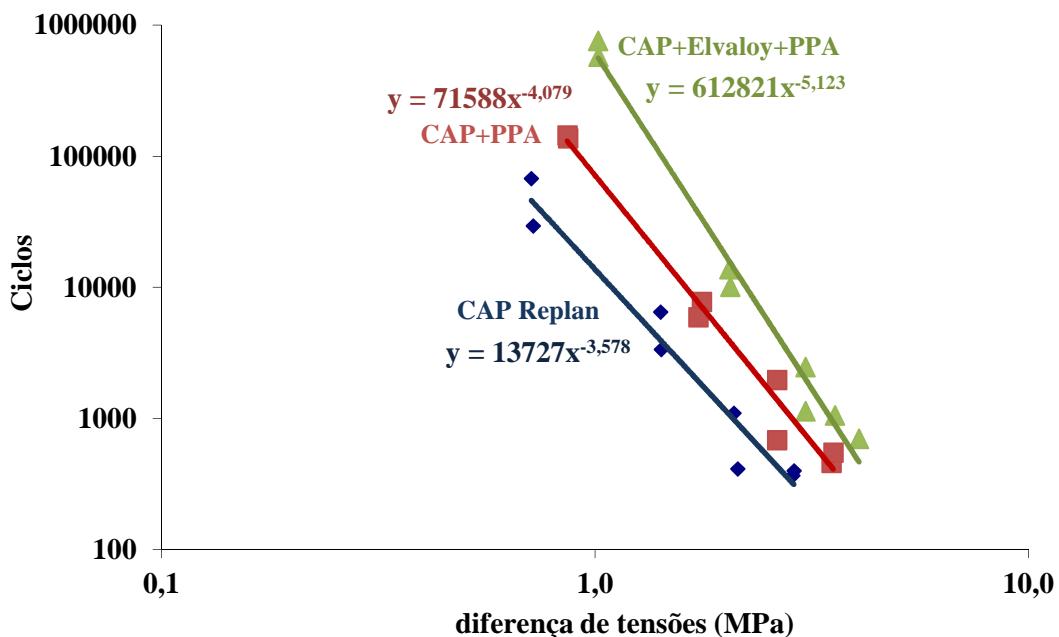


Figura 60 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP
Replan, CAP+PPA e CAP+Borracha e CAP+Borracha+PPA

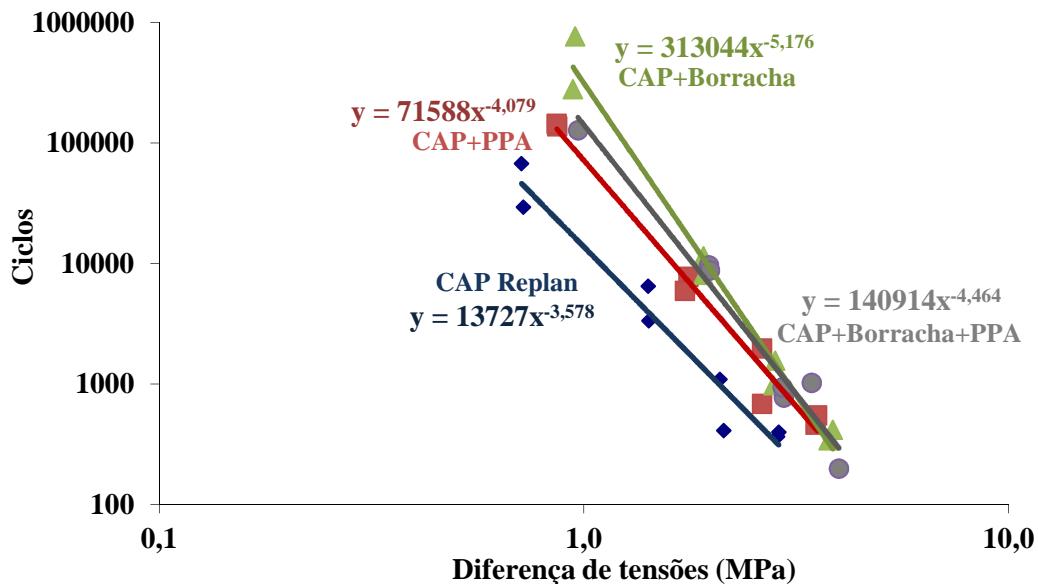


Figura 61 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP
Replan, CAP+PPA e CAP+SBS e CAP+SBS+PPA

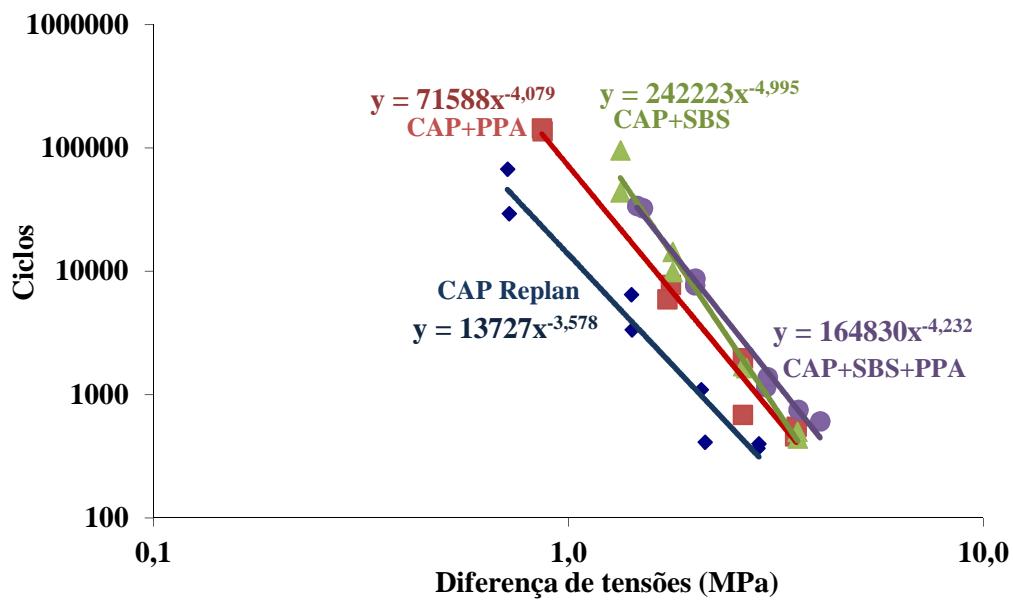


Figura 62 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+EVA e CAP+EVA+PPA

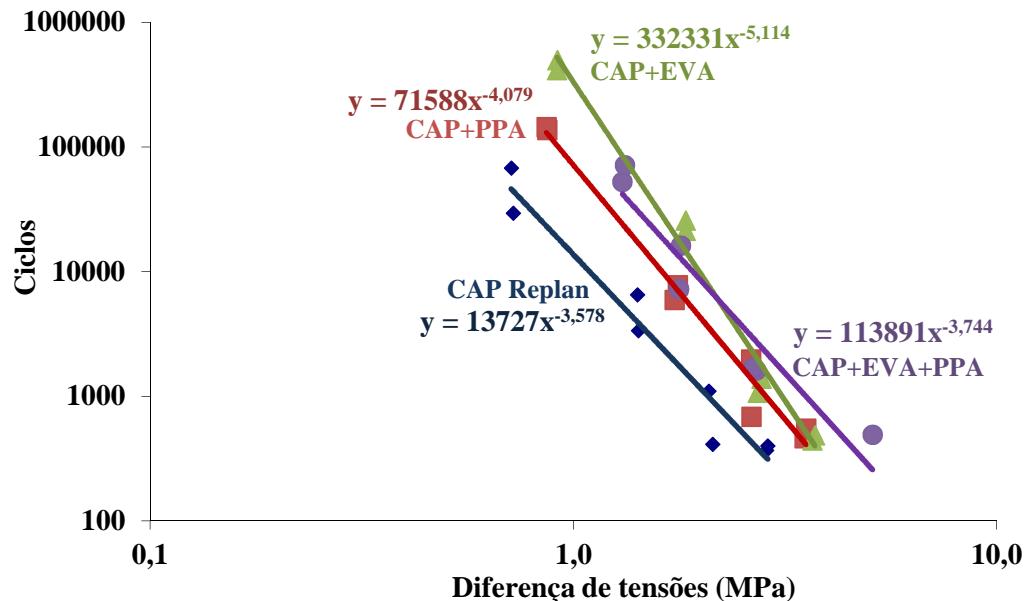


Figura 63 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+PE e CAP+PE+PPA

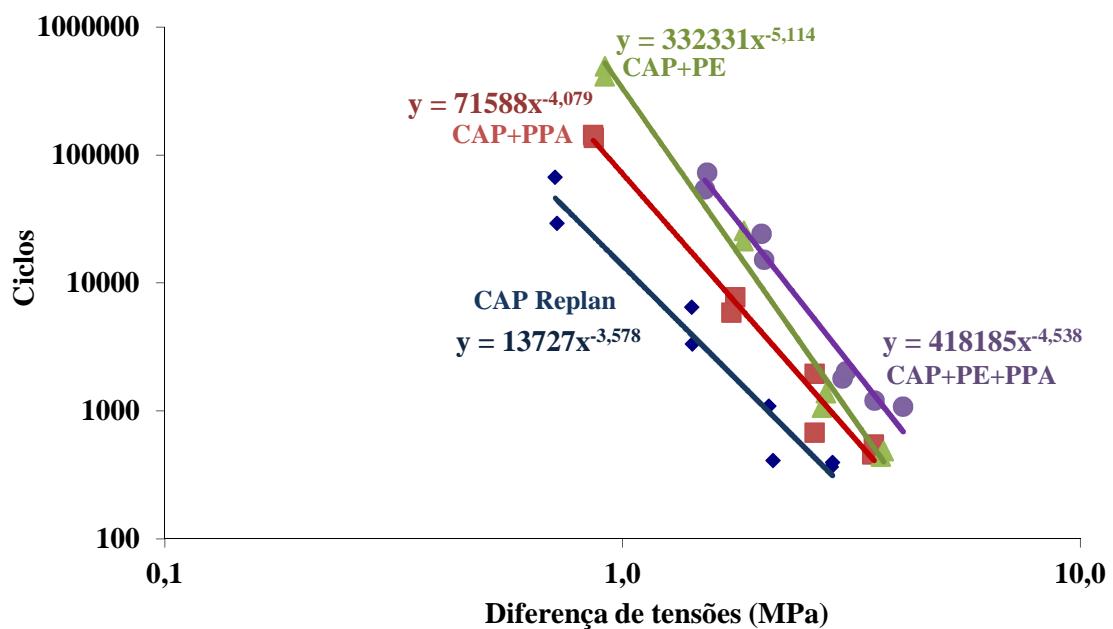
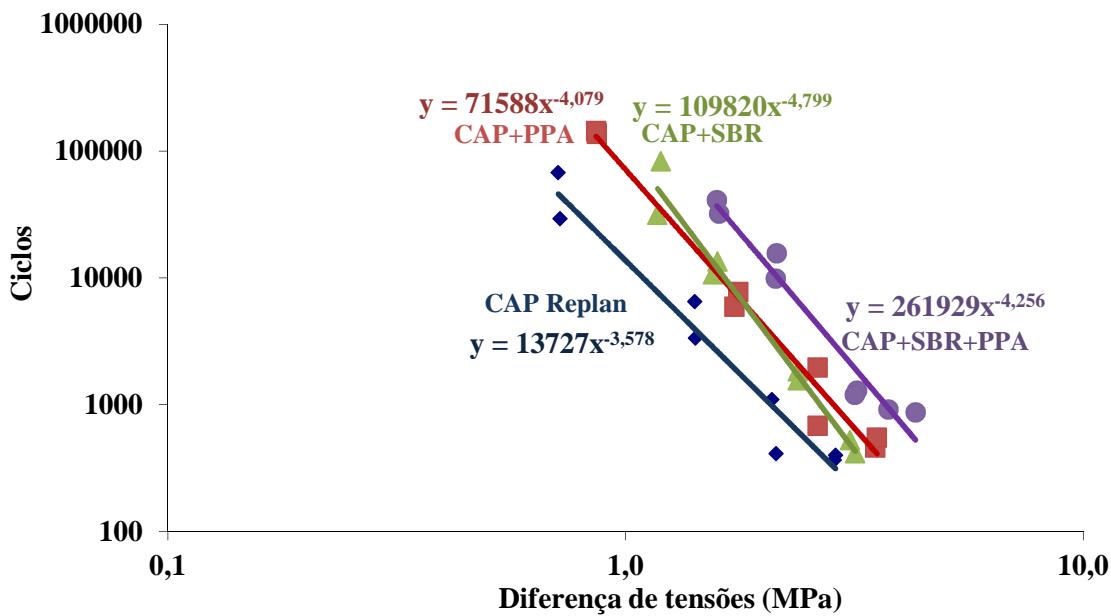


Figura 64 - Resultados dos ensaios de vida de fadiga para as misturas asfálticas com CAP Replan, CAP+PPA e CAP+SBR e CAP+SBR+PPA



A partir desses resultados feita uma análise mecanística utilizando o programa Elsym5 em duas estruturas distintas. Essas estruturas foram descritas na seção de materiais e métodos. O resultado dessa análise foi obtido de Nuñes *et al.* (2012) e está apresentado na Tabela 14. Nessa tabela consta o modelo utilizado para cada mistura, o valor de R^2 desses modelos, a diferença de tensões considerada e o número de aplicações para a ruptura calculado pelo modelo de ambas as estruturas.

Tabela 14 - Vida de fadiga das misturas asfálticas analisadas (NUÑES *et al.*, 2012)

Ligante asfáltico	Modelo de fadiga	R^2	Pavimento 1		Pavimento 2	
			Diferença de tensões	N estimado	Diferença de tensões	N estimado
CAP Replan	$y=13.727x^{-3,578}$	0,96	0,83	$1,67 \times 10^4$	0,47	$2,05 \times 10^5$
CAP +PPA	$y=71.588x^{-4,079}$	0,98	0,96	$8,46 \times 10^4$	0,53	$9,54 \times 10^5$
CAP+Elvaloy+PPA	$y=612.821x^{-5,123}$	0,98	0,99	$6,45 \times 10^5$	0,55	$1,31 \times 10^7$
CAP+Borracha	$y=313.044x^{-5,176}$	0,98	0,97	$3,67 \times 10^5$	0,54	$7,60 \times 10^6$
CAP+Borracha+PPA	$y=140.914x^{-4,464}$	0,97	1,12	$8,50 \times 10^4$	0,54	$2,21 \times 10^6$
CAP+SBS	$y=242.223x^{-4,995}$	0,98	0,88	$4,59 \times 10^5$	0,49	$8,54 \times 10^6$
CAP+SBS+PPA	$y=164.830x^{-4,232}$	0,99	1,09	$1,14 \times 10^5$	0,59	$1,54 \times 10^6$
CAP+EVA	$y=332.331x^{-5,114}$	0,98	1,27	$9,79 \times 10^4$	0,67	$2,58 \times 10^6$
CAP+EVA+PPA	$y=113.891x^{-3,744}$	0,92	1,14	$6,97 \times 10^4$	0,62	$6,82 \times 10^5$
CAP+PE	$y=332.331x^{-5,114}$	0,98	1,08	$2,24 \times 10^5$	0,59	$4,94 \times 10^6$
CAP+PE+PPA	$y=418.185x^{-4,538}$	0,97	1,07	$3,08 \times 10^5$	0,59	$4,58 \times 10^6$
CAP+SBR	$y=109.820x^{-4,799}$	0,98	0,88	$2,03 \times 10^5$	0,5	$3,06 \times 10^6$
CAP+SBR+PPA	$y=261.929x^{-4,256}$	0,96	1,12	$1,62 \times 10^5$	0,61	$2,15 \times 10^6$

Os ligantes modificados forneceram vidas de fadiga maiores se comparado ao CAP puro, tanto para o pavimento 1 quanto para o pavimento 2. O CAP+Elvaloy+PPA, o CAP+SBS e o CAP+borracha ocuparam as três primeiras posições no ordenamento das maiores vidas de fadiga, em ambas as estruturas.

