

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

YAN GORSKI DE CAMPOS MALTA

**DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE LIGANTES COM
DIFERENTES ORIGENS E MISTURAS ASFÁLTICAS PREPARADAS COM CAP
PURO E MODIFICADO POR POLÍMERO**

CURITIBA

2023

YAN GORSKI DE CAMPOS MALTA

**DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE LIGANTES COM
DIFERENTES ORIGENS E MISTURAS ASFÁLTICAS PREPARADAS COM CAP
PURO E MODIFICADO POR POLÍMERO**

**Rutting performance of asphalt binders from different origins and asphalt
mixtures prepared with unmodified and polymer-modified materials**

Dissertação apresentada como requisito para
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil,
do Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil, da Universidade Tecnológica Federal do
Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Matheus David Inocente
Domingos

Coorientador: Prof. Dr. Ronaldo Luís dos Santos
Izzo

CURITIBA

2023



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campus Curitiba



YAN GORSKI DE CAMPOS MALTA

**DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE LIGANTES COM DIFERENTES ORIGENS E MISTURAS
ASFÁLTICAS PREPARADAS COM CAP PURO E MODIFICADO POR POLÍMERO**

Trabalho de pesquisa de mestrado apresentado como
requisito para obtenção do título de Mestre Em
Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do
Paraná (UTFPR). Área de concentração: Construção Civil.

Data de aprovação: 29 de Setembro de 2023

Dr. Matheus David Inocente Domingos, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dr. Ronaldo Luis Dos Santos Izzo, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dra. Daniane Franciesca Vicentini, Doutorado - Universidade Federal do Paraná (Ufpr)

Dra. Janine Nicolosi Correa, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Documento gerado pelo Sistema Acadêmico da UTFPR a partir dos dados da Ata de Defesa em 26/02/2024.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que me apoiaram e me deram força para realização deste trabalho, e que, apesar de não citadas, de alguma forma contribuíram para o meu sucesso.

À minha família pelo amparo e compreensão. Em especial à minha esposa Andréia, por suportar os momentos de minha ausência, por me apoiar nos momentos de dificuldade e por me inspirar nos momentos com pouca lucidez, os quais passamos juntos pelo nascimento de nossos 2 filhos e uma pandemia. Conciliar família, trabalho e essa pesquisa foi um grande desafio, no qual sem o seu amor incondicional não teria sido possível enfrentar.

À UTFPR e em especial minha profunda gratidão aos Professores Matheus e Izzo, por me apoiarem e por acreditarem que seria possível chegar ao fim dessa jornada, mesmo quando parecia improvável.

Ao Evias, a Compasa e todos os meus colegas de trabalho. Em especial à Ana Ostrovski, Geison e Elton, sem os quais essa pesquisa não teria acontecido.

Às universidades UFSM e USP-São Carlos, em nome dos Professores Luciano Specht e Adalberto Faxina pelos ensinamentos e pela oportunidade de utilizar os laboratórios, e aos colegas do departamento pela ajuda.

À CBB Asfaltos e sua equipe pela colaboração com os ensaios reológicos.

Às empresas Compasa do Brasil e Dalba pelo fornecimento dos ligantes asfálticos e à Brasil Mineração pelo fornecimento dos agregados.

Por fim, meus agradecimentos ao Rafael Reis e Mário Henrique Furtado pela inspiração de que trabalho e estudo acadêmico são possíveis de andarem juntos, e de que o conhecimento é a mola propulsora para a evolução social e profissional.

Muito obrigado.

RESUMO

A participação do modal rodoviário na matriz de transportes brasileira é expressiva, compreendendo mais de 60% do total das cargas transportadas no País. Apesar desta importância, mais de 50% da malha rodoviária não apresenta qualidade boa ou ótima, principalmente nos estados menos desenvolvidos. No grupo dos principais mecanismos de ruptura existentes nos pavimentos asfálticos do Brasil, a deformação permanente merece uma atenção especial. Para fins de combate a tal mecanismo de ruptura, a modificação do ligante asfáltico – ou Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) – constitui uma opção interessante para aumentar o desempenho da mistura asfáltica à deformação permanente. Neste aspecto, a pesquisa em questão tem por objetivo principal analisar o desempenho de ligantes e misturas asfálticas densas à deformação permanente, considerando três petróleos de origem para o CAP (Rússia, Brasil e Colômbia), três tipos de modificação com o copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS) e materiais frequentemente encontrados nos pavimentos da região Sul do País. Dois dos materiais são puros – CAP 50/70 (64S-22) e CAP 60/70 (64H-22) – e os três materiais remanescentes são modificados com SBS: AMP 65/90 (76S-28), AMP 60/85 (70H-22) e HiMA (82V-22). Os ensaios reológicos na escala do CAP incluem a fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR) a temperaturas entre 64 e 82°C e os ensaios oscilatórios para obtenção de G^* (módulo complexo) e δ (ângulo de fase), bem como as curvas mestre a 25°C. Os ensaios mecânicos na escala das misturas asfálticas incluíram o *flow number* (F_N) a 60°C e o simulador de tráfego Hamburgo a 50°C (HWTD) e com misturas imersas em água. A compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr3,2}$) e a 64°C mostrou-se um parâmetro promissor na estimativa da resistência das misturas asfálticas à deformação permanente devido às excelentes correlações com o parâmetro F_N e o HWTD. A razão entre $J_{nr3,2}$ e o parâmetro original do SUPERPAVE $G^*/\sin\delta$ é descrita na literatura como parâmetro elasto-plástico $CEP_{3,2}$, e tal parâmetro mostrou resultados e correlações com os dados das misturas asfálticas que são comparáveis aos de $J_{nr3,2}$. O CAP 60/70 apresentou melhores desempenhos à deformação permanente que o CAP 50/70, tendo como base os resultados do CAP e da mistura asfáltica. Em um contexto geral, tanto o *flow number* quanto o HWTD podem ser utilizados em pesquisas sobre a deformação permanente na mistura asfáltica, sendo a escolha final uma atribuição do usuário. A construção e o monitoramento de pistas experimentais podem contribuir para uma análise mais aprimorada da suscetibilidade de cada um dos materiais à deformação permanente.

Palavras-chave: deformação permanente; misturas asfálticas densas; copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS); asfalto altamente modificado por polímero (HiMA); fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR); *Flow Number* (F_N); simulador de tráfego Hamburgo (HWT).

ABSTRACT

The participation of the road modal in the Brazilian transportation matrix is significant, and it refers to more than 60% of the total freight transportation in the country. Despite such an importance, more than 50% of the paved road network does not show an excellent or good conservation status, especially in the less developed states. Within the group of main distress mechanisms found in Brazilian asphalt pavements, rutting (or permanent deformation) deserves a special attention. To counteract this pavement distress mechanism, modification of the asphalt binder – or Asphalt Cement (AC) – constitutes an interesting option to increase rutting performance of the asphalt mixture. In this manner, the present research study mainly aims at evaluating rutting performance of asphalt binders and mixtures and by considering three different crude sources for the binder (Russia, Brazil and Colombia), three modification types with the styrene-butadiene-styrene (SBS) copolymer and materials typically used in pavement construction in the southern region of Brazil. Two of these binders are unmodified – AC 50/70 (64S-22) and AC 60/70 (64H-22) – and the three remaining materials are SBS-modified (SMB): SMB 65/90 (76S-28), SMB 60/85 (70H-22) and highly-modified binder, HiMA (82V-22). The rheological tests in the binder scale include multiple stress creep and recovery (MSCR) at temperatures between 64 and 82°C and oscillatory shear for the determination of the complex modulus (G^*) and the phase angle (δ), as well as master curves at 25°C. The mechanical tests in the mixture scale include flow number at 60°C (F_N) and the Hamburg Wheel Tracking Device (HWT) at 50°C and with mixtures immersed in water. The nonrecoverable creep compliance at 3,200 Pa ($J_{nr3,2}$) and at 64°C may be interpreted as a promising parameter to predict the rutting resistance of the asphalt mixture due to the excellent correlations with the parameter F_N and HWT. The ratio of $J_{nr3,2}$ to the original SUPERPAVE rutting parameter $G^*/\sin\delta$ is described as combined elastic plastic parameter $CEP_{3,2}$, and such a parameter showed results and correlations with mixture data that are comparable to the ones of $J_{nr3,2}$. The AC 60/70 depicted a better rutting performance than the AC 50/70, as based on the outcomes of the mixture and the binder. In a general context, both F_N and HWT can be used in studies about rutting in the asphalt mixture, and the final choice depends on the user. Construction and monitoring of pavement test sections may collaborate with a more detailed analysis of the susceptibility of each of the above-mentioned formulations to rutting.

Keywords: rutting; dense-graded asphalt mixtures; styrene-butadiene-styrene (SBS) copolymer; highly modified asphalt (HiMA); creep and recovery under multiple stress (MSCR); Flow Number (F_N); Hamburg traffic simulator (HWT).

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 –	Fluxograma da dosagem SUPERPAVE	25
Figura 2 –	Exemplos de ângulos de fase (δ) para dois ligantes asfálticos diferentes	28
Figura 3 –	Representação das tensões e deformações durante o MSCR	31
Figura 4 –	Modelo de quatro elementos de Burgers (a) e curva de deformação (b)	33
Figura 5 –	Resposta tensão-deformação típica durante um teste de fluência e recuperação ..	33
Figura 6 –	Estrutura tridimensional formada pelas moléculas de SBS na matriz asfáltica	34
Figura 7 –	Valores de ângulo de fase a 0,02 Hz e para diferentes teores de SBS no CAP	35
Figura 8 –	Representações das fases polimérica e asfáltica para diferentes teores de polímero	36
Figura 9 –	Principais tipos de deformação permanente no pavimento asfáltico	38
Figura 10 –	Simulador de tráfego Hamburgo com ensaio em andamento	43
Figura 11 –	Curva granulométrica final das misturas asfálticas	51
Figura 12 –	Enquadramento da curva granulométrica segundo a AASHTO (2017a) e posicionamento em relação à Peneira de Controle Primário (PCS)	51
Figura 13 –	Teor de projeto da mistura asfáltica com o CAP CAP HiMA brasileiro	53
Figura 14 –	Curvas típicas do ensaio uniaxial de carga repetida (<i>flow number</i>)	55
Figura 15 –	Curva típica coletada no simulador de tráfego Hamburgo e respectivas leituras nas amostras dos lados direito (LD) e esquerdo (LE)	56
Figura 16 –	Exemplo de duas amostras após passagem no simulador de tráfego Hamburgo ..	56
Figura 17 –	Variações de G^* e $G^*/\sin\delta$ após o RTFOT e a 64°C (a) e na temperatura do PG (b)	63
Figura 18 –	Variações de δ após o RTFOT e nas temperaturas de 64°C e alta do PG	64
Figura 19 –	Níveis de elasticidade dos ligantes asfálticos nas temperaturas do MSCR	67
Figura 20 –	Curvas mestre do módulo complexo G^* para os ligantes asfálticos após o RTFOT	71
Figura 21 –	Curvas mestre do ângulo de fase δ para os ligantes asfálticos após o RTFOT	72
Figura 22 –	Diagramas de Black para os ligantes asfálticos após o RTFOT	73
Figura 23 –	Análise do <i>flow number</i> das misturas asfálticas em função de critérios nacionais para atribuição do nível de tráfego	75
Figura 24 –	Resultados do simulador de tráfego Hamburgo a 50°C e respectivas leituras efetuadas do lado direito (LD) e do lado esquerdo (LE) do equipamento	76
Figura 25 –	Acúmulos de deformação permanente nas misturas asfálticas com o número de ciclos de carregamento no simulador de tráfego Hamburgo	77
Figura 26 –	Fotografias dos corpos de prova ensaiados no simulador de tráfego Hamburgo ..	78
Figura 27 –	Correlação entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr3,2}$) do CAP e a deformação permanente acumulada na mistura no simulador Hamburgo (HWTB) 80	80

Figura 28 – Correlação entre o parâmetro combinado elasto-plástico a 3.200 Pa ($CEP_{3,2}$) do CAP e o <i>flow number</i> (F_N) da mistura asfáltica	81
Figura 29 – Correlação entre a declividade percentual entre compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,slope}$) do CAP e o <i>flow number</i> da mistura asfáltica	81
Figura 30 – Correlação entre a declividade percentual entre compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,slope}$) do CAP e a deformação permanente acumulada no simulador Hamburgo (HWTD)	82
Figura 31 – Correlação entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr3,2}$) do CAP e o valor do <i>flow number</i> (F_N) da mistura asfáltica	83
Figura 32 – Correlação entre o <i>flow number</i> e a deformação permanente acumulada na mistura asfáltica no simulador de tráfego Hamburgo (HWTD)	83
Figura 33 – Ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas por parâmetro	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Alguns tipos de aditivos usados na modificação asfáltica	26
Tabela 2 –	Critérios de atribuição do nível de tráfego ao CAP em função dos resultados do MSCR: compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr,3,2}$) e diferença percentual ($J_{nr,diff}$)	31
Tabela 3 –	Composição granulométrica dos agregados nas misturas asfálticas	50
Tabela 4 –	Variáveis de processamento das misturas asfálticas	52
Tabela 5 –	Classificações PG dos ligantes asfálticos segundo o SUPERPAVE	61
Tabela 6 –	Compliâncias não-recuperáveis dos ligantes asfálticos nos ensaios MSCR	65
Tabela 7 –	Percentuais de recuperação dos ligantes asfálticos nos ensaios MSCR	66
Tabela 8 –	Classificação SUPERPAVE dos ligantes asfálticos segundo a AASHTO (2021b)	68
Tabela 9 –	Parâmetros de Shenoy (2004), $CEP_{3,2}$ e $J_{nr,slope}$ para os ligantes asfálticos	69
Tabela 10 –	Resultados de <i>flow number</i> à temperatura de 60°C	74
Tabela 11 –	Critérios de <i>flow number</i> a 60°C (ciclos) para diferentes níveis de tráfego	75
Tabela 12 –	Critérios de qualidade das correlações em função do coeficiente R^2	79
Tabela 13 –	Resumo das correlações citadas como mais relevantes entre os parâmetros da mistura e do ligante asfáltico	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AMB	Asfalto Modificado por Borracha Moída de Pneus
AMP	Asfalto Modificado por Polímero
APA	Simulador de tráfego <i>Asphalt Pavement Analyzer</i>
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
BBR	Reômetro de viga à flexão
BR	Ligante asfáltico proveniente do Brasil
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CGS	Compactador Giratório SUPERPAVE
CP	Corpo de Prova
CO	Ligante asfáltico proveniente da Colômbia
DSR	Reômetro de cisalhamento dinâmico
ESALs	Número equivalente de passadas de um eixo-padrão simples
FAD	<i>Fineness Aggregate Diagram</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FT	Füller-Talbot
FN	Ensaio de <i>Flow Number</i>
HiMA	Asfalto altamente modificado por polímero
HWTD	Simulador de tráfego Hamburgo
LCPC	Simulador do <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LVDT	Transdutor variável diferencial linear
MSCR	Ensaio de fluência e recuperação sob tensão múltipla
NCAT	<i>National Center for Asphalt Technology</i>
PAV	Estufa de vaso pressurizado
PCS	Peneira de controle primário
PG	<i>Performance Grade</i>
PPA	Ácido polifosfórico
RCRT	Ensaio de fluência repetida e recuperação
RTFOT	Ensaio da estufa de filme fino rotativo
RU	Ligante asfáltico proveniente da Rússia
SBS	Copolímero de estireno-butadieno-estireno

SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SUPERPAVE	<i>Superior Performing Asphalt Pavements</i>
TMN	Tamanho Máximo Nominal do agregado