Com a caracterização mecânica da resistência à deformação permanente completa, foi possível ordenar cada uma das 13 misturas com relação à resistência à deformação permanente. Para cada um deles, foi atribuída uma nota de 1 a 13 (correspondentes a 13 misturas), sendo a melhor nota 1 e a pior nota 13. Foram selecionados 4 parâmetros: (i) MD a 54,4°C e a 5Hz, a (ii) inclinação da curva de deformação na zona secundária (b) do ensaio de *creep* dinâmico, (iii) CDI e (iv) TDI_m. Após ordenar as misturas asfálticas à luz de cada parâmetro, foi feito uma média da nota obtida para cada uma delas levando em conta todos parâmetros de resistência à deformação permanente. A Tabela 15 mostra os resultados do encontrados.

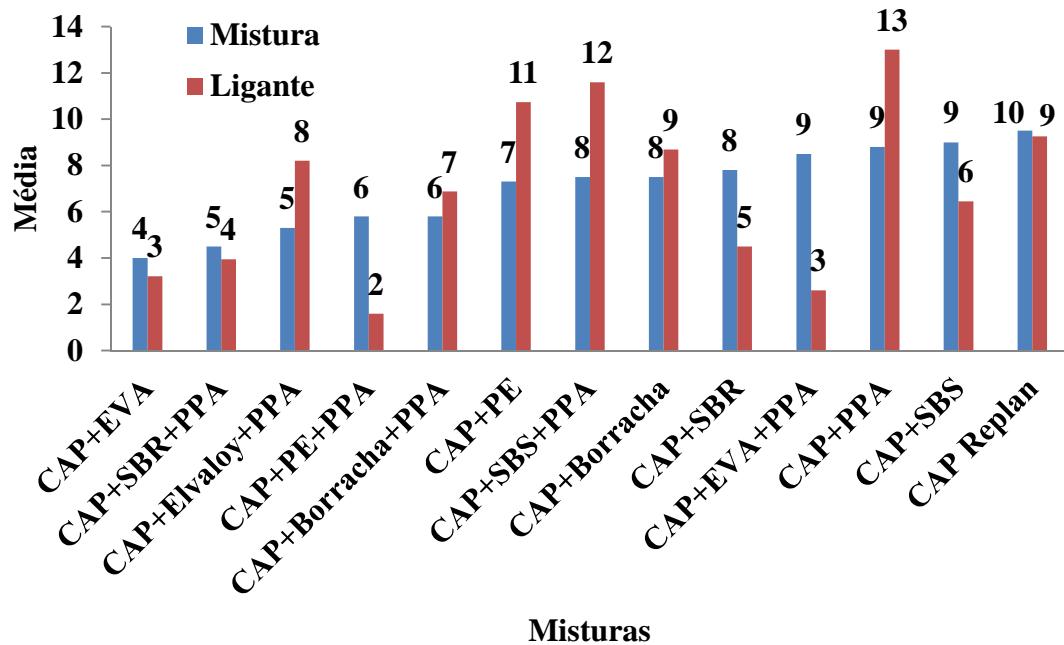
Tabela 15 - Ordenamento das propriedades mecânicas de resistência à deformação permanente das 13 misturas contendo os agregados basálticos

Mistura	MD a 54,4°C e 5Hz	Inc. da curva de def. (b)	CDI	TDI _m	Média
CAP Replan	8	13	13	1	8,8
CAP+PPA	5	12	12	2	7,8
CAP+Elvaloy+PPA	3	6	11	3	5,8
CAP+Borracha	12	10	1	13	9,0
CAP+Borracha+PPA	6	5	4	8	5,8
CAP+SBS	13	11	2	12	9,5
CAP+SBS+PPA	9	7	3	11	7,5
CAP+EVA	1	1	7	7	4,0
CAP+EVA+PPA	10	9	5	10	8,5
CAP+PE	7	8	6	9	7,5
CAP+PE+PPA	4	2	10	5	5,3
CAP+SBR	11	4	8	6	7,3
CAP+SBR+PPA	2	3	9	4	4,5

Pela Tabela 15 observa-se que a melhor mistura ficou com média 4,0, sendo, então, considerada a melhor, levando em consideração os parâmetros avaliados. Essa foi a mistura contendo o CAP+EVA. Em segundo e terceiro lugar ficaram, respectivamente, as misturas contendo o CAP+SBR+PPA e o CAP+PE+PPA, que apresentaram média 4,5 e 5,3, respectivamente. A pior mistura foi aquela contendo o CAP+SBS, com média 9,5, o que não era esperado, já que essa possui ligante modificado com PG 76-XX. Esta foi seguida por outras duas, com médias 9,0 e 8,8, que foram preparadas com CAP+Borracha e CAP Replan, respectivamente. A Figura 65 ilustra o ordenamento médio obtido para os parâmetros das mistura asfálticas com relação a resistência à deformação permanente. Na Figura 65 também foi inserido o ordenamento médio obtido para as propriedades de J_{nr} e R dos ligantes asfálticos, apresentados em Domingos (2011). Esses valores foram obtidos dos ensaios de MSCR após o RTFOT e com carga/descanso de 1 e 9 segundos, respectivamente. Foram selecionados esses dois parâmetros dos ligantes asfálticos para a comparação com os parâmetros das misturas, pois esses representam a resistência à deformação permanente dos ligantes. Os rótulos da figura foram arredondados para facilitar a visualização. Percebe-se que

o ordenamento das propriedades dos ligantes ficou diferente do *ranking* das propriedades mecânicas das misturas.

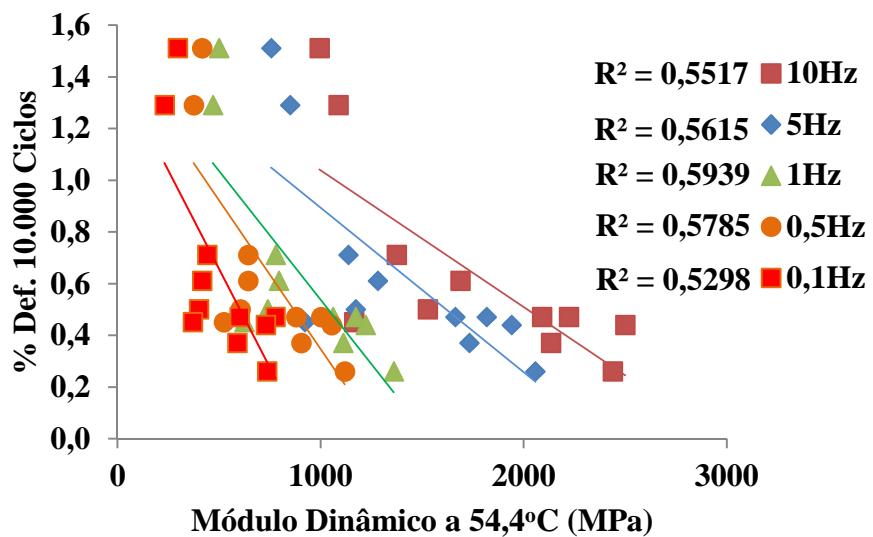
Figura 65 - Comparativo de ordenamentos médios das 13 misturas asfálticas preparadas com os agregados basálticos e as propriedades dos ligantes obtidos por Domingos (2011)



4.4 Correlações entre as propriedades dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas

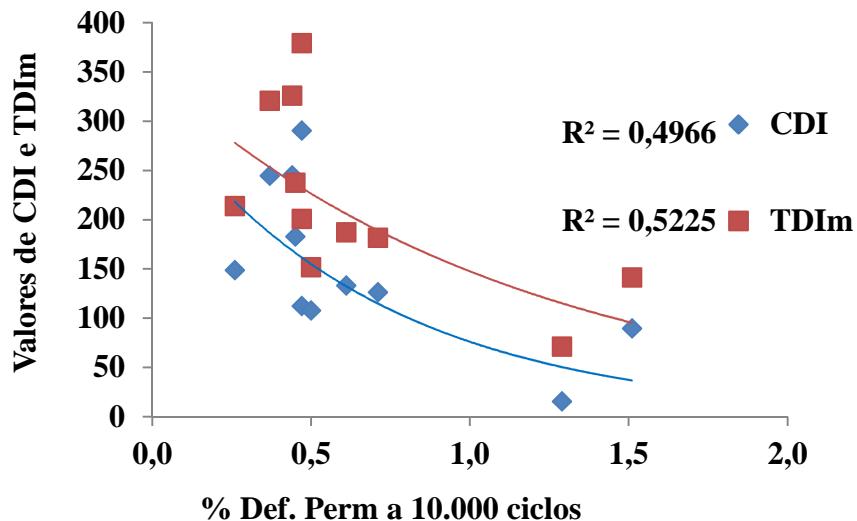
Primeiramente foi verificado se havia alguma relação entre os resultados dos ensaios de *creep* dinâmico e os resultados do ensaio de MD a 54,4°C e 5Hz. Como muitas misturas não atingiram o FN no presente estudo, foi utilizado o valor de percentual de deformação a 10.000 ciclos do ensaio de *creep* dinâmico para a análise de correlação. Além disso, essa correlação foi feita para outras frequências na temperatura de 54,4°C. Essa correlação é apresentada na Figura 66.

Figura 66 - Correlação entre os resultados dos ensaios de *creep* dinâmico com os resultados do ensaio de MD a 54,4°C



A Figura 66 mostra que as correlações entre os resultados dos dois ensaios não são boas, pois todas ficaram abaixo de 0,70. Isso pode ter acontecido pelo fato de duas das misturas terem apresentado valores de deformação a 10.000 ciclos mais elevados em relação as demais misturas (misturas preparadas com CAP+SBS e CAP+Borracha). No entanto, observa-se que as tendências para os resultados de todas as frequências foram de aumentar o módulo quando houve diminuição da deformação, o que era esperado. As correlações mostram que todas as frequências para essa temperatura podem ser utilizadas para a previsão da caracterização de misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente. Também foram correlacionados os resultados das variáveis de densificação (CDI e TDI_m) com os resultados de percentual de deformação a 10.000 ciclos obtidos nos ensaios de *creep* dinâmico (FIGURA 67).

Figura 67 - Correlação entre as variáveis de densificação (CDI e TDI_m) com os resultados de percentual de deformação a 10.000 ciclos obtidos nos ensaios de *creep* dinâmico



As regressões apresentaram correlações medianas (valores de R^2 relativamente abaixo de 0,70). As correlações do CDI e do TDI_m com as deformações a 10.000 ciclos do ensaio de *creep* dinâmico apresentaram valores de R^2 iguais a 0,50 e 0,52, respectivamente. Isso pode indicar que as variáveis CDI e TDI_m podem não ser bons parâmetros para a previsão de resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Essas correlações se apresentaram similares porque, para todas as misturas, o valor de CDI se mostrou um pouco abaixo do valor de TDI_m , o que fez com que as misturas tivessem um ranqueamento igual para as duas variáveis, levando as mesmas a terem uma tendência similar. Nascimento (2008) encontrou correlações de CDI e de TDI_m com FN com valores de R^2 iguais a 0,82 e 0,89, respectivamente. Neste trabalho, não foi utilizado o FN porque esse parâmetro não foi obtido para a maioria das misturas investigadas.

Também foram feitas as correlações entre as propriedades reológicas de 13 dos ligantes asfálticos usados neste estudo com as propriedades mecânicas no que diz respeito à resistência à deformação permanente das 13 misturas utilizando agregado basáltico e estes citados ligantes. Essas correlações tiveram o objetivo de verificar se alguma dessas propriedades reológicas pode ser utilizada para prever o comportamento de uma mistura com relação à resistência à deformação permanente. Os parâmetros de deformação permanente escolhidos para serem correlacionados com as propriedades dos ligantes asfálticos foram a deformação permanente a 10.000 ciclos no ensaio de *creep* dinâmico e o módulo dinâmico na temperatura de 54,4°C e a 5Hz, que também é considerado como um parâmetro para deformação permanente. As propriedades dos ligantes que foram correlacionadas são: a

penetração, o ponto de amolecimento (ambos para amostras virgens e envelhecidas a curto prazo), viscosidade rotacional para amostras virgens apenas na temperatura de 135°C (já que as demais temperaturas apresentaram a mesma tendência), os resultados dos ensaios de MSCR (compliância não-recuperável e recuperação elástica nas temperaturas de 58 e 64°C para tensões de 100 e 3.200Pa em amostras envelhecidas a curto prazo) e os resultados do parâmetro Superpave $G^*/\text{Sen}(\delta)$ para a temperatura de 64°C nas frequências de 0,1 e 10,0 rad/s (nas condições virgens e envelhecidas a curto prazo). As correlações obtidas (valores de R^2) estão apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 - Correlações entre as propriedades dos ligantes asfálticos e os parâmetros de resistência à deformação permanente das misturas asfálticas

Parâmetro de ligante	Parâmetro de mistura	
	% Def. a 10.000 ciclos	MD a 54,4°C e 5Hz
Penetração Virgem	0,03	0,00
Penetração RTFOT	0,00	0,02
Ponto de Amolecimento Virgem	0,04	0,01
Ponto de Amolecimento RTFOT	0,17	0,12
Viscosidade Rotacional a 135°C Virgem	0,00	0,04
Compliância a 58°C e a 100Pa, RTFOT	0,02	0,10
Compliância a 58°C e a 3200Pa, RTFOT	0,03	0,13
Compliância a 64°C e a 100Pa, RTFOT	0,02	0,24
Compliância a 64°C e a 3200Pa, RTFOT	0,03	0,33
% Recuperação a 58°C e 100Pa, RTFOT	0,05	0,09
% Recuperação a 58°C e 3200Pa, RTFOT	0,08	0,13
% Recuperação a 64°C e 100Pa, RTFOT	0,02	0,20
% Recuperação a 64°C e 3200Pa, RTFOT	0,07	0,31
$G^*/\text{sen}(\delta)$ a 0,1rad/s e 64°C, Virgem	0,04	0,02
$G^*/\text{sen}(\delta)$ a 0,1rad/s e 64°C, RTFOT	0,01	0,01
$G^*/\text{sen}(\delta)$ a 10,0rad/s e 64°C, Virgem	0	0,05
$G^*/\text{sen}(\delta)$ a 10,0rad/s e 64°C, RTFOT	0	0,02

Observa-se que para todos os parâmetros dos ligantes asfálticos, as correlações com as propriedades das misturas asfálticas no que diz respeito à deformação permanente são

baixas. Com base nesses dados, conclui-se que não é recomendado fazer previsão da resistência à deformação permanente da mistura baseando-se apenas nas propriedades do ligante asfáltico.

Essa conclusão foi obtida para os parâmetros selecionados de treze ligantes asfálticos e treze misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave. Essas apresentaram teores de projeto diferentes. Não se sabe como essas correlações se apresentariam se os ligantes tivessem o mesmo percentual de modificação (ao invés de terem percentuais diferentes de modificação, porém com mesmo PG), ou se todas as misturas apresentassem o mesmo teor de ligante asfáltico ou até mesmo se outros parâmetros de resistência à deformação permanente fossem considerados, como por exemplo o Afundamento de Trilha de Roda (ATR) obtido em ensaios de simulação de tráfego.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesse estudo, foi feita a caracterização mecânica com ênfase na deformação permanente de 17 misturas asfálticas contendo dois tipos de agregados minerais (um de origem granítica e outro de origem basáltica) e 14 tipos de ligantes asfálticos, sendo dois puros e 12 modificados por diversos polímeros e PPA. Essa caracterização teve o objetivo de avaliar a influência dos modificadores, principalmente do PPA, na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Também foram correlacionados resultados de ensaios de caracterização de ligantes com propriedades mecânicas de misturas asfálticas, no intuito de verificar se alguma propriedade de ligante poderia prever o comportamento da mistura no que diz respeito à resistência à deformação permanente da mesma. Além disso, foi avaliada a sensibilidade da influência do tipo de agregado e de ligante nas misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. As conclusões obtidas nesse estudo encontram-se listadas a seguir:

- Os dois agregados minerais (granítico e basáltico) estudados apresentaram características semelhantes com relação às propriedades de angularidade, de forma 2D e de esfericidade. A única característica que apresentou-se consideravelmente diferente entre os dois agregados foi a textura superficial, que foi muito mais rugosa para o agregado basáltico. Este resultado sugere que misturas asfálticas projetadas com esse agregado (basáltico) podem vir a ter maior resistência à deformação permanente, o que foi confirmado com os resultados dos ensaios de *creep* dinâmico e módulo dinâmico.
- Todas as modificações feitas nos ligantes asfálticos proporcionaram aumento da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas em relação à mistura asfáltica preparada com o CAP Replan quando avaliadas pelos ensaios de MD e FN. Dentre as misturas asfálticas confeccionadas com agregados basálticos, aquelas contendo CAP Replan e CAP+PPA foram as únicas a atingir o FN antes dos 10.000 ciclos de ensaio. Isto significa que estas são as misturas menos resistentes dentre todas as avaliadas. Quando se comparam as misturas preparadas com formulações do tipo CAP+polímero (incluindo a borracha moída) com as do tipo CAP+polímero+PPA, observa-se que as formulações com polímero (incluindo a borracha) + PPA forneceram maiores resistências à deformação permanente se comparadas às preparadas com as formulações sem PPA. A mistura preparada com CAP+EVA é exceção, dado que esta apresentou maior resistência que a sua equivalente com PPA (CAP+EVA+PPA).

- Verificou-se, pelas curvas de deformação do ensaio de *creep* dinâmico, que todas as misturas com formulações do tipo CAP+Polímero+PPA apresentaram no máximo 59% de deformação em relação à mistura de referência, o que mostra mais uma vez que a utilização dos polímeros associadas ao PPA apresentaram na maioria dos casos melhor desempenho no que diz respeito a resistência à deformação permanente.

- Analisando os resultados de percentual de deformação a 10.000 ciclos do ensaio de *creep* dinâmico, as melhores misturas são aquelas com CAP+EVA e CAP+PE+PPA, seguida por um grupo que pode ser considerado aproximadamente equivalente em termos de resistência à deformação permanente formado pelas misturas com CAP+SBR, CAP+SBR+PPA, CAP+Elvaloy+PPA, CAP+Borracha+PPA e CAP+SBS+PPA. As duas misturas menos resistentes à deformação permanente são aquelas com CAP Replan e CAP+PPA, que atingiram o FN antes do ciclo de número 10.000.

- O uso de PPA associado a um polímero ou à borracha moída permite a diminuição do consumo de polímero (com suas consequências econômicas no caso dos polímeros e técnicas no caso da borracha moída - por causa da redução da viscosidade e da consequente melhoria da trabalhabilidade) sem prejudicar a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Ao observar-se os valores de viscosidade publicados em Domingos *et al.* (2011), percebe-se que, em todas as temperaturas, as versões com PPA dos ligantes asfálticos modificados apresentam viscosidades ligeiramente inferiores às observadas para as versões sem PPA. Isto indica que a redução do teor de polímero e de borracha por conta da adição de PPA, além de levar ao aumento da resistência à deformação permanente, também gera misturas com maior trabalhabilidade na fase de construção.

- Os resultados dos ensaios de MD mostraram que, para frequências altas e intermediárias (relativas aos ensaios realizados às temperaturas de -10,0, 4,4 e 21,1°C), todas as misturas apresentaram rigidez elevada, exceto pela mistura com CAP+Borracha. Para baixas frequências (relativas aos ensaios realizados às temperaturas de 37,8 e 54,4°C), de forma geral, as misturas que possuíam ligantes modificados por polímeros e PPA em sua composição apresentaram maior rigidez se comparadas àquelas contendo ligantes modificados apenas por polímeros, que por sua vez apresentaram maior rigidez se comparadas aquelas contendo ligante com CAP puro.

- As variáveis de densificação CDI e TDI_m obtidas a partir da curva de compactação do CGS apresentaram correlações insatisfatórias com os demais resultados dos ensaios de deformação permanente diante das misturas asfálticas investigadas, porque os

resultados dessas variáveis foram influenciados mais pelo teor de projeto das misturas do que pelo efeito da modificação dos ligantes. Este fato mostra que o TDI_m é um parâmetro que ainda precisa ser melhor avaliado com relação a sua aplicabilidade na previsão de resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Para todas as misturas analisadas, o valor de TDI_m ficou próximo do valor de CDI, o que indica que as mesmas propriedades dos materiais componentes da mistura asfáltica, que fazem o CDI apresentar valores altos, fazem com que esta mesma mistura apresente valores de TDI_m também elevados. Isso significa que é esperado que uma mistura asfáltica que apresenta agregados minerais com alta angularidade e textura rugosa, por exemplo, apresente alta resistência à deformação permanente (alto valor de TDI_m). Isso também acarretaria em uma maior dificuldade da execução dessa mistura em campo (alto valor de CDI), visto que essas propriedades fornecem um maior intertravamento de esqueleto pétreo.

- Analisando-se quantitativamente os resultados das curvas de deformação e de FN obtidos no ensaio de *creep* dinâmico, percebeu-se que a resistência à deformação permanente foi mais sensível à mudança do tipo de agregado do que à do tipo de ligante. Considerando o parâmetro FN, a mudança na mistura do agregado granítico para o agregado basáltico foi aumentada em aproximadamente 17 vezes. Considerando a deformação acumulada da mistura a 4.000 ciclos esse parâmetro diminuiu aproximadamente 5 vezes.

- A caracterização mecânica com relação aos ensaios de MR e RT mostraram que estas propriedades, em geral, apresentaram maiores valores para as misturas contendo ligantes com formulações do tipo CAP+Polímero+PPA, exceto pelo EVA, que apresentou menores valores para ambos os parâmetros.

- Os ligantes asfálticos modificados forneceram misturas asfálticas com vidas de fadiga maiores que a preparada com o CAP puro; o CAP+Elvaloy+PPA, o CAP+SBS e o CAP+borracha ocuparam as três primeiras posições no ordenamento das maiores vidas de fadiga, em ambas as estruturas analisadas.

- De acordo com os critérios adotados nesse estudo, o ordenamento das médias das propriedades mecânicas de resistência à deformação permanente das misturas se apresentou diferente do ordenamento obtido para as médias das propriedades de resistência à deformação permanente de ligante.

- Os resultados dos ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional, regime oscilatório e MSCR realizados para os diversos ligantes asfálticos investigados não apresentaram correlações satisfatórias com os resultados de percentual de

deformação a 10.000 ciclos obtidos dos ensaios de *creep* dinâmico e módulo dinâmico a 54,4°C realizados para as misturas asfálticas. Todos os valores de R^2 ficaram abaixo de 0,33 e maioria deles abaixo de 0,10. Isso mostra que, para as formulações de ligantes utilizadas, esses não apresentam potencial para previsão da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

A seguir também estão listadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Avaliar diferentes granulometrias, visto que, neste trabalho, foi estudada apenas uma granulometria. Isso é importante porque sabe-se que esta é uma variável que também impacta na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.
- Avaliar as misturas deste estudo pelo ensaio de vida de fadiga conduzido à deformação controlada. No ensaio de vida de fadiga à tensão controlada, as misturas mais rígidas tendem a ser consideradas superiores, logo seria interessante verificar como as misturas se comportariam à deformação controlada.
- Utilizar as misturas asfálticas deste estudo para a confecção de trechos experimentais para verificar se algum dos ordenamentos observados para os ensaios realizados permanecem o mesmo quando comparado com o desempenho mecânico obtido em campo.
- Fixar exatamente o mesmo teor de ligante e de Vv para todas as misturas e realizar uma nova caracterização mecânica para essas com o intuito de verificar a influência apenas dos modificadores na resistência à deformação permanente das misturas asfálticas avaliadas nesse estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO M 323 (2004) Superpave Volumetric Mix Design. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO T 166 (2005) Bulk Specific Gravity of Compacted Asphalt Mixtures Using Saturated Surface-Dry Specimens. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO T 209 (2005) Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO TP 62-03 (2005) Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AL-HADIDY, A.I.; TAN, Y. (2009a) Effect of Polyethylene on Life of Flexible Pavements. *Constr. Build. Mater.*, 23, 1456–1464.
- AL-HADIDY, A.I.; TAN, Y. (2009b) Mechanistic Approach for Polypropylene-Modified Flexible Pavements. *Mater. Des.*, 30, 1133–1140.
- AL-HADIDY, A.I.; TAN, Y. (2011) Effect of Styrene-Butadiene-Styrene on the Properties of Asphalt and Stone-Matrix-Asphalt Mixture. *Journal of Materials in Civil Engineering*.
- ALENCAR, A.E.V. (2009) Avaliação do Uso de Polímero EVA, Resíduo da Indústria de Calçados (EVAR) e Aditivos no Desempenho Reológico de Ligante Asfáltico de Petróleo. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- AL-ROUSAN, T.M. (2004) Characterization of Aggregate Shape Properties Using a Computer Automated System. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Texas A&M University, College Station, Texas.
- ARAGÃO, F.T.S.; LUTIF, J.E.S.; KIM, Y.R.; SOARES, J.B. (2007) Avaliação da Zona de Restrição como Critério Limitador em Misturas Asfálticas Utilizadas em Vias de Baixo Volume de Tráfego. In: XXI ANPET, Rio de Janeiro, RJ.
- ASTM D 3497 (1979) Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D7405 (2010) Standard Test Method for Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR) of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer. American Society for Testing and Materials.
- BAHIA, H.U.; FAHEEM, A. (2007) Using the Superpave Gyratory Compactor to Estimate Rutting Resistance of Hot-Mix Asphalt. Transportation Research Board. Número E-C124 - Practical Approaches to Hot-Mix Asphalt Design and Production Quality Control Testing. Dezembro.

- BATES, R.; WORCH, R. (1987) Styrene–Butadiene Rubber Latex Modified Asphalt. Engineering Brief No. 39. Federal Aviation Administration. Washington, DC.
- BAUMGARDNER, G.L; MASSON, J.F.; HARDEE, J.R.; MENAPACE, A.M.; WILLIAMS, A.G. (2005) Polyphosphoric Acid Modified Asphalt: Proposed Mechanisms. In: Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists. Long Beach, California.
- BENNERT, T.; MARTIN, J.V. (2012) Polyphosphoric Acid in Combination with Styrene-Butadiene-Styrene Block Copolymer: Laboratory Mixture Evaluation. Polyphosphoric Acid Modification of Asphalt Binders: A Workshop. Transportation Research Board.
- BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.; CERATTI, J.A.P; SOARES, J.B. (2007) Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. 1a. Edição. Rio de Janeiro, RJ.
- BESSA, I.S. (2012) Avaliação do Processamento Digital de Imagens como Ferramenta para Caracterização de Agregados e Misturas Asfálticas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- BOULDIN, M.G.; DONGRÉ, R.; D'ANGELO, J. (2001) Proposed Refinement of Superpave High-Temperature Specification Parameter for Performance-Graded Binders. *Transportation Research Record*. n. 1766, p. 40-47. Washington, DC.
- BRINGEL, R.M. (2007) Estudo Químico e Reológico de Ligantes Asfálticos Modificados por Polímeros e Aditivos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.
- CAGRI, G.; BURAK, S. (2009) Predicting Stripping and Moisture Induced Damage of Asphalt Concrete Prepared with Polymer Modified Bitumen and Hydrated Lime. *Constr. Build. Mater.*, 23, 2227-2236.
- CAVALCANTI, L.S; MOTTA, L.M.G; ODA, S. (2010) Análise do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Tipo Warm-Mix com Uso de Aditivo Surfactante. In: 20º Encontro de Asfalto – IBP. Rio de Janeiro, RJ.
- COUTINHO, R.P.; PAMPLONA, T.F.; CASTELO BRANCO, V.T.F.; HOLANDA, A.S.; SOARES, J.B. (2010) Avaliação de Procedimentos para Construção de Curvas Mestras para Materiais Asfálticos. In: 20º Encontro de Asfalto - Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis, Rio de Janeiro, RJ.
- COPELAND, A.; D'ANGELO. J.; DONGRE, R.; BELAGUTTI, S.; SHOLAR, G. (2010) Field Evaluation of a High Reclaimed Asphalt Pavement/Warm Mix Asphalt Project inFlorida: A Case Study. *Transportation Research Board*, Anual meeting, Washington, DC.
- D'ANGELO, J. KLUTTZ, R.; DONGRÉ, R.N. (2007) Revision of the Superpave High-Temperature Binder Specification: the Multiple Stress Creep Recovery Test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*. White Bear Lake, v. 76, p. 123-162.
- DESSOUKY, S.; MASAD, E.; BAYOMY, F. (2004) Prediction of Hot Mix Asphalt Stability Using the Superpave Gyratory Compactor, *Journal of Materials in Civil Engineering*. v. 16.

DNER-ME 35 (1998) Agregados – Determinação da Abrasão “Los Angeles”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 78 (1994) Agregado Graúdo – Adesividade ao Ligante Betuminoso. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 81 (1998) Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 83 (1998) Agregados – Análise Granulométrica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 84 (1995) Agregado Miúdo – Determinação da Densidade Real. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 86 (1994) Agregado – Determinação do Índice de Forma. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 133 (1994) Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNIT-ME 138 (2009) Pavimentos Flexíveis – Misturas Betuminosas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DOMINGOS, M.D.I.; PAMPLONA, T.F.; FAXINA, A.L.; GIGANTE, A.C. (2011) Viscosidade Rotacional de Ligantes Asfálticos Modificados de Mesmo Grau de Desempenho. *In: XXV ANPET*, Belo Horizonte, MG.

DOMINGOS, M.D.I. (2011) Caracterização do Comportamento Fluência-Recuperação de Ligantes Asfálticos Modificados Virgens e Envelhecidos. Dissertação de Mestrado, EESC, São Carlos, SP.

DONGRE, R.; D'ANGELO, J.; COPELAND, A. (2009) Refinement of Flow Number as Determined by the Asphalt Mixture Performance Tester for Use in Routine QC/QA Practice. Transportation Research Board, Annual Meeting, Washington, DC.

EVANGELISTA Jr., F.; SOUZA, L.T.; SOARES J.B. (2005) Processamento Digital de Imagens Aplicado à Caracterização de Agregados Quanto à Forma. *In: XIX ANPET*, Recife, PE.

FAXINA, A.L. (2011) Propriedades Reológicas de Ligantes Asfálticos Modificados Virgens e Envelhecidos a Curto Prazo. *In: 17^a Reunião de Pavimentação Urbana – RPU*, Porto Alegre, RS.

FHWA (2012) The Use and Performance of Asphalt Binder Modified with Polyphosphoric Acid (PPA). US Department of Transportation. Federal Highway Administration. FHWA-HIF-12-030.

FERNANDES, P.R.N.; ALENCAR, A.E.V.; SOARES, A.S.; SOARES, J.B.; COSTA, F.M.L.L.C.; MORAIS, H.R.M.D. (2010) Avaliação de Ligante Asfáltico Brasileiro Processado na Unidade de Negócios da Petrobras-Lubnor Puro e Modificado com Ácido Polifosfórico. In: V Congresso de Pesquisa e Inovação da Rede Norte Nordeste de Educação Tecnológica.

FONTES, L.P.T.L.; TRICHÊS, G.; PAIS, J.C.; PEREIRA, P.A.A. (2010) Evaluating Permanent Deformation in Asphalt Rubber Mixtures. Construction and Building Materials 24. 1193-1200.

FRITZEN, M.A. (2005) Avaliação de Soluções de Reforço de Pavimentos Asfálticos com Simulador de Tráfego na Rodovia Rio Teresópolis. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

GRANDE, W.R.; FURLAN, A.P.; GIGANTE, A.C.; KLINSKY, L.M.G.; FABBRI, G.T.P. (2009) Efeitos da Cal Hidratada e do Ácido Polifosfórico na Suscibilidade Térmica de Misturas Asfálticas Densas. In: XXIII ANPET – Vitória, ES.

GOODRICH, J.L. (1991) Asphaltic Binder Rheology, Asphalt Concrete Rheology and Asphalt Concrete Mix Properties. Asphalt Paving Technology Journal, 80-120.