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_{ac}	Deformação permanente acumulada no ensaio com o simulador de tráfego Hamburgo
δ	Ângulo de fase ou perda do ligante asfáltico
ε_0	Deformação no início de um ciclo de fluência do ensaio MSCR
ε_c	Deformação no final de um ciclo de fluência do ensaio MSCR
ε_r	Deformação no final de um ciclo de recuperação do ensaio MSCR
σ	Nível de tensão utilizado no ensaio MSCR
$CEP_{3,2}$	Parâmetro combinado elasto-plástico do ligante asfáltico a 3.200 Pa
F_N	Parâmetro <i>flow number</i>
G^*	Módulo complexo de cisalhamento do ligante asfáltico
J_{nr}	Complância não-recuperável
$J_{nr}(\sigma, N)$	Complância não-recuperável para determinada tensão (100 ou 3.200 Pa) e número de ciclos de fluência;
$J_{nr0,1}$	Complância não-recuperável a 100 Pa
$J_{nr3,2}$	Complância não-recuperável a 3.200 Pa
$J_{nr,diff}$	Diferença percentual entre as complâncias não-recuperáveis
$J_{nr,slope}$	Declividade percentual entre as complâncias não-recuperáveis
m	Módulo de relaxação proveniente do ensaio no equipamento BBR
M_R	Valor do módulo de resiliência da mistura asfáltica
N	Número de um ciclo qualquer no ensaio MSCR
$N_{projeto}$	Número de giros de projeto no Compactador Giratório SUPERPAVE
R	Percentual de recuperação obtido no ensaio MSCR
$R(\sigma, N)$	Percentual de recuperação do CAP para determinada tensão (100 ou 3.200 Pa) e número de ciclos de fluência
$R_{0,1}$	Percentual de recuperação a 100 Pa no ensaio MSCR
$R_{3,2}$	Percentual de recuperação a 3.200 Pa no ensaio MSCR
R^2	Coefficiente de determinação
S	Rigidez estática proveniente do ensaio no equipamento BBR
t	Tempo do ciclo no ensaio MSCR
V_v	Volume de vazios da mistura asfáltica

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. Objetivos	19
1.2. Justificativa.....	20
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1. Programa SHRP e método SUPERPAVE	23
2.2. Suscetibilidade de ligantes asfálticos à deformação permanente e processos de modificação	26
2.2.1. Parâmetros de resistência do CAP à deformação permanente adotados na especificação SUPERPAVE	27
2.2.2. Modelagem reológica aplicada a ensaios de fluência repetida	32
2.2.3. Fundamentos sobre ligantes asfálticos modificados com polímeros.....	33
2.3. Deformação permanente em misturas asfálticas	37
2.3.1. Contribuições dos agregados para a resistência à deformação permanente	38
2.3.2. Ensaios para avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas	41
2.4. Correlações entre os desempenhos do CAP e da mistura asfáltica à deformação permanente em campo e em laboratório	44
2.5. Pesquisas recentes sobre os desempenhos de ligantes e misturas asfálticas com SBS e HiMA à deformação permanente.....	46
3. MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1. Etapas da pesquisa e locais de realização dos experimentos	48
3.2. Seleção e caracterização dos materiais	49
3.2.1. Curva granulométrica das misturas asfálticas	50
3.2.2. Procedimentos de dosagem das misturas asfálticas	52
3.3. Protocolos dos ensaios com ligantes e misturas asfálticas	54
3.3.1. Ensaios com as misturas asfálticas	54
3.3.2. Caracterizações reológicas e envelhecimento dos ligantes asfálticos puros e modificados com polímeros	56
3.4. Correlações entre os resultados dos ligantes e das misturas asfálticas e respectivas equações de regressão	59
4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	61
4.1. Caracterização inicial dos ligantes asfálticos no SUPERPAVE.....	61
4.2. Parâmetros do MSCR e classificações SUPERPAVE dos ligantes asfálticos.....	64
4.3. Alguns parâmetros alternativos para os ligantes asfálticos	68
4.4. Curvas mestre dos ligantes asfálticos após o RTFOT	70
4.5. Parâmetros de deformação permanente nas misturas asfálticas	73
4.5.1. Experimentos de <i>flow number</i>	73

4.5.2. Experimentos com o simulador de tráfego Hamburgo	75
4.6. Correlações entre os parâmetros da mistura asfáltica e do CAP	78
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS	85
5.1. Principais conclusões	85
5.2. Sugestões para pesquisas futuras.....	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87

1. INTRODUÇÃO

Em geral, a sociedade e as atividades econômicas dependem de sistemas de transporte para seu pleno desenvolvimento. Os sistemas de transporte possibilitam a integração entre diferentes mercados e regiões, conectando as cadeias produtivas entre si e estas, à sociedade. A multimodalidade proveniente da integração entre os modais de transportes tem como um de seus componentes o rodoviário, que, além de ser o mais utilizado no Brasil, também se constitui como principal elemento de interligação aos outros modais (CNT, 2021).

Em se tratando da realidade brasileira, a parcela de contribuição do modal rodoviário é bastante expressiva nas matrizes de transportes. Mais especificamente, 95% das movimentações das pessoas e 65% das movimentações de mercadorias são realizadas neste modal. Por outro lado, mais da metade da malha rodoviária pesquisada não apresenta qualidade ótima ou boa, e isto compromete a economia, o conforto e a segurança dos usuários. Tal cenário é ainda mais crítico nos estados menos desenvolvidos do País como o Acre e o Amazonas, em que mais de 90% da malha rodoviária não apresenta condição boa ou ótima (CNT, 2021).

Sabe-se que rodovias com mais segurança e conforto também ampliam o desejo de viagem da população, fomentando os desenvolvimentos turístico e econômico de micro e macrorregiões. Ademais, conservação e manutenção adequadas das vias proporcionam economia ao poder público, aumentando a vida útil dos pavimentos e diminuindo os riscos de acidentes. Por conseguinte, investimentos na área rodoviária e atrelados ao bom desempenho de projetos e obras de infraestrutura são essenciais ao desenvolvimento do País (BERNUCCI *et al.*, 2022; SILVA, 2018).

O revestimento de um pavimento – majoritariamente do tipo asfáltico no cenário brasileiro – é a camada superior da estrutura da via, sendo responsável por resistir diretamente às ações do tráfego e transmitir estes esforços às camadas inferiores. A atenuação dos esforços deve ocorrer de tal maneira que a camada subjacente não sofra ruptura, ou seja, a magnitude da carga deve ser compatível com a resistência do material. Por outro lado, a aplicação sucessiva das cargas dos veículos causa danos ao pavimento – sobretudo ao revestimento – e, em situações

extremas, leva à ruptura de uma ou mais camadas. Em termos nacionais, os tipos predominantes de mecanismos de ruptura dos revestimentos asfálticos são a deformação permanente e o trincamento por fadiga (BERNUCCI *et al.*, 2022; MEDINA e MOTTA, 2005).

O pavimento pode atingir a ruptura estrutural ou funcional devido a fatores climáticos, aos métodos construtivos e às ações das cargas do tráfego. Consequentemente, os danos acumulam-se na estrutura e consomem a vida de serviço do pavimento a cada passagem das cargas do tráfego. A deformação permanente é caracterizada por afundamentos ao longo da trilha de roda e irregularidades na superfície do pavimento. Por sua vez, isto impede uma drenagem adequada e amplia o risco de aquaplanagem, afetando diretamente os níveis de segurança e conforto ao rolamento (FRANCO, 2007; MOTTA, 1991).

As misturas asfálticas caracterizam-se pela combinação entre agregados e um material aglutinante – no caso, o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP). Essa combinação proporciona diferentes comportamentos à mistura final, os quais dependem fundamentalmente dos tipos de materiais e do método de dosagem. Todavia, muitos projetos de misturas asfálticas no Brasil têm sido feitos conforme experiência do projetista, sendo por vezes baseados apenas em ensaios empíricos e sem uma análise criteriosa do local de uso do material. Neste aspecto, fatores como o clima não são levados em consideração nos projetos, o que compromete o desempenho da mistura asfáltica por conta de variáveis como o desempenho do CAP e a sua suscetibilidade térmica (FACCIN *et al.*, 2021).

Em geral, os agregados representam de 94 a 96% do volume total das misturas asfálticas. Também precisam ser escolhidos com base em parâmetros de controle como granulometria, resistência mecânica e sanidade. O esqueleto pétreo da mistura final deve proporcionar um bom intertravamento das partículas, além de possuir um teor ótimo de CAP para obtenção do melhor desempenho possível em campo (SANTOS e FERNANDES JR, 2020). Neste sentido, o CAP representa de 4 a 6% do volume total da mistura asfáltica e quase sempre é proveniente da destilação fracionada do petróleo. Existem atualmente no mercado brasileiro vários tipos de ligantes asfálticos, dentre os quais podem ser citados os Asfaltos Modificados por Polímero (AMP), os Asfaltos Modificados por Borracha Moída de Pneus (AMB) e os Asfaltos Altamente Modificados por Polímero, ou *Highly-Modified Asphalt* – HiMA (BERNUCCI *et al.*, 2022; HUNTER *et al.*, 2015; MARINHO FILHO, 2017).

Tanto a granulometria quanto a modificação e o teor de CAP afetam as características de rigidez e de resistência das misturas à deformação permanente. A granulometria é importante porque o CAP apresenta um comportamento majoritariamente viscoso em frequências baixas ou temperaturas altas. Devido às propriedades reológicas deste material, as misturas asfálticas herdam um comportamento termossuscetível e viscoelástico, podendo ser em maior ou menor grau dependendo do tipo e do teor de CAP na composição (BOEIRA *et al.*, 2018; SPECHT *et al.*, 2017).

Neste sentido, verificam-se a importância e a necessidade de pesquisas que recomendem materiais e misturas capazes de minimizar os danos no pavimento. Várias pesquisas adotaram a modificação de ligantes asfálticos com utilização de diversos tipos de aditivos, principalmente os polímeros. Essas modificações buscam um melhor desempenho das propriedades da mistura asfáltica, aumentando as suas resistências à deformação permanente, ao trincamento por fadiga, ao trincamento térmico e ao dano por umidade (OLIVEIRA *et al.*, 2019; YILDIRIM, 2007).

Atualmente, o método mais adotado para seleção de agregados e ligantes asfálticos consiste apenas no enquadramento do agregado em faixas especificadas por norma e na escolha do CAP em função da sua penetração. Entretanto, isto não é compatível com as solicitações de tráfego existentes nos pavimentos atuais, de modo que novas técnicas de dosagem são essenciais ao desempenho adequado da mistura asfáltica. Assim, são necessários métodos mais racionais de seleção granulométrica dos agregados e uma compreensão detalhada das características reológicas do CAP, além do desempenho da mistura asfáltica final à deformação permanente e à fadiga (BOEIRA *et al.*, 2018; DOMINGOS e FAXINA, 2016; DOMINGOS *et al.*, 2017; NASCIMENTO, 2008).

Em termos do mecanismo de ruptura por deformação permanente, diferentes ensaios foram desenvolvidos e vêm sendo utilizados em estudos nacionais e internacionais. Tais ensaios almejam uma melhor compreensão das susceptibilidades do CAP e da mistura asfáltica à deformação permanente. No caso do CAP, merecem destaque os ensaios em regime oscilatório de cisalhamento e de fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR – *Multiple Stress Creep and Recovery*). No caso das misturas asfálticas, cabem destacar os ensaios uniaxiais de carga repetida (ou *Flow Number*) e os simuladores de tráfego como o Hamburgo – ou *Hamburg Wheel Tracking Device* (POSSEBON, 2021).

Apesar dos recentes avanços nas pesquisas e desenvolvimento de métodos para análise do desempenho de ligantes e misturas asfálticas à deformação permanente, nem todos os tópicos relacionados a esta questão foram resolvidos na literatura. A título de exemplo, ainda são necessários estudos que correlacionem os resultados de materiais brasileiros com os produzidos em outros países. Também cabe enfatizar que, em virtude das dimensões continentais do Brasil, há regiões extremamente díspares com relação às questões climáticas, ao tráfego de veículos e aos materiais economicamente disponíveis. Tais estudos permitem, portanto, uma tomada de decisão mais racional sobre quais tipos de CAP e mistura asfáltica precisam ser adotados para determinadas condições de temperatura e tráfego.

1.1. Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa consiste na análise do desempenho à deformação permanente de ligantes e misturas asfálticas densas, considerando diferentes origens para o CAP (Brasil, Colômbia e Rússia), diferentes níveis de modificação com o copolímero de estireno-butadieno-estireno – SBS (incluindo o HiMA) e materiais comumente aplicados em pavimentos de rodovias localizadas na região Sul do Brasil. Por sua vez, os objetivos específicos podem ser resumidos conforme segue:

- Monitorar os parâmetros e as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos em temperaturas altas do pavimento e segundo os resultados dos ensaios em regime oscilatório de cisalhamento e MSCR;
- Comparar os desempenhos dos ligantes asfálticos com as misturas asfálticas correspondentes e segundo os resultados dos ensaios uniaxiais de carga repetida (ou *Flow Number*) e de simulador de tráfego Hamburgo (ou *Hamburg wheel tracking device*);
- Buscar eventuais correlações entre os resultados dos ligantes e misturas asfálticas correspondentes, tendo em vista as equações mais recomendadas na literatura científica (linear ou logarítmica, por exemplo); e
- Selecionar as formulações menos suscetíveis à deformação permanente e de acordo com os resultados nas escalas do CAP e da mistura asfáltica.

1.2. Justificativa

Nos últimos 40 anos, houve um aumento expressivo do volume e das cargas do tráfego nas rodovias brasileiras. A configuração dos caminhões pesados foi alterada em termos do número de eixos, da carga total e da pressão de contato pneu-pavimento, de tal modo que as tensões aplicadas no pavimento aumentaram substancialmente. Sob um ponto de vista prático, esta maior agressividade do carregamento é traduzida em trilhas de roda na superfície do revestimento. Neste aspecto, novos materiais como os ligantes asfálticos modificados por polímero foram desenvolvidos para melhorar o comportamento do pavimento quanto às solicitações mecânicas e climáticas (BROSSEAUD, 2014).

Essa tendência de aumento no volume e nas cargas do tráfego, aliada a serviços de pavimentação mal executados e a projetos inadequados, favorece o surgimento de defeitos como a deformação permanente na mistura asfáltica (CAVALCANTI, 2010). Neste sentido, o surgimento de novos materiais no mercado da pavimentação exige o desenvolvimento e a execução de ensaios laboratoriais que possibilitem a seleção da melhor solução para cada caso (KLINSKY *et al.*, 2014). Em termos do revestimento asfáltico, a seleção adequada do tipo de CAP e dos agregados pode garantir pavimentos mais duráveis e mais resistentes à deformação permanente.

Dentre os modificadores do CAP, os polímeros dos mais diversos tipos e categorias são os mais utilizados – em maior escala, o SBS. A adoção destes polímeros na modificação de ligantes asfálticos vem sendo interpretada na literatura como a melhor maneira de se alcançar um alto desempenho nos pavimentos. Quanto às propriedades convencionais, pesquisas mostraram que os ligantes asfálticos com SBS possuem maiores pontos de amolecimento e menores valores de penetração em comparação ao material puro. Com relação às propriedades reológicas, as formulações com SBS apresentam maiores resistências à deformação permanente, ao trincamento por fadiga e às trincas de origem térmica. Quando em altas concentrações no CAP (HiMA), comumente superiores a 5% em massa, o SBS desenvolve uma rede polimérica contínua em toda a matriz asfáltica e melhora significativamente as propriedades originais do material (AIREY, 2003; DOMINGOS, 2011; SILVA *et al.*, 2004; YILDIRIM, 2007).

Com os avanços da tecnologia no desenvolvimento de equipamentos e ensaios mais sofisticados no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), nas prensas e nos simuladores de tráfego, é possível compreender de forma mais objetiva as propriedades mecânicas e reológicas dos materiais para pavimentação asfáltica. Isto permite evoluções nas metodologias de dimensionamento das camadas do pavimento, com uma previsão mais adequada do desempenho dos ligantes e misturas asfálticas em uso no País (BAHIA *et al.*, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Neste sentido, a pesquisa em questão justifica-se pelas contribuições na seleção de formulações e dosagens de misturas asfálticas que não apresentem ruptura precoce por deformação permanente, tendo em vista condições mais severas de carregamento do tráfego e temperaturas mais altas no pavimento. Em um contexto prático, isto permite uma racionalização dos projetos, uma economia de recursos financeiros e uma maior vida útil dos pavimentos asfálticos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O termo deformação permanente refere-se a uma forma indesejável de deformação que ocorre nas camadas de pavimento asfáltico ao longo do tempo. Também conhecida como "fluência plástica" ou "escorregamento plástico", a deformação permanente é caracterizada por uma deformação gradual e progressiva do pavimento, com origem nas deformações que não se recuperam após a remoção da carga. A deformação permanente é um fenômeno complexo e depende de vários fatores, incluindo as propriedades do CAP e dos agregados, a composição da mistura asfáltica, a temperatura ambiente, a carga aplicada, a velocidade de carregamento, a espessura do pavimento e o tráfego esperado (BERNUCCI *et al.*, 2022).