KALOUSH, K.E.; WITCZAK, M.W.; SULLIVAN, B.W. (2003) Simple Performance Test for Permanent Deformation Evaluation of Asphalt Mixtures. 6th RILEM Symposium PTEBM'03, Zurich.

KUMAR, P.; MEHNDIRATTA H.C.; SINGH, K.L. (2010) Comparative Study of Rheological Behavior of Modified Binders for High-Temperature Areas. Journal of Materials in Civil Engineering.

LUCENA, M.C.C. (2005) Caracterização Química e Reológica de Asfaltos Modificados por Polímeros. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

MAHMOUD, A.F.F.; BAHIA, H. (2004) Using the Gyratory Compactor to Measure Mechanical Stability of Asphalt Mixtures, Wisconsin Highway Research Program. Projeto Número 0092-01-02.

MARQUES, G.L.O. (2004) Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

MARRÓN, J.O.; GUZMÁN, B.R.; AYUSO, F.J.P. (2009) Ensayo Español Interlaboratorios de Pista. Ingenería Civil, 154.

MASAD, E.A. (2004) Aggregate Imaging System (AIMS): Basics and Applications. Pilot Implementation of the Aggregate Imaging System (AIMS). Report 5-1707-01-1 Project 5-1707-01. Texas A&M University.

- MASSON, J.F. (2008) Brief Review of the Chemistry of Polyphosphoric Acid (PPA) and Bitumen. *Energy & Fuels*, vol. 22, 2637–2640.
- MASSON, J.F.; COLLINS, P. (2009) Study of the Reaction of Polyphosphoric Acid and Model Bitumen Sulfur Compounds. *Energy & Fuels*, vol. 23, 440–442.
- MEDEIROS Jr., M.S. (2006) Estudo de Interconversão Entre o Módulo Complexo e a Creep Compliance na Caracterização de Misturas Asfálticas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- MEDEIROS Jr., M.S.; SOARES, J.B. (2006) Construção de Curvas Mestras para Misturas Asfálticas por Meio de Ensaio de Creep. In: XX ANPET, Brasília, GO.
- MOTTA, L.M.G.; TONIAL, I.; LEITE, L.M.; CONSTANTINO, R.S. (1996) Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas. Tradução Comentada, IBP.
- MOURA, E. (2010) Estudo de Deformação Permanente em Trilha de Roda de Mistura Asfáltica em Pista e em Laboratório. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP.
- NASCIMENTO, L.A.H.; CHACUR, M.; LEITE, L.F.M. (2008) Uso do Compactador Giratório na Previsão do Desempenho de Misturas Asfálticas. In: 19º Encontro de Asfalto - IBP, Rio de Janeiro, RJ.
- NASCIMENTO, L.A.H. (2008) Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- NUÑEZ, J.Y.M.; FAXINA, A.L.; GIGANTE, A.C.; DOMINGOS, M.D.I.; SUÁREZ, D.A.A. (2012) Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas Preparadas com Ligantes Asfálticos Modificados de Mesmo Grau de Desempenho. In: XXVI ANPET, Joinville, SC.
- ONOFRE, F.C. (2010) Análise da Correlação entre as Variáveis de Densificação do Compactador Giratório Superpave e a Resistência à Deformação Permanente em Misturas Asfálticas. Projeto de Graduação, UFC, Fortaleza, CE.
- ORANGE, G.; DUPUIS, D.; MARTIN, J.V.; FARCAS, F.; SUCH, C.; MARCANT, B. (2004) Chemical Modification of Bitumen Through Polyphosphoric Acid: Properties – Microstructure Relationship. In: Euroasphalt and Eurobitume Congress 3. Vienna. Vol 1.
- PELLINEN, T.K.; WITCZAK, M.W. (2002) Use of Stiffness of Hot-Mix Asphalt as a Simple Performance Test. Transportation Research Board TRB - Annual Meeting, Washington, DC.
- RAC 103 (2012) Rubberized Asphalt Concrete. Design and Specification guide. Technology Transfer Series. Calrecycle.
- SHELL (2003) The Shell Bitumen Handbook. 5a Edição. London: Thomas Telford.

- SANDERS, C.A.; DUKATS, E.L. (1992) Evaluation of Percent Fracture of Hot-Mix Asphalt Gravels in Indiana. Effect of Aggregate and Mineral Filler on Asphalt Mixture Performance, R. C. Meininger, American Society for Testing and Materials, STP 1147. Philadelphia, PA.
- SOUZA, L.S. (2009) Investigation of Aggregate Angularity Effects on Asphalt Concrete Mixture Performance Using Experimental and Virtual Asphalt Samples. Dissertação de Mestrado, UNL/NE, Lincoln, NE.
- STIADY, J.; HAND, A.; WHITE, T. (2002) Quantifying Contributions of Aggregate Characteristics Using PURWheel Laboratory Tracking Device. In: Aggregate Contribution to Hot-Mix Asphalt Performance – ASTM STP 1412, 1-15, Orlando, Florida, EUA, Novembro.
- TONIAL, I.; LEITE, L. (1995) Qualidade dos Cimentos Asfálticos Brasileiros segundo as Especificações SHRP. In: 12º Encontro de Asfalto, IBP, 94-119.
- VIANA, M.A.; SILVEIRA, M.A.; VASCONCELOS, J.A.G.; CHAVES, F.J.; CASTELO BRANCO, J.V.; LIMA, J.F.P.; PAIVA, J.A.A.; RODRIGUES, G.F.; LEITE, L.M.; TONIAL, I.; MOTTA, L.M.G. (1996) Trecho Experimental/Ce: Monitoramento do Pavimento que Testa a Aplicação da Especificação Superpave na Região Nordeste. In: 13º Encontro de Asfalto – IBP, Rio de Janeiro, RJ.
- WITCZAK, M.W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. (2002) Simple Performance Test for Superpave Mix Design, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Relatório 465, Washington, DC.
- YILDIRIM, Y. (2007) Polymer Modified Asphalt Binders. Construction and Building Materials, vol. 21, 66-72.
- ZHOU, F.; CHEN, D.; BILYEU, J. (2003) Case Study: Evaluation of Laboratory Test Methods to Characterize Permanent Deformation Properties of Asphalt Mixes. *The International Journal of Pavement Engineering*. Vol 4.

Apêndice A - Procedimento do ensaio de *creep* dinâmico

Aparato para a realização do ensaio de *creep* dinâmico

1. Estufa para aquecimento de ligante e de agregados com capacidade para manter a temperatura na faixa entre 105 e 175°C, com variação de $\pm 2^{\circ}\text{C}$;
2. Compactador Giratório Superpave (CGS);
3. Máquina Universal de Ensaios (UTM).

Procedimento para a obtenção do *Flow Number*

1. Realizar, utilizando o CGS, a compactação de CPs buscando atingir as dimensões de 15cm de altura (h) e 10cm de diâmetro (D). O Volume de vazios (Vv) do CP deverá ser de $7,0\% \pm 1,0$ independente do Vv para o qual a mistura foi projetada. Ou seja, ainda que se trate de uma mistura cujo projeto exige $Vv = 4\%$ o CP para o ensaio será moldado com $Vv = 7\%$ (FIGURA 68).

Figura 68 - Moldagem do CP



2. Ligar a UTM no modo de ensaio de deformação permanente, verificando a posição correta dos LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) em seus respectivos terminais para este ensaio e alterando-os, caso seja necessário (FIGURA 69). Exemplo: o LVDT 99552 deve ficar no terminal A2C.

Figura 69 - Ajuste dos LVDTs para o ensaio de *creep* dinâmico

Communication Allocation Calibration CDAS Loading control											
Function	Input	Gain	Input Description	File Name	Transducer Description	Date	Units	Span	Offset	Curve	
Control-1	A1A	x1	Actuator Lvdt	A712-01.cal	UTM-25 Actuator LVDT S/N: A...	27/07/07	mm	50	0	No	
Control-1	A1B	x1	Axial force	AA3911.cal	UTM-25 Loadcell S/N: AA3911 ...	29/07/07	kN	50	0	No	
Acq'n	A2C	x1	Vertical Lvdt #1	99552.cal	D6-0500A S/N: 99552 +/-2.5mm	21/08/07	mm	5	0	Yes	
Acq'n	A2D	x1	Vertical Lvdt #2	99554.cal	D6-05000A S/N: 99554 +/-2.5...	21/08/07	mm	5	0	Yes	
Acq'n	A1C	x1	Core Temperature	527.cal	PT100 S/N: 527 -15 to +85 0 d...	29/08/07	°C	100	29.426	Yes	
Acq'n	A1D	x1	Skin Temperature	528.cal	PT100 S/N: 528 -15 to +85 0 d...	29/08/07	°C	100	29.426	Yes	
Gain	Auto	x1	x4	x16							
Axis 1	A1A	A1B	A1C	A1D							
Axis 2	A2A	A2B	A2C	A2D							
Virtual 1	V1A										
Virtual 2	V2A										

3. Inserir no *software* do ensaio os dados de dimensões do CP (quatro valores de diâmetros e quatro valores de alturas, obtidos em posições diferentes).
4. Colocar o CP dentro da câmara da UTM, ajustada para 60°C, posicionando os LVDTs corretamente (FIGURA 70)

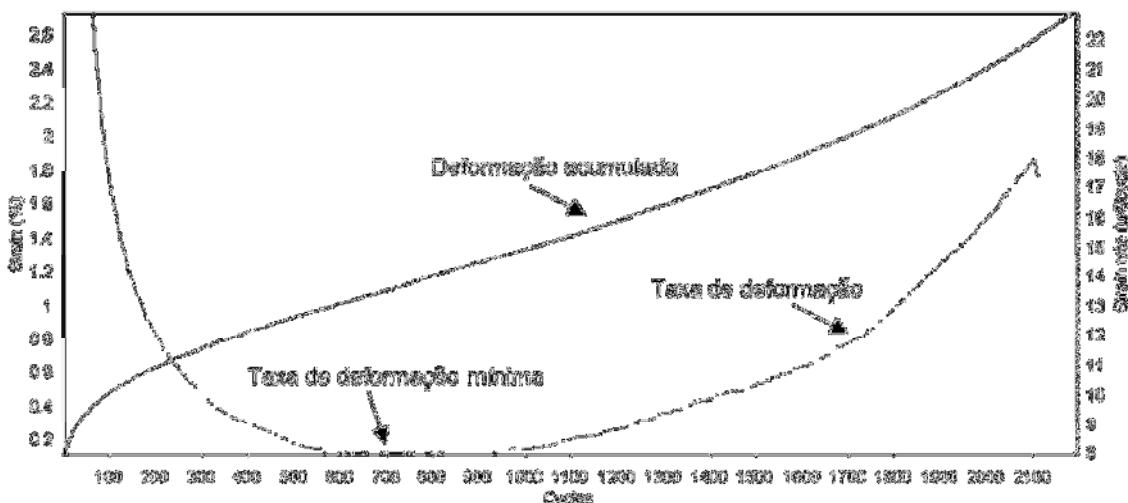
Figura 70 - Posicionamento dos LVDTs



5. Ajustar os parâmetros de ensaio:
 - a. Tempo de aplicação de carga = 0,1s;
 - b. Tempo de repouso = 0,9s;
 - c. Tensão = 204,0kPa;
 - d. Tensão de repouso = 10,2kPa;
 - e. Tensão do pré-carregamento = 15kPa;

- f. Duração do pré-carregamento = 60,0s;
 - g. Critério de parada do ensaio: (i) percentagem de deformação acumulada ou (ii) número de ciclos de carga. A escolha do critério de parada deverá ser efetuada pelo operador antes do início do ensaio.
6. Após o CP atingir a temperatura desejada, iniciar o ensaio.
7. Após a conclusão do ensaio, deve-se analisar os resultados de taxa de deformação para cada ciclo. O FN será o número do ciclo onde a taxa de deformação for mínima no ensaio. Caso haja valores repetidos de taxa de deformação, o número do ciclo será o primeiro onde o valor aparecer (FIGURA 69).

Figura 71 - Gráfico de deformação acumulada e taxa de deformação *versus* ciclos de carga



8. Deve-se realizar este procedimento para pelo menos dois CPs, sendo recomendado o ensaio para três CPs para dar mais confiabilidade aos resultados.
9. O FN da mistura é a média dos FN individuais de cada CP.

Apêndice B - Resultados de caracterização dos agregados pelo AIMS

A primeira propriedade analisada foi a angularidade. Essa propriedade foi analisada tanto para o agregado graúdo quanto para o agregado miúdo. Esse parâmetro varia de 0 a 10.000, sendo valores abaixo de 3.300 considerados como de angularidade baixa, valores entre 3.300 e 6.600 considerados como de angularidade mediana e valores acima de 6.600 considerados como de angularidade alta (AL-ROUSAN, 2004). A Figura 72 mostra os resultados de angularidade, em forma de distribuição, para os dois agregados estudados separados por peneira e conjuntamente.

Figura 72 - Distribuição de angularidade dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (a à i) e juntas (j e l) analisadas pelo AIMS

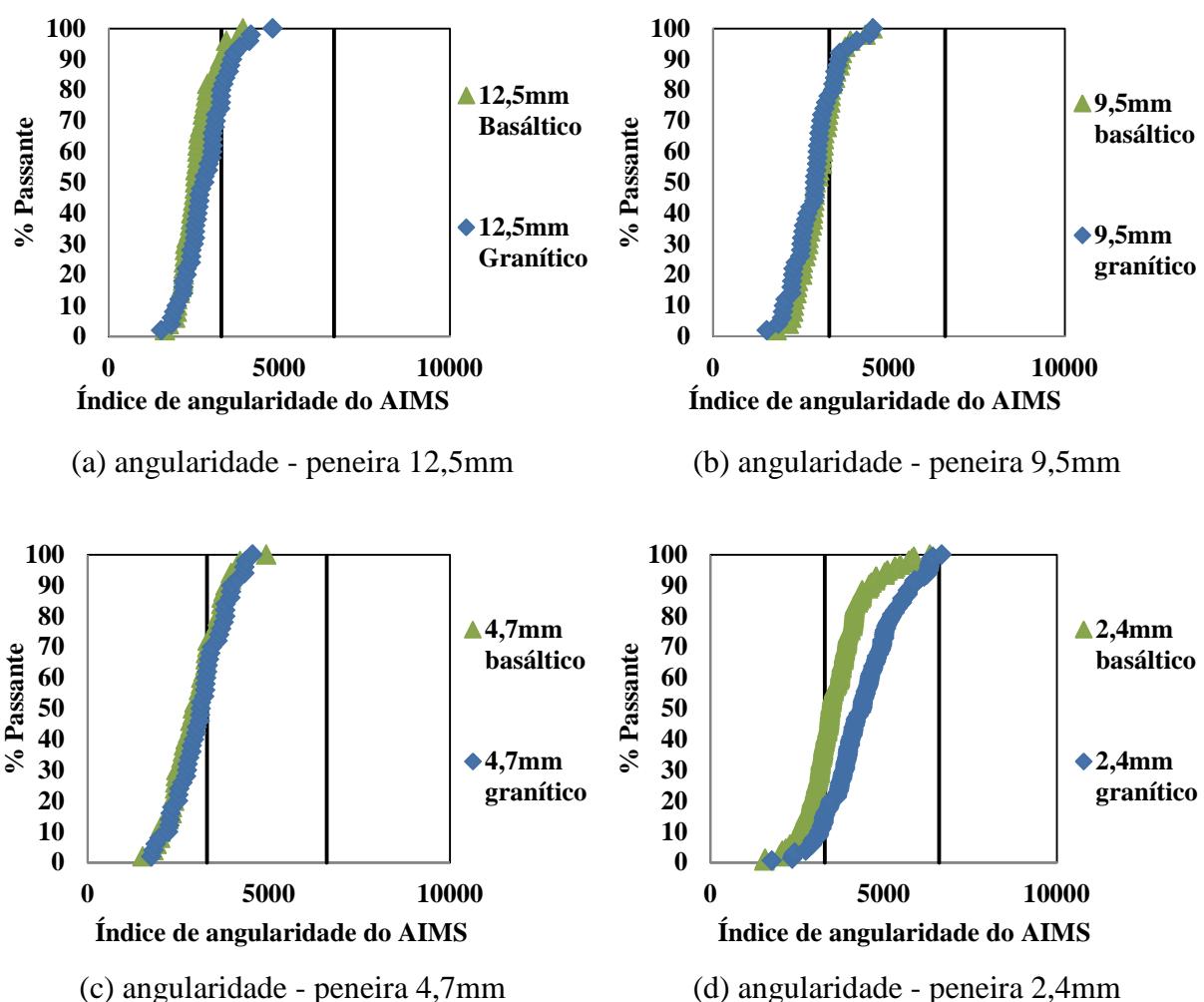


Figura 72 - Distribuição de angularidade dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *i*) e juntas (*j* e *l*) analisadas pelo AIMS (continuação)