A contribuição do CAP na deformação permanente está relacionada às suas propriedades reológicas. O CAP é responsável por fornecer a coesão e a força necessárias para resistir ao carregamento do tráfego. Os agregados, por sua vez, desempenham um papel importante na resistência mecânica da mistura asfáltica. Sua contribuição para a deformação permanente está relacionada à forma, ao tamanho, à resistência mecânica e ao desgaste. Além disso, a interação entre o CAP e os agregados também desempenha um papel crucial na resistência à deformação permanente (ASPHALT INSTITUTE, 2014; CERATTI e REIS, 2011; PROWELL *et al.*, 2005; SILVA *et al.*, 2015).

Antes do Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), a avaliação da resistência à deformação permanente em misturas asfálticas era realizada utilizando-se principalmente dois métodos laboratoriais: os ensaios Marshall e o ensaio de compactação por giro. Esses métodos forneciam uma indicação da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas, mas apresentavam limitações. Por exemplo, não havia uma padronização clara dos protocolos, o que resultava em variações nos procedimentos e critérios adotados por diferentes pesquisadores e agências. Além disso, a falta de uniformidade dificultava a comparação dos resultados entre diferentes estudos e laboratórios. Tais dificuldades levaram os Estados Unidos a desenvolver um programa de pesquisa mais abrangente, caso do SHRP. Assim, o SHRP destacou novos ensaios e critérios de projeto, contribuindo para uma melhor avaliação da resistência à deformação permanente do CAP e das misturas asfálticas (ASPHALT INSTITUTE, 2014).

2.1. Programa SHRP e método SUPERPAVE

O programa SHRP foi implantado pelo Congresso dos Estados Unidos em 1987, tendo como um dos objetivos principais a melhoria da qualidade das rodovias norte-americanas. Esta melhoria ocorreu através de pesquisas destinadas ao estudo dos defeitos em pavimentos asfálticos como deformação permanente, trincas por fadiga e trincas de origem térmica. Como um dos produtos do SHRP, houve a proposição de novos métodos e equipamentos para avaliação e classificação dos ligantes e misturas asfálticas. Estes métodos são conhecidos por *Superior Performing Asphalt Pavements*, ou SUPERPAVE. O SUPERPAVE tem como objetivo geral a melhoria do desempenho, durabilidade e segurança das rodovias a partir da seleção de materiais apropriados a determinadas condições climáticas e de tráfego (BAHIA e ANDERSON, 1995; BERNUCCI *et al.*, 2022; CERATTI e REIS, 2011; DOMINGOS e FAXINA, 2016).

Além do volume de vazios e de percentuais para os agregados e o CAP, o projeto de dosagem de uma mistura asfáltica também estabelece as temperaturas mais adequadas para usinagem e compactação em campo. Esse projeto deve fornecer tanto as propriedades mecânicas quanto o desempenho da mistura no pavimento, levando em consideração sua aplicabilidade. Dentre os métodos de dosagem utilizados nos pavimentos brasileiros, é possível destacar os seguintes: (a) o método Marshall, em uso desde a década de 1950; e (2) o método SUPERPAVE, o qual vem sendo aplicado desde os anos 1990 (CERATTI e REIS, 2011).

Os parâmetros de dosagem e classificação do CAP no SUPERPAVE foram desenvolvidos para substituir especificações e métodos de dosagem pouco correlacionados aos pavimentos reais. Especificações norte-americanas como a AASHTO M 320 (AASHTO, 2021a) e a AASHTO M 332 (AASHTO, 2021b) padronizam a metodologia SUPERPAVE e classificam os ligantes asfálticos segundo o seu desempenho nas condições locais do pavimento. Além das temperaturas críticas do pavimento ao longo da vida útil, há também uma abordagem relacionada ao volume de tráfego previsto na rodovia.

Para a identificação dos limites críticos de temperatura de utilização do CAP, o SUPERPAVE determina um “grau de desempenho”, descrito como PG (*performance grade*) e dado pela expressão geral PG XX-YY. O primeiro número

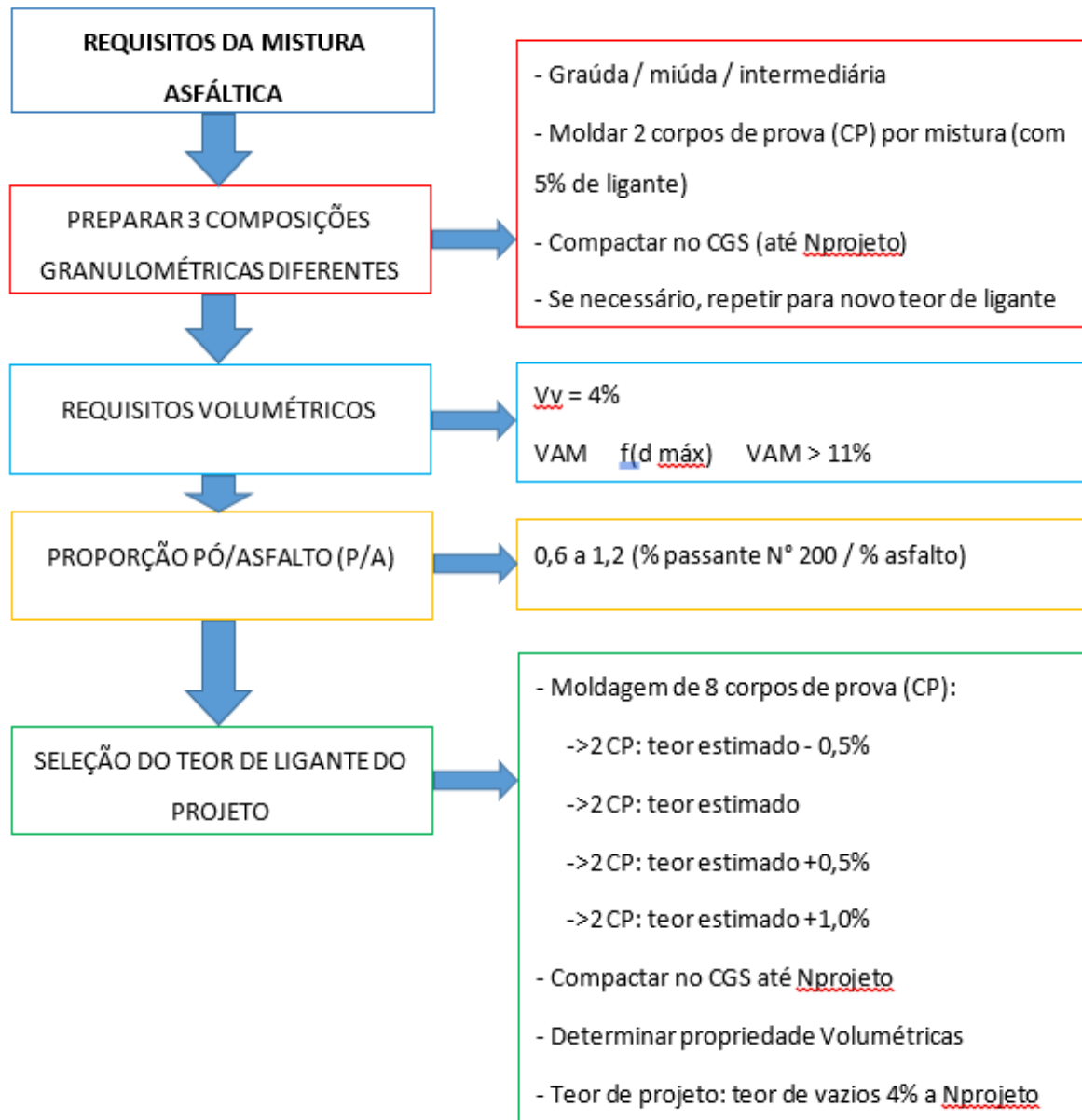
(XX) define a temperatura média máxima dos sete dias consecutivos mais quentes do ano e à qual o CAP pode estar submetido no pavimento, sem risco de ruptura precoce por deformação permanente. O segundo número (-YY) designa a temperatura mínima que o CAP pode suportar no pavimento, sem comprometer suas propriedades reológicas no combate à ruptura por trincamento térmico. Os intervalos entre as classificações do CAP no SUPERPAVE são iguais a 6°C, tanto no caso das temperaturas máximas quanto das mínimas (BAHIA e ANDERSON, 1995; KENNEDY *et al.*, 1994).

A nomenclatura adotada nas versões mais recentes do SUPERPAVE também designa uma letra para identificação do nível de tráfego esperado na rodovia. Este tráfego pode ser padrão (S – *standard*), pesado (H – *heavy*), muito pesado (V – *very heavy*) ou extremamente pesado (E – *extremely heavy*). A norma AASHTO M 332 (AASHTO, 2021b) associa números equivalentes de passadas de um eixo padrão simples (ESALs) a cada um destes níveis de tráfego, podendo variar desde valores inferiores a 3×10^6 para o tráfego padrão até superiores a 3×10^7 para o caso do tráfego extremamente pesado. Também é possível associar velocidades médias de circulação dos veículos a cada intervalo de ESALs, conforme Advanced Asphalt Technologies (2011): tráfego muito lento (até 25 km/h), tráfego lento (entre 25 e 70 km/h) e tráfego rápido (acima de 70 km/h).

A dosagem SUPERPAVE – ver fluxograma na Figura 1 – é utilizada para minimizar a possibilidade de ruptura precoce da mistura asfáltica segundo qualquer critério de ruptura. Isto ocorre por meio da seleção e combinação de ligantes asfálticos mais adequados às condições reais do pavimento, juntamente com agregados e eventuais modificadores. A metodologia pode ser aplicada em vários tipos de CAP como reciclado, virgem, denso, puro e modificado com um ou mais aditivos. Desta forma, são selecionados os materiais asfálticos e agregados que atenderão aos critérios de desempenho especificados no projeto (ASPHALT INSTITUTE, 2014; KENNEDY *et al.*, 1994; PROWELL *et al.*, 2005).

Além da abordagem distinta entre critérios de desempenho, granulometria e da mistura asfáltica, outra diferença relevante da dosagem SUPERPAVE em relação ao método Marshall é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem SUPERPAVE é realizada por amassamento (giros), por meio de equipamento denominado Compactador Giratório SUPERPAVE – CGS (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Figura 1 – Fluxograma da dosagem SUPERPAVE



Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2022)

Ademais, segundo Bernucci *et al.* (2022), outro aspecto importante está no fato de que a dosagem de misturas asfálticas para um volume de vazios de 4% tem suscitado questionamentos devido à prática de campo. Nas obras, são aceitos graus de compactação inferiores a 100% em relação ao projeto da mistura asfáltica em laboratório. Essa aceitação resulta em volume de vazios diferentes dos definidos em projeto, o que remete o revestimento asfáltico a um maior tempo de uso com teor de vazios mais elevado. Consequentemente, a mistura asfáltica torna-se mais porosa e mais suscetível à ação da água, além da possibilidade de não apresentar desempenhos mecânicos previstos para um bom funcionamento do pavimento.

2.2. Suscetibilidade de ligantes asfálticos à deformação permanente e processos de modificação

Os ligantes asfálticos desempenham uma importante função no combate à deformação permanente. A modificação do CAP tem sido cada vez mais comum em obras recentes de pavimentação, sobretudo em vias com um intenso tráfego de veículos e locais com grandes amplitudes térmicas. O uso de aditivos como os polímeros e a borracha moída de pneus tem diversas finalidades como: (a) aumento da coesão do CAP aos agregados; (b) redução da suscetibilidade térmica; (c) menores viscosidades nas aplicações em campo; (d) maiores resistências ao fissuramento e ao trincamento por fadiga; e (e) maior resistência ao envelhecimento (BERNUCCI *et al.*, 2022; CERATTI e REIS, 2011; HUNTER *et al.*, 2015). A Tabela 1 lista exemplos de aditivos utilizados na modificação de ligantes asfálticos.

Tabela 1 – Alguns tipos de aditivos usados na modificação asfáltica

tipo de modificador	exemplos	sigla
elastômeros termoplásticos	elastômero de estireno-butadieno	SBE
	estireno-butadieno-estireno (linear ou radial)	SBS
	borracha de estireno-butadieno	SBR
	estireno-isopreno-estireno	SIS
	estireno-etileno-butadieno-estireno	SEBS
	terpolímero de etileno-propileno-dieno	EPDM
	copolímero aleatório de isobuteno-isopreno	IIR
	poliisobuteno	PIB
	polibutadieno	PBD
	poliisopreno	PI
polímeros termoplásticos	etileno acetato de vinila	EVA
	etileno acrilato de metila	EMA
	etileno butil acrilato	EBA
	polipropileno atático	APP
	politereftalato de etileno	PET
	polietileno	PE
	polipropileno	PP
	cloreto de polivinila	PVC
	poliestireno	PS
modificadores químicos	compostos organometálicos	
	enxofre	S
	ácido fosfórico, ácido polifosfórico	PA, PPA
	ácido sulfônico, ácido sulfúrico	
	anidridos carboxílicos ou ésteres de ácido	
	peróxido de dibenzoíla	
	silanes	
	sulfetos orgânicos ou inorgânicos	
	ureia	
materiais reciclados	borracha fragmentada, plástico	

Fonte: Adaptado de Hunter et al. (2015)

Dentre os modificadores do CAP, a literatura vem destacando há certo tempo uma predominância do copolímero SBS e da borracha moída (BECKER *et al.*, 2001; FERNANDES *et al.*, 2008; KIM *et al.*, 2020; YILDIRIM, 2007). No Brasil, o uso do SBS e da borracha moída no CAP é regulamentado por especificações próprias do DNIT (DNIT, 2009, 2011) e as classificações destes materiais não ocorrem segundo o critério da penetração. Para a modificação com SBS, a formulação é classificada segundo o valor da recuperação elástica mínima a uma temperatura de 25°C (55/75-E, 60/85-E ou 65/90-E). Em termos da modificação com borracha moída de pneus, esta classificação ocorre em função da viscosidade Brookfield a 175°C e uma rotação de 20 rpm com o *spindle* No. 3: (a) AB 8 no caso de uma viscosidade mínima de 800 cP; ou (b) AB 22 quando esta viscosidade é de pelo menos 2.200 cP.

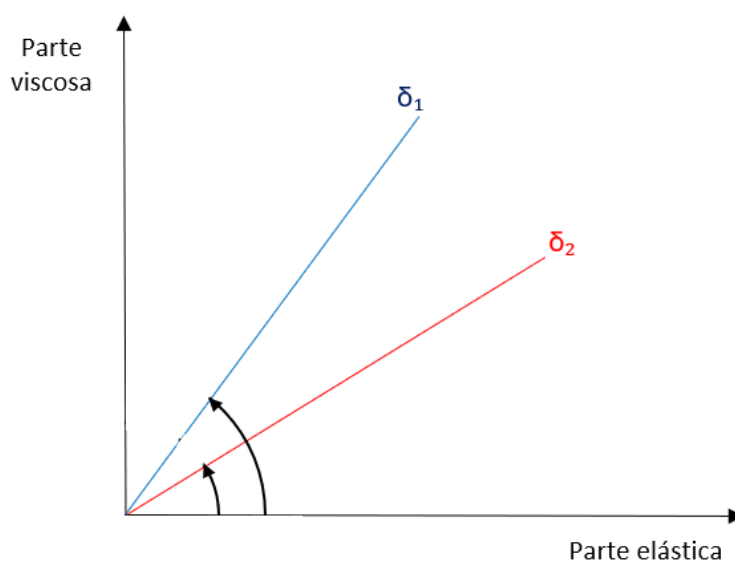
2.2.1. Parâmetros de resistência do CAP à deformação permanente adotados na especificação SUPERPAVE

Para determinar a resistência do CAP à deformação permanente, o método SUPERPAVE estabelece o uso do reômetro DSR em temperaturas altas do pavimento (entre 46 e 88°C). O DSR possibilita a caracterização das propriedades viscoelásticas do CAP sob diversos tipos de carregamento, particularmente o oscilatório e o de fluência repetida. No caso do carregamento oscilatório, há uma completa reversão da carga aplicada e as medições das propriedades ocorrem no regime de viscoelasticidade linear. Por outro lado, a fluência repetida consiste na aplicação de pulsos sucessivos de carregamento e descarregamento, acarretando um acúmulo de deformação permanente na amostra de CAP (DELGADILLO *et al.*, 2006b).