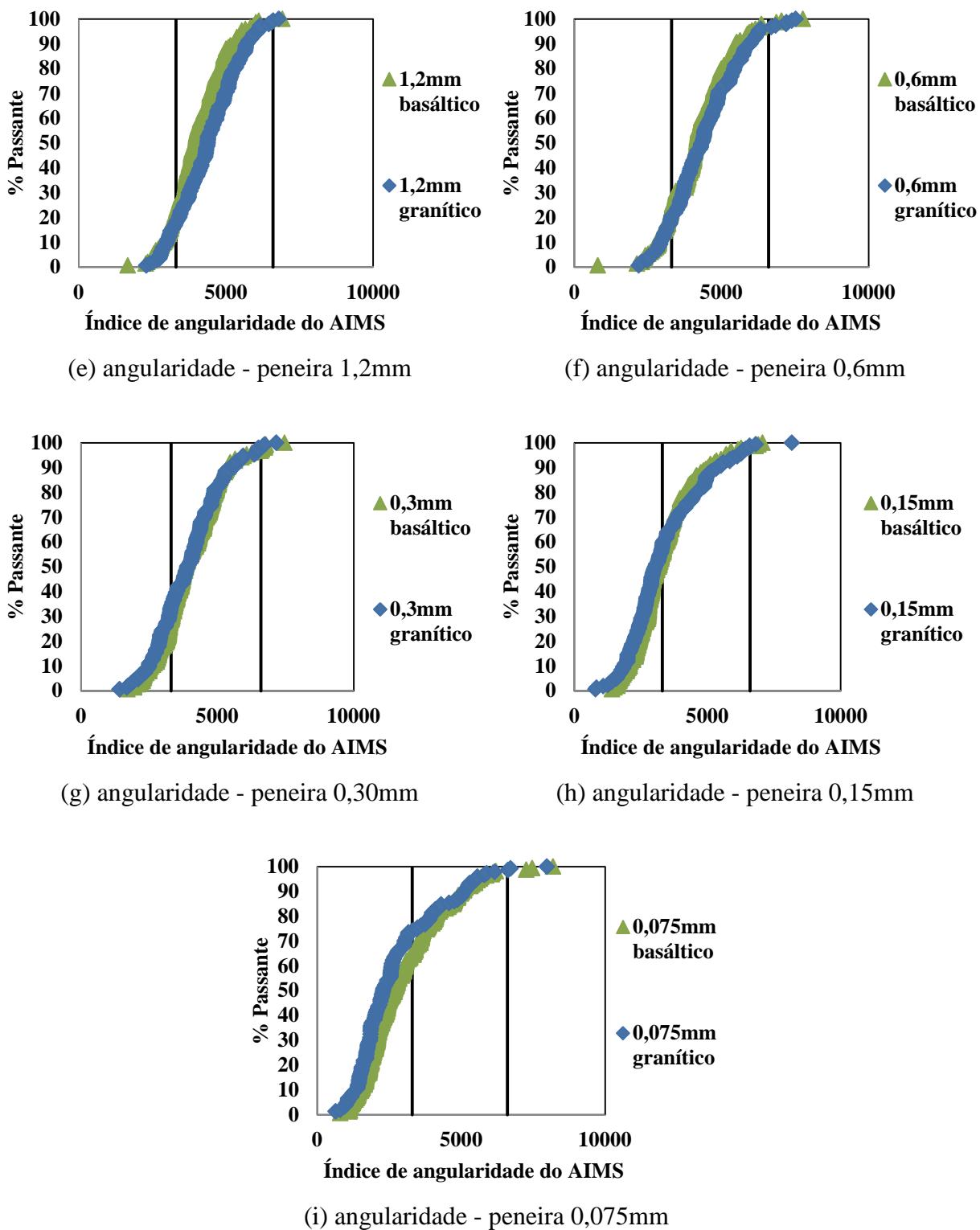
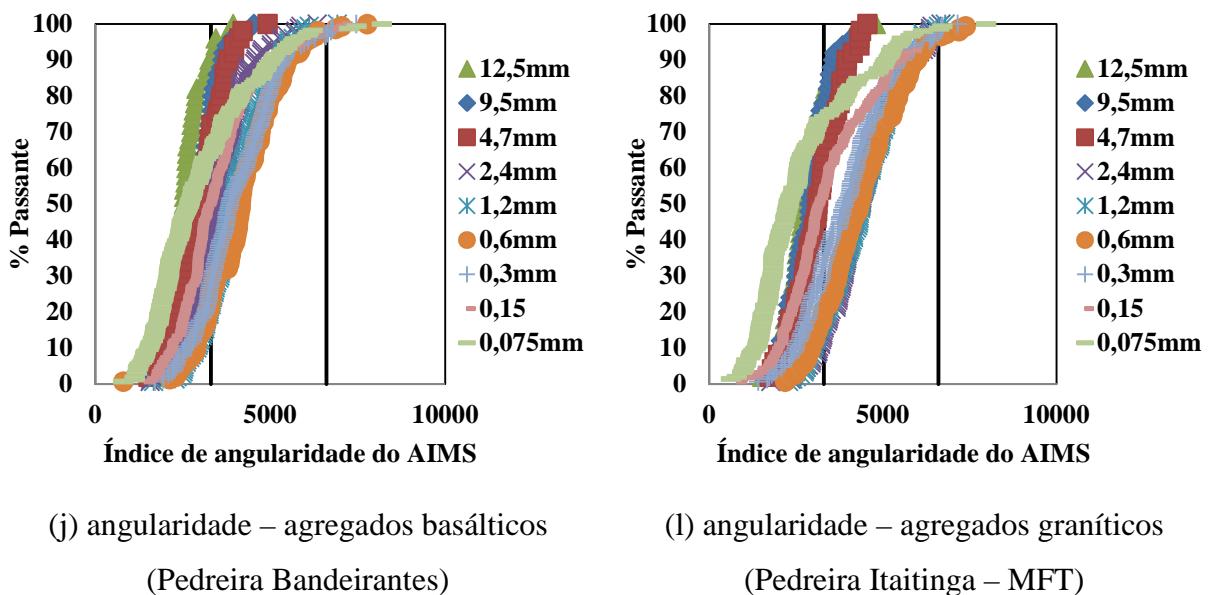


Figura 72 - Distribuição de angularidade dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *i*) e juntas (*j* e *l*) analisadas pelo AIMS (continuação)



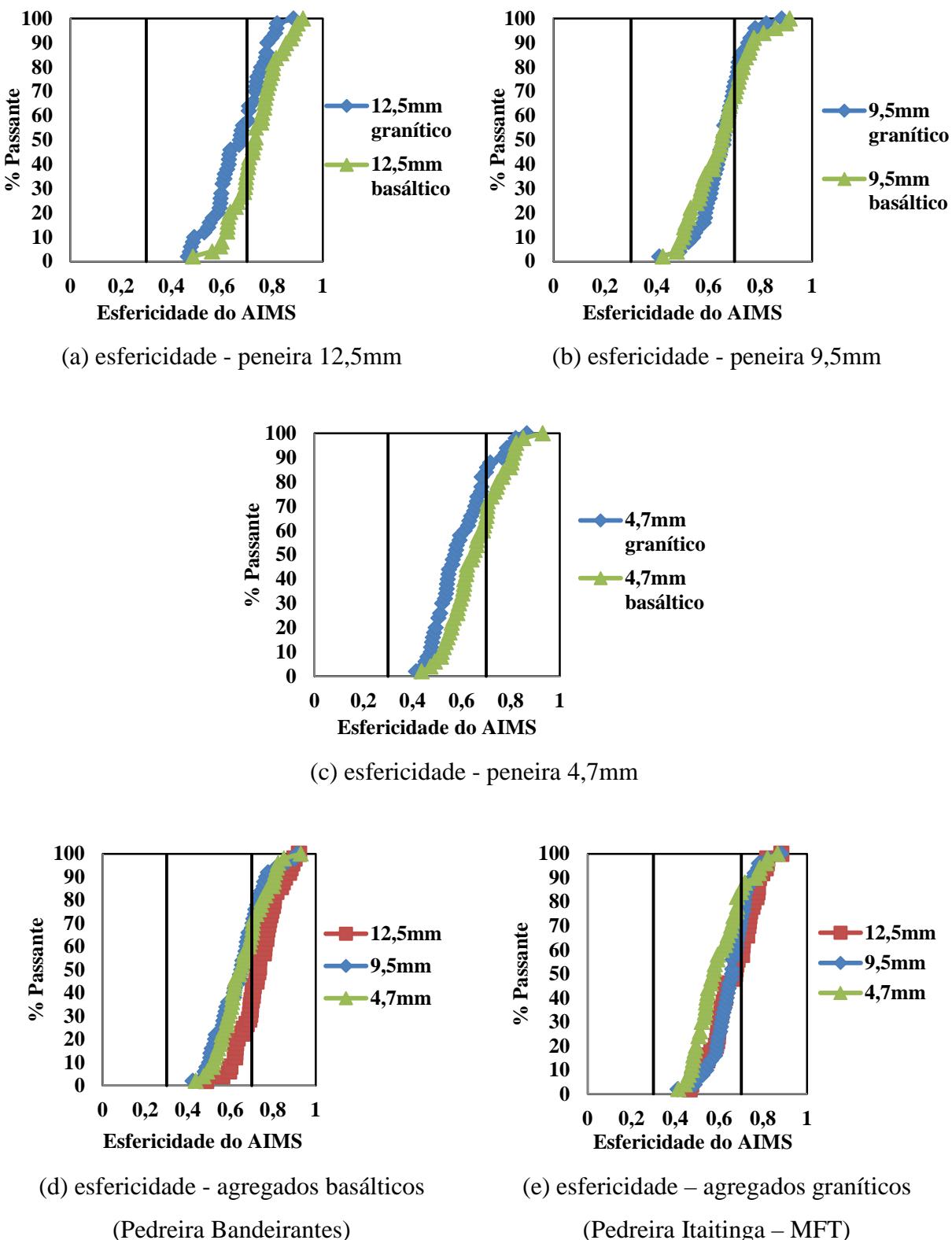
Percebe-se que, para quase todos os tamanhos de agregados analisados, a distribuição de angularidade é praticamente a mesma para os dois agregados em quase todas as peneiras analisadas. Apenas para o tamanho de agregado retido na peneira de 2,4mm os resultados foram um pouco diferenciados. O agregado granítico apresentou-se mais angular, com apenas 10% das partículas com angularidade baixa, enquanto que o basáltico apresentou aproximadamente 35% das partículas com angularidade baixa, o que pode indicar que o agregado granítico possui maior resistência à deformação permanente. Nesses gráficos há duas linhas pretas verticais na área de plotagem. Essas linhas separam os gráficos em três zonas: (i) uma de baixa angularidade, que corresponde aos valores abaixo de 3.300 (lado esquerdo), (ii) uma de angularidade mediana (zona central), que corresponde aos valores entre 3.300 e 6.600 e (iii) uma de alta angularidade (lado direito), que corresponde aos valores acima de 6.600.

Para os tamanhos de agregados retidos nas peneiras de 12,5 e 9,5mm, percebe-se que aproximadamente 30% dos dois tipos de agregados analisados apresentam angularidade mediana, enquanto que 70% dos agregados apresentam angularidade baixa. Para os agregados retidos na peneira de 4,7mm, aproximadamente 40% dos dois agregados apresentam angularidade mediana e 60% apresentam angularidade baixa. Para os agregados retidos na peneira de 2,4mm, aproximadamente 85% dos agregados graníticos apresentam angularidade mediana e 15% apresentam angularidade baixa e aproximadamente 60% dos agregados

basálticos apresentam angularidade mediana e 40% apresentam angularidade baixa. Para os agregados retidos nas peneiras de 1,2, 0,6 e 0,3mm, aproximadamente 5% dos dois tipos de agregados apresentam angularidade alta, 75% apresentam angularidade mediana e 20% apresentam angularidade baixa. Para os agregados retidos na peneira de 0,15mm, aproximadamente 50% dos dois agregados apresentam angularidade mediana e 50% apresentam angularidade baixa. Para os agregados retidos na peneira de 0,075mm, aproximadamente 5% dos dois agregados apresentam angularidade alta, 35% apresentam angularidade mediana e 60% apresentam angularidade baixa. Esses resultados podem indicar que esse parâmetro de angularidade é praticamente o mesmo para os dois tipos de agregado.

Também foi analisado o parâmetro esfericidade para os dois agregados estudados. Essa análise foi feita para os tamanhos retidos nas peneiras de 12,5, 9,5 e 4,7mm. Esse parâmetro dita se o agregado possui arestas com tamanhos aproximadamente iguais, ou seja, que tornam o agregado mais próximo de uma esfera ou um cubo ou se o agregado possui arestas de tamanhos diferenciados, ou seja, que torna ele mais alongado. Esse parâmetro varia de 0 a 1, sendo o agregado considerado mais alongado quando se aproxima de 0 e mais cúbico ou esférico quando se aproxima mais de 1. Os resultados das análises estão dispostos na Figura 73.