Em termos do regime oscilatório de cisalhamento, é possível determinar o módulo complexo de cisalhamento (G^*) e o ângulo de fase ou perda (δ), ambos sob condições pré-determinadas de temperatura e frequência de carregamento. O valor de G^* é representativo da resistência total do ligante asfáltico à deformação, ao passo que o valor de δ representa a distribuição relativa da resposta total do CAP entre um componente em fase e outro defasado. O material é submetido a tensões cisalhantes oscilatórias durante todo o tempo de ensaio e fica condicionado entre duas placas paralelas com 25 mm de diâmetro e 1 mm de espessura (BAHIA e ANDERSON, 1995; BERNUCCI *et al.*, 2022; DOMINGOS, 2011; HUNTER *et al.*, 2015).

Um material perfeitamente elástico tem o ângulo de fase nulo e, por sua vez, um material perfeitamente viscoso tem o ângulo de fase igual a 90° . No caso do CAP e de outros materiais viscoelásticos, o ângulo de fase varia entre 0° e 90° , dependendo da temperatura e das condições de ensaio – vide Figura 2. Segundo o princípio do carregamento em regime oscilatório, valores altos para G^* e baixos para δ sinalizam uma maior rigidez no CAP, o que é favorável à resistência à deformação permanente (BERNUCCI *et al.*, 2022; HUNTER *et al.*, 2015; KENNEDY *et al.*, 1994).

Figura 2 – Exemplos de ângulos de fase (δ) para dois ligantes asfálticos diferentes



Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2022)

Para um maior controle da rigidez do CAP nas temperaturas típicas de ocorrência do fenômeno da deformação permanente, o SUPERPAVE estabeleceu o parâmetro $G^*/\sin\delta$ como um requisito de especificação. Neste aspecto, foi definido inicialmente o valor mínimo de 1,0 kPa para o CAP na condição virgem e o valor mínimo de 2,2 kPa para o material envelhecido a curto prazo – ou seja, após a usinagem e a compactação da mistura asfáltica em campo (BAHIA e ANDERSON, 1995; KENNEDY *et al.*, 1994).

Com o avanço das pesquisas científicas, verificou-se uma deficiência do parâmetro $G^*/\sin\delta$ quanto à caracterização da resistência dos ligantes asfálticos modificados à deformação permanente. Isto ocorre porque a expressão $G^*/\sin\delta$ não considera toda a contribuição elástica oriunda da adição de modificadores ao CAP, de modo que a análise dos resultados na faixa de viscoelasticidade linear realça apenas o aspecto da rigidez do material. Em outras palavras, o impacto da redução

de δ após a modificação do CAP é numericamente pequeno se comparado ao aumento de G^* (ANDERSON *et al.*, 2010; DELGADILLO *et al.*; 2006a, 2006b).

Considerando os progressos obtidos após o desenvolvimento do ensaio de fluência repetida e recuperação (RCRT – *repeated creep and recovery test*) por Bahia *et al.* (2001) e estudos posteriores com o mesmo ensaio (DELGADILLO *et al.*; 2006a, 2006b), a Administração Rodoviária dos Estados Unidos aperfeiçoou o protocolo original do RCRT e o renomeou como ensaio de fluência e recuperação sob tensão múltipla, ou simplesmente MSCR (ANDERSON *et al.*, 2010; D'ANGELO, 2010; D'ANGELO *et al.*, 2007). O MSCR foi posteriormente padronizado pela ASTM e pela AASHTO e, dos 11 níveis de tensão inicialmente estabelecidos para o ensaio (D'ANGELO *et al.*, 2007), somente dois foram mantidos nas normas – 100 e 3.200 Pa. No Brasil, a padronização do MSCR ocorreu apenas em 2020 (DNIT, 2020a).

Além de estimar a resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente, o MSCR também contribui para um conhecimento mais amplo do comportamento reológico desses materiais. O regime de carregamento aplicado no ensaio traz respostas não apenas com relação ao nível de rigidez do CAP, mas também à resposta elástica por ciclo de carregamento. Outra vantagem do MSCR reside na manutenção da temperatura de ensaio do ligante asfáltico, ou seja, não é mais necessário aumentar a classificação PG do CAP para lidar com tráfegos mais pesados no pavimento – prática esta conhecida na literatura como *grade-bumping*. Ademais, a resposta elástica do ligante asfáltico no MSCR também é mais simples e rápida de ser obtida do que em outros ensaios (ANDERSON *et al.*, 2010; DOMINGOS e FAXINA, 2016, 2021; D'ANGELO, 2010; D'ANGELO *et al.*, 2007).

Em termos da especificação SUPERPAVE, o MSCR sugere o uso da compliância não-recuperável (J_{nr}) na temperatura média máxima esperada para o pavimento como um critério de resistência do CAP à deformação permanente. Inicialmente fixado em $4,0 \text{ kPa}^{-1}$ (ANDERSON *et al.*, 2010; D'ANGELO, 2010), o valor máximo permitido para J_{nr} aumentou para $4,5 \text{ kPa}^{-1}$ nas versões mais recentes da especificação (AASHTO, 2021a, 2021b). Diversas pesquisas nacionais e internacionais têm destacado que o valor de J_{nr} possui boas correlações com as deformações permanentes nas misturas asfálticas, tanto a nível laboratorial quanto nos pavimentos de campo (D'ANGELO *et al.*, 2007; DOMINGOS e FAXINA, 2021; DOMINGOS *et al.*, 2017; DuBOIS *et al.*, 2014; ISHAQ *et al.*, 2022; KLINSKY *et al.*, 2020; LAUKKANEN *et al.*, 2015).

As leituras de deformação coletadas no MSCR são utilizadas para calcular o valor de J_{nr} por ciclo e nível de tensão, conforme Equação (1), além do percentual de recuperação do CAP (R) por ciclo e nível de tensão, conforme Equação (2):

$$J_{nr}(\sigma, N) = \frac{(\varepsilon_r - \varepsilon_0)}{\sigma} \quad (1)$$

$$R(\sigma, N) = \frac{[(\varepsilon_c - \varepsilon_0) - (\varepsilon_r - \varepsilon_0)] \cdot 100}{\varepsilon_c - \varepsilon_0} \quad (2)$$

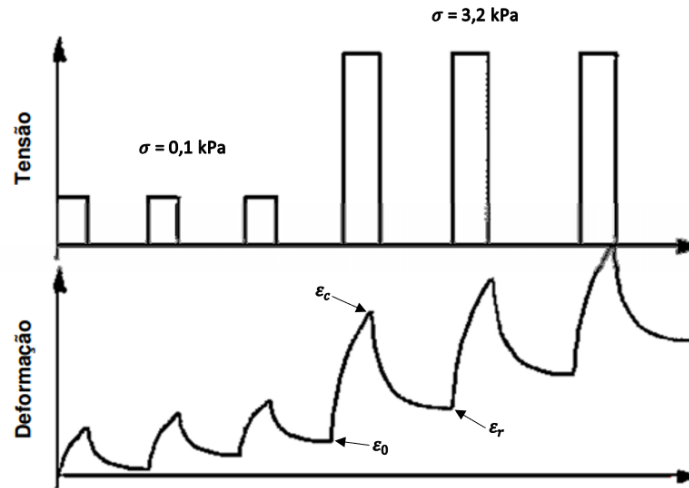
em que: $J_{nr}(\sigma, N)$ = compliância não-recuperável para determinada tensão ($\sigma = 100$ ou 3.200 Pa) e número de ciclos de fluência (N);
 ε_0 = deformação no início de um ciclo de fluência;
 ε_c = deformação no final de um ciclo de fluência;
 ε_r = deformação no final de um ciclo de recuperação; e
 $R(\sigma, N)$ = percentual de recuperação do CAP para determinada tensão ($\sigma = 100$ ou 3.200 Pa) e número de ciclos de fluência.

A Figura 3 ilustra a representação das tensões e deformações durante a realização do ensaio MSCR. Em linhas gerais, o MSCR considera um carregamento constante de tensão na amostra durante o tempo de 1,0 s, seguido de 9,0 s sem qualquer aplicação de carregamento. Nas versões originais do ensaio, são aplicados 10 ciclos à tensão de 100 Pa e outros 10 ciclos à tensão de 3.200 Pa. Porém, críticas a respeito deste protocolo (DOMINGOS e FAXINA, 2021; GOLALIPOUR *et al.*, 2017) acarretaram atualizações nas normas da ASTM e da AASHTO. Nas versões mais recentes destas normas, o protocolo do MSCR consiste em 20 ciclos a 100 Pa e outros 10 ciclos a 3.200 Pa. Todavia, os valores de R e J_{nr} a 100 Pa são calculados apenas com base nas deformações obtidas nos últimos 10 ciclos. O protocolo nacional do MSCR (DNIT, 2020a) já inclui tais atualizações.