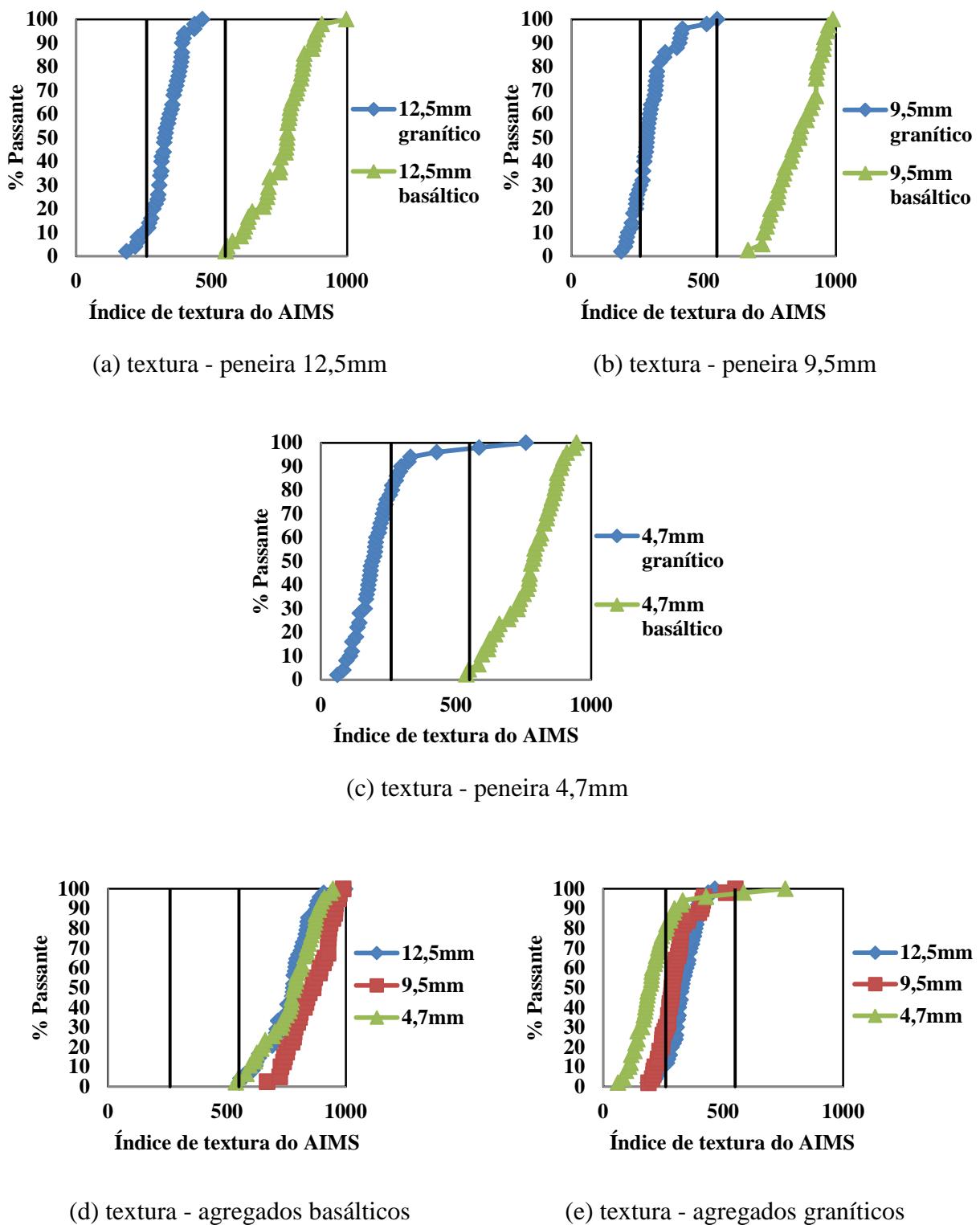
Figura 73 - Distribuição de valores de esfericidade dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *c*) e juntas (*d* e *e*) analisadas pelo AIMS



Nesses gráficos há duas linhas pretas verticais na área de plotagem. Essas linhas separam os gráficos em três zonas: (i) uma de baixa esfericidade, que corresponde aos valores abaixo de 0,3 (lado esquerdo), (ii) uma de esfericidade mediana (zona central), que corresponde aos valores entre 0,3 e 0,7 e (iii) uma de alta esfericidade (lado direito), que corresponde aos valores acima de 0,7. Percebe-se que para os agregados retidos nas peneiras de 12,5 e 4,7mm, os agregados basálticos possuem maior esferidez, o que nesse caso, faz deles mais cúbicos. Para os agregados retidos na peneira de 12,5mm, os agregados graníticos e os basálticos apresentaram aproximadamente 45 e 70% das partículas com esfericidade alta, respectivamente, e 55 e 30% das partículas com esfericidade mediana, respectivamente. Para os agregados retidos na peneira de 9,5mm, os dois agregados apresentaram aproximadamente a mesma esfericidade, com cerca de 35% dos agregados com alta esfericidade e 65% dos agregados com esfericidade mediana. Para os agregados retidos na peneira de 4,7mm, os agregados graníticos e os basálticos apresentaram aproximadamente 20 e 40% de suas partículas com esfericidade alta, respectivamente, e 80 e 60% de suas partículas com esfericidade mediana, respectivamente. Esses resultados indicam que os agregados basálticos são um pouco mais alongados, o que tende a favorecer a sua quebra durante o processo de compactação das misturas que façam uso desses agregados.

Também foi feita a análise de textura superficial no AIMS para os dois agregados estudados. Essa análise foi feita para os tamanhos de agregados retidos nas peneiras de 12,5, 9,5 e 4,7mm. Esse parâmetro varia de 0 a 1.000, sendo o agregado considerado mais liso quando se aproxima de zero e mais rugoso quando se aproxima de 1.000. Os resultados das análises estão dispostos na Figura 74.

Figura 74 - Distribuição de textura dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *c*) e juntas (*d* e *e*) analisadas pelo AIMS



Nesses gráficos há duas linhas pretas verticais na área de plotagem. Essas linhas separam os gráficos em três zonas: (i) uma de baixa textura (menos rugosa), que corresponde

a valores abaixo de 260 (lado esquerdo), (ii) uma de textura intermediária (pouco rugosa), que corresponde a valores entre 260 e 550 (zona central) e (iii) uma de alta textura (alta rugosidade), que corresponde a valores acima de 550 (lado direito).

Percebe-se que com relação à textura os dois agregados apresentaram diferenças consideráveis, principalmente quando este é comparado com os demais parâmetros, que apresentaram uma diferença considerada pequena. Para os três tamanhos de agregados analisados, 100% dos agregados basálticos apresentaram textura alta. Para os agregados retidos nas peneiras de 12,5 e 9,5mm, os agregados basálticos menos rugosos chegaram a ser mais rugosos do que os agregados graníticos mais rugosos. Para os agregados retidos na peneira de 12,5mm, 90% dos agregados graníticos apresentaram textura mediana e 10% apresentaram textura baixa. Para os agregados retidos na peneira de 9,5mm, 70% dos agregados graníticos apresentaram textura mediana e 30% apresentaram textura baixa. Para os agregados retidos na peneira de 4,7mm, 5% dos agregados graníticos apresentaram textura alta, 15% apresentaram textura intermediária e 80% apresentaram textura baixa. Esses resultados mostram que o agregado basáltico é mais rugoso, o que pode indicar alto potencial para resistir à deformação permanente caso esses materiais sejam utilizados em misturas asfálticas.

A última análise feita pelo AIMS é referente à forma 2D, que é realizada apenas para os agregados miúdos, ou seja, aqueles retidos nas peneiras de 2,4; 1,2; 0,6; 0,30; 0,15 e 0,075mm. Esse parâmetro varia de 0 a 20, sendo o agregado considerado mais redondo quando se aproxima de zero e mais cúbico quando se aproxima de 20. Os resultados das análises estão dispostos na Figura 75.

Figura 75 - Distribuição de forma 2D dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *f*) e juntas (*g* e *h*) analisadas pelo AIMS

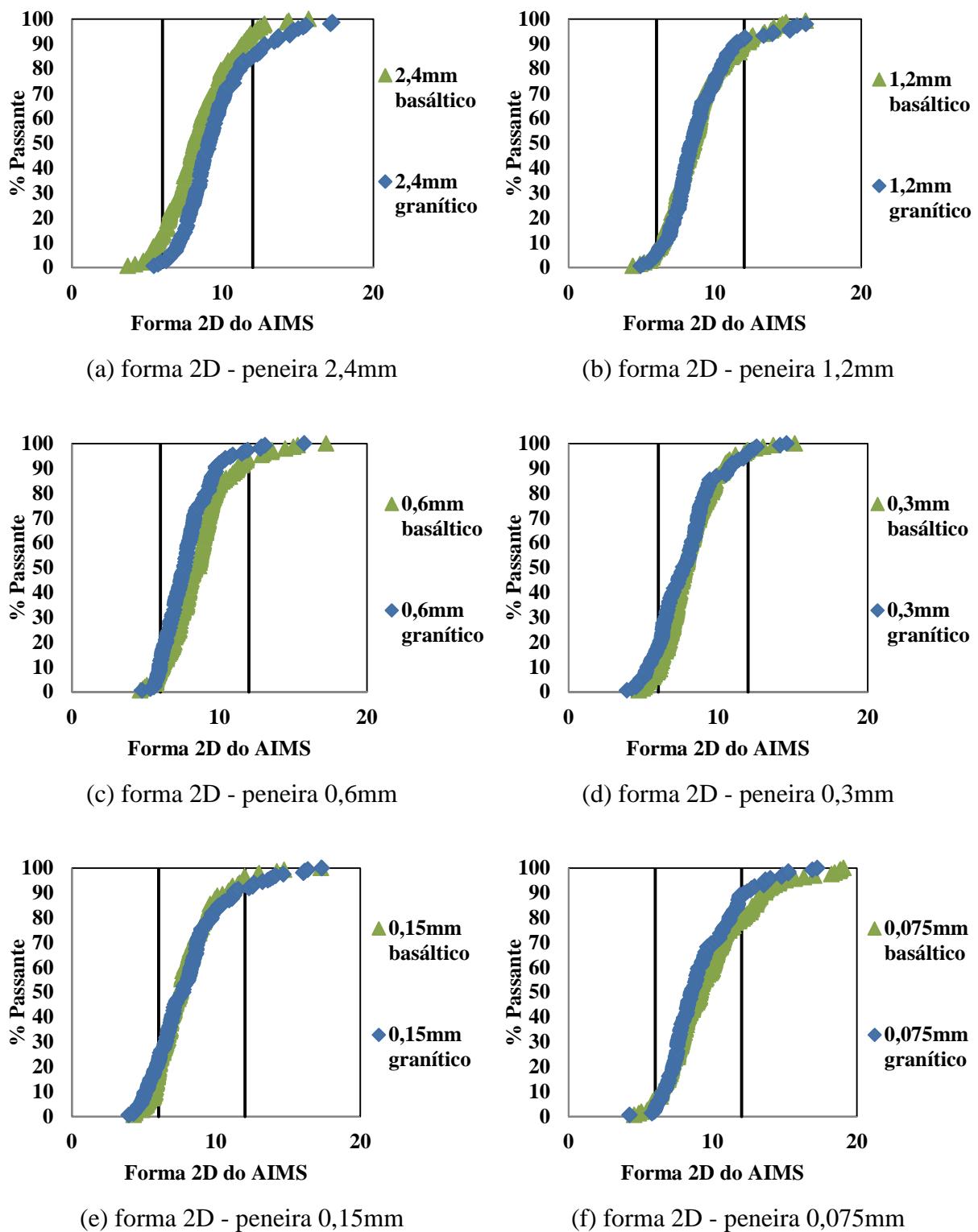
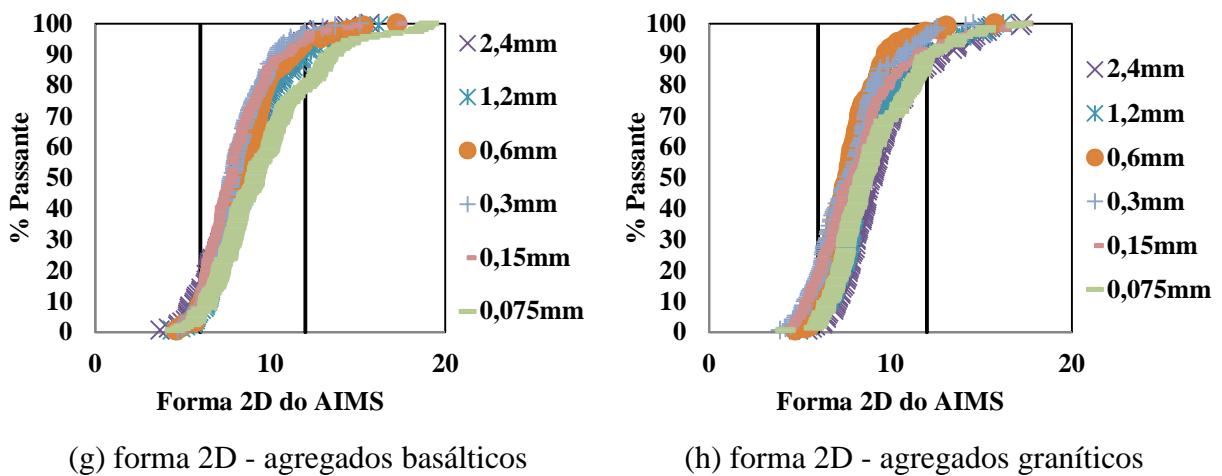


Figura 75 - Distribuição de forma 2D dos agregados graníticos e basálticos para todas as peneiras separadamente (*a* à *f*) e juntas (*g* e *h*) analisadas pelo AIMS (continuação)



Nesses gráficos há duas linhas pretas verticais na área de plotagem. Essas linhas separam os gráficos em três zonas: (i) uma com parâmetro de forma 2D baixo (mais redonda), que corresponde a valores abaixo de 6 (lado esquerdo), (ii) uma com parâmetro de forma 2D intermediário (média cubicidade), que corresponde a valores entre 6 e 12 (zona central) e (iii) uma com parâmetro de forma 2D alto (alta cubicidade), que corresponde a valores acima de 12 (lado direito).

Percebe-se que para todas as peneiras os dois agregados analisados possuem uma distribuição de forma 2D bastante similar. Para a peneira de 2,4mm, aproximadamente 15% dos agregados graníticos apresentaram alta cubicidade e 85% apresentaram cubicidade mediana, já os agregados basálticos apresentaram aproximadamente 10% de suas partículas com cubicidade alta, 80% com cubicidade mediana e 10% com cubicidade baixa. Para a peneira de 1,2mm, os dois agregados analisados apresentaram a mesma distribuição de forma 2D com 15% de suas partículas com alta cubicidade, 80% com cubicidade mediana e 5% com cubicidade baixa. Para as peneiras de 0,6 e 0,3mm, os dois agregados apresentaram distribuição de forma 2D quase iguais com aproximadamente 10% de suas partículas com cubicidade alta, 80% com cubicidade mediana e 10% com cubicidade baixa.

Apêndice C - Resultados dos ensaios de módulo dinâmico para todas as misturas

Tabela 17 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP Replan

CAP Replan		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	38.071	37.734	35.707	33.450	32.217	28.474
	2	36.296	36.427	35.144	33.188	32.054	29.164
	3	40.194	38.513	37.563	35.608	34.512	31.453
	Média	38.187	37.558	36.138	34.082	32.928	29.697
	Desv. Pad	1952	1.054	1.266	1.328	1.374	1.559
	CV (%)	5,1	2,8	3,5	3,9	4,2	5,3
4,4	1	29.767	28.393	26.523	22.851	21.148	17.241
	2	29.509	27.218	25.874	22.098	20.528	16.362
	3	31.947	30.609	28.514	24.440	22.617	18.083
	Média	30.408	28.740	26.970	23.130	21.431	17.229
	Desv. Pad	1.339	1.722	1.376	1.196	1.073	861
	CV (%)	4,4	6,0	5,1	5,2	5,0	5,0
21,1	1	16.327	15.388	13.518	9.225	7.566	4.785
	2	20.013	18.352	15.426	10.759	8.384	5.197
	3	19.391	17.752	15.595	10.800	8.811	5.357
	Média	18.577	17.164	14.846	10.261	8.254	5.113
	Desv. Pad	1.973	1.567	1.153	898	633	295
	CV (%)	10,6	9,1	7,8	8,7	7,7	5,8
37,8	1	4.601	3.546	2.620	1.344	1.024	549
	2	7.098	5.397	3.893	2.110	1.626	939
	3	7.535	7.619	5.829	2.167	1.534	886
	Média	6.411	5.521	4.114	1.874	1.395	791
	Desv. Pad	1.583	2.039	1.616	460	324	212
	CV (%)	24,7	36,9	39,3	24,5	23,3	26,7
54,4	1	483	734	586	322	261	196
	2	514	2.514	2.013	774	340	155
	3	220	1.667	984	606	345	155
	Média	406	1.638	1.194	567	315	169
	Desv. Pad	162	890	736	228	47	24
	CV (%)	39,8	54,3	61,7	40,3	14,9	14,0

Tabela 18 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+PPA

CAP+PPA		$ E^* $ em MPa para cada frequência					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	38.688	37.874	37.823	34.967	33.776	30.219
	2	40.339	39.604	38.787	36.670	35.658	32.376
	3	38.482	37.430	36.752	34.442	33.436	30.744
	Média	39.170	38.303	37.787	35.360	34.290	31.113
	Desv. Pad	1.018	1.149	1.018	1.165	1.197	1.125
	CV (%)	2,6	3,0	2,7	3,3	3,5	3,6
4,4	1	32.244	30.320	27.707	24.183	22.428	18.383
	2	32.258	29.900	28.536	24.816	22.997	18.794
	3	31.652	29.853	28.991	25.293	23.635	19.209
	Média	32.051	30.024	28.411	24.764	23.020	18.795
	Desv. Pad	346	257	651	557	604	413
	CV (%)	1,1	0,9	2,3	2,2	2,6	2,2
21,1	1	17.092	15.852	13.721	9.615	8.103	5.569
	2	20.816	17.903	15.869	10.969	9.276	5.987
	3	18.968	17.905	15.737	11.796	10.144	6.854
	Média	18.959	17.220	15.109	10.793	9.174	6.137
	Desv. Pad	1.862	1.185	1.204	1.101	1.024	655
	CV (%)	9,8	6,9	8,0	10,2	11,2	10,7
37,8	1	6.691	4.682	3.501	1.891	1.475	886
	2	10.663	8.408	6.576	3.277	2.556	1.734
	3	6.342	6.241	4.929	2.839	2.257	1.288
	Média	7.899	6.444	5.002	2.669	2.096	1.303
	Desv. Pad	2.400	1.871	1.539	708	558	424
	CV (%)	30,4	29,0	30,8	26,5	26,6	32,6
54,4	1	2.046	1.604	1.324	546	512	354
	2	2.513	1.921	2.152	1.193	1.272	681
	3			1.630	796	751	363
	Média	2.280	1.763	1.702	845	845	466
	Desv. Pad	330	224	585	457	537	231
	CV (%)	14,5	12,7	34,4	54,1	63,6	49,6

Tabela 19 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+Elvaloy+PPA

CAP+Elvaloy+PPA		$ E^* $ em MPa para cada frequência					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	40.639	39.735	38.913	36.892	35.903	33.195
	2	38.738	37.501	37.046	35.485	34.342	30.777
	3	38.670	38.305	37.092	34.959	34.029	30.980
	Média	39.349	38.514	37.684	35.779	34.758	31.651
	Desv. Pad	1.118	1.132	1.065	999	1.004	1.341
	CV (%)	2,8	2,9	2,8	2,8	2,9	4,2
4,4	1	32.785	30.294	28.870	25.232	23.622	19.443
	2	31.992	29.287	28.160	24.820	23.380	19.563
	3	31.534	29.257	28.205	25.108	23.754	20.065
	Média	32.104	29.613	28.412	25.053	23.585	19.690
	Desv. Pad	633	590	398	211	190	330
	CV (%)	2,0	2,0	1,4	0,8	0,8	1,7
21,1	1	20.748	17.755	15.697	11.468	9.829	6.553
	2	20.131	18.004	16.536	12.285	10.637	7.297
	3	20.214	18.181	16.340	12.550	11.087	7.936
	Média	20.364	17.980	16.191	12.101	10.518	7.262
	Desv. Pad	335	214	439	564	637	692
	CV (%)	1,6	1,2	2,7	4,7	6,1	9,5
37,8	1	8.806	6.988	5.476	2.904	2.349	1.439
	2	8.709	6.331	4.993	2.936	2.354	1.380
	3	8.059	6.632	5.299	3.196	2.546	1.584
	Média	8.525	6.650	5.256	3.012	2.416	1.468
	Desv. Pad	406	329	244	160	112	105
	CV (%)	4,8	4,9	4,6	5,3	4,6	7,2
54,4	1	3.714	2.924	2.410	1.548	1.319	992
	2	3.707	2.917	2.395	1.543	1.306	978
	3	2.045	1.540	1.252	812	705	582
	Média	2.868	2.223	1.818	1.173	1.003	778
	Desv. Pad	5	5	11	4	9	10
	CV (%)	0,2	0,2	0,6	0,3	0,9	1,3

Tabela 20 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+Borracha

CAP+Borracha		$ E^* $ em MPa para cada frequência					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	26.583	25.634	24.794	22.891	21.905	19.351
	2	27.835	26.836	25.994	24.088	23.166	20.834
	3	26.308	25.289	24.494	22.706	21.838	19.668
	Média	26.909	25.920	25.094	23.228	22.303	19.951
	Desv. Pad	814	812	794	750	748	781
	CV (%)	3,0	3,1	3,2	3,2	3,4	3,9
4,4	1	20.728	19.270	18.203	15.715	14.622	11.936
	2	20.158	18.716	17.580	14.962	13.762	11.034
	3	20.187	18.828	17.773	15.361	14.246	11.562
	Média	20.358	18.938	17.852	15.346	14.210	11.511
	Desv. Pad	321	293	319	377	431	453
	CV (%)	1,6	1,5	1,8	2,5	3,0	3,9
21,1	1	11.318	9.831	8.706	6.421	5.516	3.788
	2	10.197	8.824	7.816	5.640	4.823	3.258
	3	10.935	9.580	8.539	6.311	5.454	3.758
	Média	10.817	9.412	8.354	6.124	5.264	3.601
	Desv. Pad	570	524	473	423	383	298
	CV (%)	5,3	5,6	5,7	6,9	7,3	8,3
37,8	1	4.171	3.509	3.029	1.682	1.322	810
	2	4.281	3.328	2.769	1.556	1.294	672
	3	4.387	3.492	2.946	1.701	1.430	748
	Média	4.280	3.443	2.915	1.646	1.349	743
	Desv. Pad	108	100	133	79	72	69
	CV (%)	2,5	2,9	4,6	4,8	5,3	9,3
54,4	1	1.401	1.173	819	465	380	241
	2	1.305	995	821	444	352	216
	3	1.427	1.097	912	499	393	237
	Média	1.378	1.088	851	469	375	231
	Desv. Pad	64	89	53	28	21	13
	CV (%)	4,7	8,2	6,2	5,9	5,6	5,8

Tabela 21 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+Borracha+PPA

CAP+Borracha+PPA		$ E^* $ em MPa para cada frequência					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	33.554	32.377	31.469	29.471	28.507	26.132
	2	33.584	32.517	31.745	29.891	28.900	26.521
	3	33.474	32.230	31.336	29.371	28.411	25.915
	Média	33.537	32.375	31.517	29.578	28.606	26.189
	Desv. Pad	57	144	209	276	259	307
	CV (%)	0,2	0,4	0,7	0,9	0,9	1,2
4,4	1	27.211	25.563	24.297	21.404	20.056	16.807
	2	26.701	25.309	24.072	21.353	20.143	17.175
	3	26.672	25.213	24.031	21.369	20.237	17.358
	Média	26.861	25.362	24.133	21.375	20.145	17.113
	Desv. Pad	303	181	143	26	91	281
	CV (%)	1,1	0,7	0,6	0,1	0,4	1,6
21,1	1	13.759	12.139	10.934	8.275	7.232	5.217
	2	16.841	15.048	13.709	10.941	9.778	7.395
	3	16.711	14.970	13.676	10.970	9.884	7.566
	Média	15.770	14.052	12.773	10.062	8.965	6.726
	Desv. Pad	1.743	1.657	1.593	1.548	1.501	1.310
	CV (%)	11,1	11,8	12,5	15,4	16,7	19,5
37,8	1	6.336	5.208	4.406	2.756	2.192	1.356
	2	7.035	5.762	4.896	3.211	2.589	1.632
	3	7.901	6.533	5.587	3.673	2.965	1.843
	Média	7.091	5.834	4.963	3.213	2.582	1.610
	Desv. Pad	784	665	593	459	387	244
	CV (%)	11,1	11,4	12,0	14,3	15,0	15,2
54,4	1	2.419	1.878	1.471	918	752	496
	2	2.664	2.104	1.685	1.091	909	625
	3	2.926	2.287	1.832	1.176	977	680
	Média	2.670	2.090	1.663	1.062	879	600
	Desv. Pad	254	205	182	131	115	94
	CV (%)	9,5	9,8	10,9	12,4	13,1	15,7

Tabela 22 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBS

CAP+SBS		$ E^* $ em MPa para cada frequência					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	35.129	33.906	33.019	30.860	29.700	26.746
	2	34.532	33.684	32.809	30.725	29.617	26.650
	3	34.555	33.537	32.622	30.653	29.681	27.054
	Média	34.739	33.709	32.817	30.746	29.666	26.817
	Desv. Pad	338	186	199	105	43	211
	CV (%)	1,0	0,6	0,6	0,3	0,1	0,8
4,4	1	26.274	24.549	23.046	19.875	18.410	14.877
	2	26.744	25.161	23.741	20.577	19.127	15.570
	3	27.054	25.352	24.003	20.897	19.475	15.962
	Média	26.691	25.021	23.597	20.450	19.004	15.470
	Desv. Pad	393	419	495	523	543	549
	CV (%)	1,5	1,7	2,1	2,6	2,9	3,6
21,1	1	15.746	13.739	12.244	9.088	7.787	5.286
	2	15.472	13.403	11.836	8.687	7.386	4.911
	3	15.419	13.449	11.981	8.818	7.554	5.098
	Média	15.546	13.530	12.020	8.864	7.576	5.098
	Desv. Pad	176	182	207	204	201	188
	CV (%)	1,1	1,3	1,7	2,3	2,7	3,7
37,8	1	6.327	4.830	3.851	2.221	1.653	884
	2	5.397	3.988	3.135	1.779	1.314	698
	3	6.121	4.620	3.673	2.101	1.570	850
	Média	5.948	4.479	3.553	2.034	1.512	811
	Desv. Pad	488	438	373	229	177	99
	CV (%)	8,2	9,8	10,5	11,2	11,7	12,2
54,4	1	1.401	1.025	777	511	424	302
	2	1.268	937	716	473	396	284
	3	1.398	1.022	776	515	429	302
	Média	1.356	995	756	500	416	296
	Desv. Pad	76	50	35	23	18	10
	CV (%)	5,6	5,0	4,6	4,6	4,3	3,5

Tabela 23 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBS+PPA

CAP+SBS+PPA		$ E^* $ em MPa para cada frequência					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	33.631	32.676	31.797	29.678	28.566	25.583
	2	34.940	33.902	33.094	30.998	29.939	27.175
	3	34.813	33.691	32.817	30.957	29.954	27.421
	Média	34.461	33.423	32.569	30.544	29.486	26.726
	Desv. Pad	722	655	683	751	797	998
	CV (%)	2,1	2,0	2,1	2,5	2,7	3,7
4,4	1	25.787	24.223	22.933	19.918	18.575	15.295
	2	28.132	26.549	25.186	22.166	20.810	17.388
	3	27.452	25.864	24.586	21.693	20.340	16.964
	Média	27.124	25.545	24.235	21.259	19.908	16.549
	Desv. Pad	1.206	1.195	1.167	1.185	1.178	1.106
	CV (%)	4,4	4,7	4,8	5,6	5,9	6,7
21,1	1	13.740	11.929	10.635	7.842	6.737	4.749
	2	14.050	12.285	11.024	8.314	7.271	5.334
	3	13.728	11.906	10.614	7.842	6.773	4.866
	Média	13.839	12.040	10.758	7.999	6.927	4.983
	Desv. Pad	183	212	231	273	298	310
	CV (%)	1,3	1,8	2,1	3,4	4,3	6,2
37,8	1	6.841	5.570	4.640	2.859	2.228	1.330
	2	6.901	5.517	4.586	2.839	2.210	1.267
	3	6.460	5.049	4.128	2.460	1.863	1.023
	Média	6.734	5.379	4.451	2.719	2.100	1.207
	Desv. Pad	239	287	281	225	206	162
	CV (%)	3,6	5,3	6,3	8,3	9,8	13,4
54,4	1	2.065	1.571	1.204	764	626	416
	2	2.075	1.554	1.196	755	617	408
	3	1.983	1.458	1.118	702	573	377
	Média	2.041	1.528	1.173	740	605	400
	Desv. Pad	50	61	48	34	28	21
	CV (%)	2,5	4,0	4,1	4,5	4,7	5,1

Tabela 24 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+EVA

CAP+EVA		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	36.003	35.102	34.254	32.467	31.587	29.083
	2	33.215	32.318	31.518	29.752	28.777	26.371
	3	32.510	31.677	30.878	29.035	28.134	25.767
	Média	33.909	33.032	32.217	30.418	29.499	27.074
	Desv. Pad	1.847	1.821	1.793	1.810	1.836	1.766
	CV (%)	5,4	5,5	5,6	6,0	6,2	6,5
4,4	1	28.731	27.297	26.207	23.571	22.418	19.518
	2	26.772	25.361	24.261	21.794	20.686	17.904
	3	26.475	25.068	24.012	21.619	20.582	17.926
	Média	27.326	25.909	24.827	22.328	21.229	18.449
	Desv. Pad	1.226	1.211	1.202	1.080	1.031	926
	CV (%)	4,5	4,7	4,8	4,8	4,9	5,0
21,1	1	17.533	15.728	14.341	11.511	10.355	7.893
	2	14.999	13.301	11.990	9.355	8.277	6.103
	3	13.894	12.425	11.287	8.909	7.983	6.160
	Média	15.475	13.818	12.539	9.925	8.872	6.719
	Desv. Pad	1.866	1.711	1.599	1.392	1.293	1.017
	CV (%)	12,1	12,4	12,8	14,0	14,6	15,1
37,8	1	7.919	6.549	5.657	3.705	3.053	2.001
	2	7.173	5.930	5.137	3.301	2.708	1.780
	3	7.383	6.126	5.327	3.625	3.063	2.166
	Média	7.492	6.202	5.374	3.544	2.941	1.982
	Desv. Pad	385	316	263	214	202	194
	CV (%)	5,1	5,1	4,9	6,0	6,9	9,8
54,4	1	3.241	2.585	2.171	1.421	1.157	751
	2	2.898	2.285	1.925	1.275	1.048	686
	3	3.009	2.444	2.076	1.385	1.151	772
	Média	3.049	2.438	2.057	1.360	1.118	736
	Desv. Pad	175	150	124	76	61	45
	CV (%)	5,7	6,2	6,0	5,6	5,5	6,1

Tabela 25 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+EVA+PPA

CAP+EVA+PPA		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	36.318	35.297	34.159	31.652	30.368	27.065
	2	35.672	35.063	34.254	32.250	31.244	28.392
	3	34.908	34.116	33.416	31.505	30.556	27.935
	Média	35.633	34.825	33.943	31.802	30.723	27.797
	Desv. Pad	706	626	459	395	461	674
	CV (%)	2,0	1,8	1,4	1,2	1,5	2,4
4,4	1	29.077	27.340	25.991	22.682	21.175	17.513
	2	30.312	28.734	27.418	24.364	22.866	19.239
	3	29.487	28.135	26.934	23.980	22.637	19.161
	Média	29.625	28.070	26.781	23.675	22.226	18.638
	Desv. Pad	629	699	726	881	917	975
	CV (%)	2,1	2,5	2,7	3,7	4,1	5,2
21,1	1	17.528	15.287	13.564	10.154	8.760	5.910
	2	14.317	12.256	10.747	7.715	6.562	4.440
	3	17.415	15.426	13.776	10.622	9.286	6.423
	Média	16.420	14.323	12.696	9.497	8.203	5.591
	Desv. Pad	1.822	1.791	1.691	1.561	1.445	1.029
	CV (%)	11,1	12,5	13,3	16,4	17,6	18,4
37,8	1	6.517	4.910	3.990	2.262	1.742	1.023
	2	5.854	4.287	3.449	1.902	1.466	888
	3	7.122	5.453	4.441	2.527	1.919	1.128
	Média	6.498	4.883	3.960	2.230	1.709	1.013
	Desv. Pad	634	583	496	314	228	120
	CV (%)	9,8	11,9	12,5	14,1	13,3	11,9
54,4	1	1.755	1.285	1.071	743	615	424
	2	1.696	1.235	1.027	712	593	414
	3	2.189	1.604	1.313	880	721	486
	Média	1.880	1.375	1.137	778	643	441
	Desv. Pad	269	200	154	89	68	39
	CV (%)	14,3	14,5	13,5	11,5	10,6	8,8

Tabela 26 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+PE

CAP+PE		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	35.097	34.038	33.260	31.379	30.398	27.878
	2	35.347	34.408	33.725	32.056	31.186	28.803
	3	35.872	34.680	33.683	31.405	30.260	27.212
	Média	35.439	34.375	33.556	31.613	30.615	27.964
	Desv. Pad	396	322	257	384	500	799
	CV (%)	1,1	0,9	0,8	1,2	1,6	2,9
4,4	1	27.983	26.554	25.341	22.489	21.193	17.996
	2	29.696	28.197	26.904	23.974	22.562	19.211
	3	29.442	27.876	26.576	23.598	22.221	18.736
	Média	29.040	27.542	26.274	23.354	21.992	18.648
	Desv. Pad	924	871	824	772	713	612
	CV (%)	3,2	3,2	3,1	3,3	3,2	3,3
21,1	1	16.032	14.110	12.670	9.669	8.458	6.083
	2	15.727	13.724	12.259	9.130	7.870	5.557
	3	18.902	16.777	15.219	12.000	10.651	7.767
	Média	16.887	14.870	13.383	10.266	8.993	6.469
	Desv. Pad	1.752	1.662	1.604	1.525	1.466	1.154
	CV (%)	10,4	11,2	12,0	14,9	16,3	17,8
37,8	1	7.121	5.729	4.746	2.860	2.218	1.272
	2	6.459	5.000	4.043	2.349	1.789	1.027
	3	7.988	6.423	5.329	3.316	2.581	1.474
	Média	7.189	5.717	4.706	2.842	2.196	1.258
	Desv. Pad	767	712	644	484	396	224
	CV (%)	10,7	12,4	13,7	17,0	18,1	17,8
54,4	1	2.184	1.606	1.213	746	602	384
	2	2.035	1.485	1.121	696	565	371
	3	2.647	1.975	1.512	941	761	496
	Média	2.289	1.689	1.282	794	642	417
	Desv. Pad	319	255	204	129	104	69
	CV (%)	13,9	15,1	15,9	16,3	16,2	16,5

Tabela 27 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+PE+PPA

CAP+PE+PPA		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	40.032	39.162	38.247	36.312	35.263	32.440
	2	40.388	38.918	38.059	36.075	35.042	32.172
	3	38.454	37.398	36.522	34.662	33.674	31.291
	Média	39.625	38.493	37.609	35.683	34.660	31.968
	Desv. Pad	1.029	956	946	892	861	601
	CV (%)	2,6	2,5	2,5	2,5	2,5	1,9
4,4	1	32.019	30.511	29.143	25.992	24.513	20.993
	2	32.970	31.330	30.043	27.000	25.651	22.163
	3	31.023	29.432	28.167	25.251	23.884	20.591
	Média	32.004	30.424	29.118	26.081	24.683	21.249
	Desv. Pad	974	952	938	878	896	817
	CV (%)	3,0	3,1	3,2	3,4	3,6	3,8
21,1	1	21.364	19.172	17.419	13.742	12.183	8.761
	2	22.128	19.838	18.130	14.543	12.968	9.559
	3	19.973	18.005	16.315	12.797	11.261	7.930
	Média	21.155	19.005	17.288	13.694	12.137	8.750
	Desv. Pad	1.093	928	915	874	854	815
	CV (%)	5,2	4,9	5,3	6,4	7,0	9,3
37,8	1	8.246	6.436	5.301	3.125	2.428	1.417
	2	9.018	7.101	5.941	3.605	2.787	1.560
	3	8.768	7.075	5.940	3.633	2.873	1.692
	Média	8.677	6.871	5.727	3.454	2.696	1.556
	Desv. Pad	394	377	369	286	236	138
	CV (%)	4,5	5,5	6,4	8,3	8,8	8,8
54,4	1	2.935	2.130	1.720	1.095	881	540
	2	-	-	-	-	-	-
	3	2.891	2.138	1.746	1.128	930	641
	Média	2.913	2.134	1.733	1.112	906	591
	Desv. Pad	31	6	18	23	35	71
	CV (%)	1,1	0,3	1,1	2,1	3,8	12,1

Tabela 28 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBR

CAP+SBR		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	34.651	33.657	32.774	30.857	29.808	27.112
	2	33.172	32.284	31.484	29.529	28.566	26.029
	3	33.971	32.837	31.979	29.923	28.870	26.085
	Média	33.931	32.926	32.079	30.103	29.081	26.409
	Desv. Pad	740	691	651	682	647	610
	CV (%)	2,2	2,1	2,0	2,3	2,2	2,3
4,4	1	28.402	26.763	25.505	22.538	21.164	17.630
	2	27.184	25.676	24.437	21.536	20.148	16.763
	3	27.926	26.345	25.015	22.083	20.675	17.062
	Média	27.837	26.261	24.986	22.052	20.662	17.152
	Desv. Pad	614	548	535	502	508	440
	CV (%)	2,2	2,1	2,1	2,3	2,5	2,6
21,1	1	16.037	13.966	12.379	9.251	7.974	5.390
	2	14.400	12.491	11.126	8.183	6.998	4.804
	3	14.503	12.563	11.172	8.269	7.100	4.874
	Média	14.980	13.007	11.559	8.568	7.357	5.023
	Desv. Pad	917	832	711	593	536	320
	CV (%)	6,1	6,4	6,1	6,9	7,3	6,4
37,8	1	5.982	4.435	3.602	1.983	1.509	882
	2	5.185	3.816	3.012	1.725	1.289	749
	3	6.164	4.743	3.829	2.252	1.696	946
	Média	5.777	4.331	3.481	1.987	1.498	859
	Desv. Pad	521	472	422	264	204	100
	CV (%)	9,0	10,9	12,1	13,3	13,6	11,7
54,4	1	1.534	1.126	946	668	553	376
	2	1.379	1.036	791	534	451	327
	3	1.797	1.332	1.032	671	565	411
	Média	1.570	1.165	923	624	523	371
	Desv. Pad	211	152	122	78	63	42
	CV (%)	13,5	13,0	13,2	12,5	12,0	11,4

Tabela 29 - Resultados de MD das misturas contendo agregados basálticos e CAP+SBR+PPA

CAP+SBR+PPA		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	38.659	37.711	36.760	34.843	33.907	31.399
	2	36.550	35.734	34.985	33.254	32.295	30.081
	3	37.818	36.868	36.098	34.322	33.420	30.941
	Média	37.676	36.771	35.948	34.140	33.207	30.807
	Desv. Pad	1.062	992	897	810	827	669
	CV (%)	2,8	2,7	2,5	2,4	2,5	2,2
4,4	1	32.552	31.106	29.963	27.253	25.910	22.636
	2	30.686	29.749	28.707	26.168	24.957	22.094
	3	32.533	31.215	30.089	27.401	26.066	22.764
	Média	31.924	30.690	29.586	26.941	25.644	22.498
	Desv. Pad	1.072	817	764	673	600	356
	CV (%)	3,4	2,7	2,6	2,5	2,3	1,6
21,1	1	20.924	18.865	17.323	14.030	12.659	9.424
	2	20.961	18.758	17.133	13.660	12.119	8.719
	3	21.069	19.540	17.983	14.640	13.188	9.766
	Média	20.985	19.054	17.480	14.110	12.655	9.303
	Desv. Pad	75	424	446	495	535	534
	CV (%)	0,4	2,2	2,6	3,5	4,2	5,7
37,8	1	9.509	7.857	6.687	4.349	3.486	2.115
	2	8.812	7.123	5.979	3.789	3.014	1.810
	3	9.698	8.096	6.984	4.662	3.788	2.333
	Média	9.340	7.692	6.550	4.267	3.429	2.086
	Desv. Pad	467	507	516	442	390	263
	CV (%)	5,0	6,6	7,9	10,4	11,4	12,6
54,4	1	3.331	2.508	1.941	1.212	1.052	734
	2	2.934	2.154	1.650	1.036	893	619
	3	3.690	2.836	2.230	1.419	1.221	838
	Média	3.318	2.499	1.940	1.222	1.055	730
	Desv. Pad	378	341	290	192	164	110
	CV (%)	11,4	13,6	14,9	15,7	15,5	15,0

Tabela 30 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP Lubnor

CAP Lubnor		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	30.461	29.423	28.522	26.366	25.258	22.404
	2	29.391	28.278	27.293	24.979	23.764	20.579
	3	30.425	29.355	28.522	26.316	25.235	22.365
	Média	30.092	29.019	28.112	25.887	24.752	21.783
	Desv. Pad	608	642	710	787	856	1.043
	CV (%)	2,0	2,2	2,5	3,0	3,5	4,8
4,4	1	23.167	21.546	20.151	17.001	15.575	12.189
	2	22.189	20.562	19.172	15.989	14.481	11.048
	3	22.983	21.233	19.831	16.590	15.105	11.664
	Média	22.780	21.114	19.718	16.527	15.054	11.634
	Desv. Pad	520	503	499	509	549	571
	CV (%)	2,3	2,4	2,5	3,1	3,6	4,9
21,1	1	12.185	10.394	9.004	6.132	5.017	2.924
	2	11.768	10.031	8.689	5.882	4.802	2.802
	3	12.213	10.326	8.897	5.963	4.804	2.702
	Média	12.055	10.250	8.863	5.992	4.874	2.809
	Desv. Pad	249	193	160	128	124	111
	CV (%)	2,1	1,9	1,8	2,1	2,5	4,0
37,8	1	4.090	2.853	2.099	1.082	711	383
	2	3.787	2.670	1.959	998	661	349
	3	3.999	2728	1.983	1.020	674	364
	Média	3.959	2.750	2.014	1.033	682	365
	Desv. Pad	155	94	75	44	26	17
	CV (%)	3,9	3,4	3,7	4,2	3,8	4,7
54,4	1	942	611	457	225	164	116
	2	961	611	462	229	166	117
	3	936	609	455	237	176	130
	Média	946	610	458	230	169	121
	Desv. Pad	13	1	4	6	6	8
	CV (%)	1,4	0,2	0,8	2,7	3,8	6,5

Tabela 31 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP Replan

CAP Replan		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	33.133	32.232	31.414	29.432	28.350	25.544
	2	31.902	31.012	30.263	28.356	27.345	24.729
	3	30.664	30.049	29.432	27.719	26.804	24.413
	Média	31.900	31.098	30.370	28.502	27.500	24.895
	Desv. Pad	1.235	1.094	995	866	785	584
	CV (%)	3,9	3,5	3,3	3,0	2,9	2,3
4,4	1	25.900	24.314	22.914	19.663	18.150	14.445
	2	24.423	22.727	21.392	18.193	16.690	12.985
	3	24.407	22.793	21.472	18.264	16.747	13.109
	Média	24.910	23.278	21.926	18.707	17.196	13.513
	Desv. Pad	857	898	857	829	827	810
	CV (%)	3,4	3,9	3,9	4,4	4,8	6,0
21,1	1	13.636	11.650	10.119	6.869	5.584	3.201
	2	12.747	10.808	9.318	6.249	5.036	2.777
	3	12.726	10.893	9.460	6.476	5.274	2.994
	Média	13.036	11.117	9.632	6.531	5.298	2.991
	Desv. Pad	519	464	427	314	275	212
	CV (%)	4,0	4,2	4,4	4,8	5,2	7,1
37,8	1	3.651	2.384	1.680	827	533	285
	2	3.334	2.191	1.555	779	494	263
	3	3.826	2.569	1.851	929	612	320
	Média	3.604	2.381	1.695	845	546	289
	Desv. Pad	249	189	149	77	60	29
	CV (%)	6,9	7,9	8,8	9,1	11,0	9,9
54,4	1	695	451	340	181	136	112
	2	692	449	338	168	123	94
	3	704	455	345	184	140	109
	Média	697	452	341	178	133	105
	Desv. Pad	6	3	4	9	9	10
	CV (%)	0,9	0,7	1,1	4,8	6,7	9,2

Tabela 32 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP+PPA

CAP Replan		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	32.722	31.819	31.044	29.022	27.931	24.917
	2	31.649	30.818	30.044	28.159	27.096	24.274
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	32.186	31.319	30.544	28.591	27.514	24.596
	Desv. Pad	759	708	707	610	590	455
	CV (%)	2,4	2,3	2,3	2,1	2,1	1,8
	1	24.761	22.971	21.443	17.844	16.165	12.112
	2	24.702	23.020	21.683	18.386	16.836	13.090
	3	-	-	-	-	-	-
4,4	Média	24.732	22.996	21.563	18.115	16.501	12.601
	Desv. Pad	42	35	170	383	474	692
	CV (%)	0,2	0,2	0,8	2,1	2,9	5,5
	1	12.462	10.419	8.837	5.565	4.357	2.329
	2	13.216	11.242	9.729	6.468	5.222	2.979
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	12.839	10.831	9.283	6.017	4.790	2.654
	Desv. Pad	533	582	631	639	612	460
	CV (%)	4,2	5,4	6,8	10,6	12,8	17,3
21,1	1	3.221	2.114	1.507	834	463	266
	2	3.309	2.171	1.469	684	458	243
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	3.265	2.143	1.488	759	461	255
	Desv. Pad	62	40	27	106	4	16
	CV (%)	1,9	1,9	1,8	14,0	0,8	6,4
	1	711	450	313	152	124	95
	2	757	482	340	165	135	103
	3	-	-	-	-	-	-
37,8	Média	734	466	327	159	130	99
	Desv. Pad	33	23	19	9	8	6
	CV (%)	4,4	4,9	5,8	5,8	6,0	5,7
	1	711	450	313	152	124	95
	2	757	482	340	165	135	103
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	734	466	327	159	130	99
	Desv. Pad	33	23	19	9	8	6
	CV (%)	4,4	4,9	5,8	5,8	6,0	5,7
54,4	1	711	450	313	152	124	95
	2	757	482	340	165	135	103
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	734	466	327	159	130	99
	Desv. Pad	33	23	19	9	8	6
	CV (%)	4,4	4,9	5,8	5,8	6,0	5,7

Tabela 33 - Resultados de MD das misturas contendo agregados graníticos e CAP+Elvaloy+PPA

CAP+Elvaloy+PPA		E* em MPa para cada frequência (Hz)					
Temperatura (°C)	CP	25	10	5	1	0,5	0,1
-10,0	1	31.093	30.352	29.670	27.963	27.049	24.576
	2	30.963	30.195	29.381	27.530	26.530	23.246
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	31.028	30.274	29.526	27.747	26.790	23.911
	Desv. Pad	92	111	204	306	367	940
	CV (%)	0,3	0,4	0,7	1,1	1,4	3,9
4,4	1	24.170	22.629	21.421	18.493	17.157	13.946
	2	24.072	22.553	21.294	18.324	16.953	13.619
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	24.121	22.591	21.358	18.409	17.055	13.783
	Desv. Pad	69	54	90	120	144	231
	CV (%)	0,3	0,2	0,4	0,6	0,8	1,7
21,1	1	11.720	9.987	8.656	5.902	4.841	2.949
	2	12.709	10.860	9.463	6.562	5.400	3.199
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	12.215	10.424	9.060	6.232	5.121	3.074
	Desv. Pad	699	617	571	467	395	177
	CV (%)	5,7	5,9	6,3	7,5	7,7	5,8
37,8	1	41.02	2.937	2.159	1.179	813	495
	2	39.16	2.757	1.988	1.077	725	436
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	40.09	2.847	2.074	1.128	769	466
	Desv. Pad	132	127	121	72	62	42
	CV (%)	3,3	4,5	5,8	6,4	8,1	9,0
54,4	1	995	662	523	297	233	178
	2	914	611	487	279	218	168
	3	-	-	-	-	-	-
	Média	955	637	505	288	226	173
	Desv. Pad	57	36	25	13	11	7
	CV (%)	6,0	5,7	5,0	4,4	4,7	4,1

Tabela 34 - Resultados dos valores de b , CDI, TDI_m , MR e RT

Mistura	Inc. da curva de def. (b) <i>microstrains</i>	CDI	TDI_m	MR (GPa)	RT (MPa)
CAP Replan	7,51	531	630	5,6	1,8
CAP+PPA	1,46	425	464	6,9	2,2
CAP+Elvaloy+PPA	0,16	291	379	7,3	2,6
CAP+Borracha	0,64	15	71	7,0	2,4
CAP+Borracha+PPA	0,18	112	201	7,1	2,5
CAP+SBS	0,80	90	141	6,1	2,3
CAP+SBS+PPA	0,27	108	152	8,4	2,6
CAP+EVA	0,11	149	214	10,6	2,4
CAP+EVA+PPA	0,32	126	182	9,0	2,3
CAP+PE	0,27	133	187	8,2	2,4
CAP+PE+PPA	0,15	245	321	8,2	2,6
CAP+SBR	0,20	183	238	6,1	2,0
CAP+SBR+PPA	0,20	245	326	8,8	2,7

a