Para controlar a sensibilidade do CAP a mudanças no nível de tensão, foi estabelecido um percentual máximo de 75% para o incremento entre os valores de J_{nr} a 100 e a 3.200 Pa (ANDERSON *et al.*, 2010). Esta relação é conhecida como diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr, diff}$) e, apesar de opiniões divergentes a respeito da sua correlação com as deformações permanentes na escala da mistura asfáltica (STEMPIHAR *et al.*, 2018; WALUBITA *et al.*, 2022), seu uso como um critério de especificação do CAP ainda continua obrigatório no SUPERPAVE.

Todavia, a restrição de 75% para $J_{nr,diff}$ pode ser desconsiderada quando o CAP apresenta valores inferiores a $0,5 \text{ kPa}^{-1}$ para J_{nr} a 3.200 Pa (AASHTO, 2021b).

Figura 3 – Representação das tensões e deformações durante o MSCR



Fonte: Adaptado de Domingos (2011)

O SUPERPAVE também confere um nível ou classe de tráfego ao ligante asfáltico em função do seu valor de J_{nr} a 3.200 Pa ($J_{nr,3,2}$) e na temperatura alta do pavimento. Este nível varia desde o padrão (S – *standard*) até o extremamente pesado (E – *extremely heavy*), passando pelo tráfego pesado (H – *heavy*) e o muito pesado (V – *very heavy*). Nestes casos, o valor máximo permitido de $J_{nr,3,2}$ diminui à medida que o tráfego se torna mais intenso e/ou a sua velocidade média é reduzida (AASHTO, 2021b; ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, 2011). A intensidade é mensurada pelo número de passadas de um eixo padrão simples (ESALs), conforme Tabela 2. Desta forma, a classificação PG do ligante asfáltico recebe uma letra logo após a temperatura média máxima como, por exemplo, PG 70V-22 ou PG 76E-28.

Tabela 2 – Critérios de atribuição do nível de tráfego ao CAP em função dos resultados do MSCR: compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr,3,2}$) e diferença percentual ($J_{nr,diff}$)

classificação MSCR	condições de tráfego	$J_{nr,3,2}$ (kPa^{-1} , máx)	$J_{nr,diff}$ (%, máx)
padrão S (<i>standard</i>)	ESALs < 10×10^6 E velocidade > 70 km/h	4,5	75
pesado H (<i>heavy</i>)	ESALs 10 a 30×10^6 OU velocidade 20 a 70 km/h	2,0	75
muito pesado V (<i>very heavy</i>)	ESALs > 30×10^6 OU velocidade < 20 km/h	1,0	75
extremamente pesado E (<i>extremely heavy</i>)	ESALs > 30×10^6 E velocidade < 20 km/h	0,5	-

Fonte: Adaptado de AASHTO (2021b)

2.2.2. Modelagem reológica aplicada a ensaios de fluência repetida

A reologia estuda a relação entre a tensão e a deformação de materiais. Especificamente no caso do CAP, o estudo da reologia depende de fatores como temperatura, tipo de carregamento e respectiva duração. A vantagem de se aplicar conceitos da reologia na avaliação de ligantes asfálticos em relação aos ensaios convencionais está na previsão de desempenho. Assim, é importante definir as temperaturas de exposição a que o material estará submetido e relacionar estas informações com suas propriedades reológicas na mesma condição (ANDERSON *et al.*, 1994; BRETAS e D'ÁVILA, 2010; HUNTER *et al.*, 2015; MOTHE, 2009).

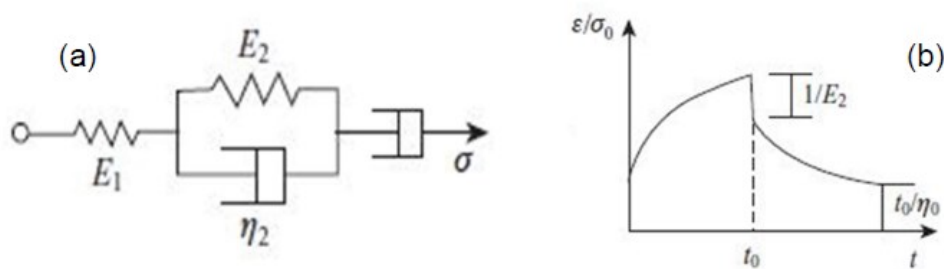
Os ligantes asfálticos são submetidos a variações de temperatura, carregamentos do tráfego e efeitos de envelhecimento, o que influencia seu desempenho em campo. Quando estes materiais sofrem modificações (sobretudo de ordem química tais como volatilização e oxidação), seu comportamento reológico sofre alterações e a caracterização das propriedades é mais difícil. Desta forma, pode-se dizer que o comportamento reológico do CAP é complexo porque sua composição e características não necessariamente tornam-se homogêneas (CHOWDHURY *et al.*, 2022; SOBREIRO, 2014).

Assumindo um comportamento do tipo viscoelástico linear, as deformações coletadas no MSCR podem ser ajustadas a um modelo reológico qualquer. Em termos da deformação permanente, um dos modelos mais utilizados e citados na literatura (BAHIA *et al.*, 2001; D'ANGELO *et al.*, 2007; DELGADILLO *et al.*, 2006b; DOMINGOS e FAXINA, 2016, 2021; HAJIKARIMI *et al.*, 2015) é o modelo de quatro elementos de Burgers. Este modelo combina os modelos de Kelvin-Voigt e Maxwell em série, conforme ilustrado na Figura 4. O amortecedor isolado está vinculado à deformação irreversível do CAP, ao passo que a mola isolada representa a deformação elástica (ou instantânea). A associação de uma mola com um amortecedor em paralelo representa o atraso da resposta elástica ou deformação recuperável com o tempo (BAHIA *et al.*, 2001; BRETAS e D'ÁVILA, 2010).

A curva de deformação do CAP com o tempo e as respectivas localizações de cada deformação (permanente, elástica e recuperável com o tempo) está representada na Figura 5. Apesar da simplicidade do modelo e do fácil ajuste às respostas de deformação do CAP no MSCR, pesquisadores já relataram limitações do seu uso, sobretudo no que concerne aos ligantes asfálticos modificados e à

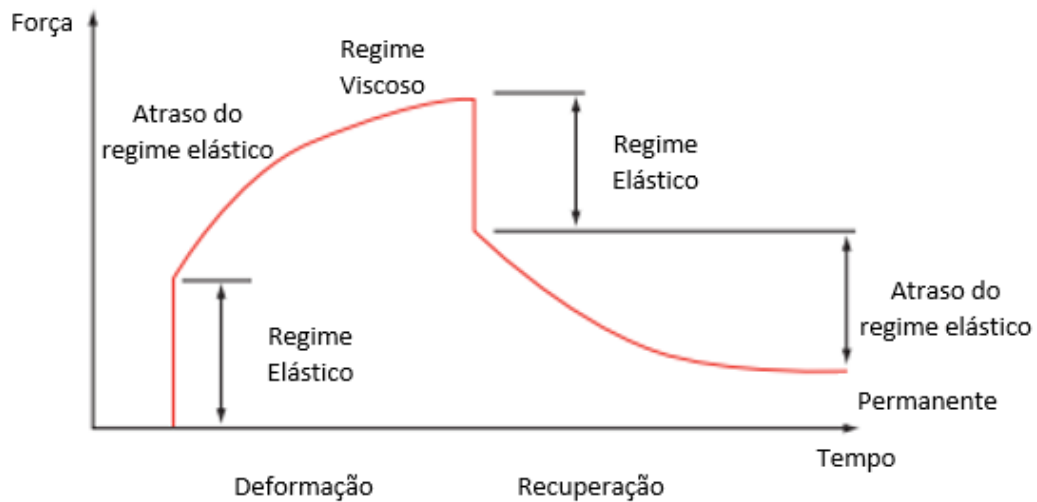
parcela de deformação recuperável com o tempo. Dentre estas limitações, é possível relatar a dificuldade em separar as deformações permanente e recuperável com o tempo em apenas 9 s de recuperação no ciclo (DELGADILLO *et al.*, 2012; MASAD *et al.*, 2009), além da existência de apenas um tempo de relaxação na equação deste modelo. No caso desta última, problemas de ajuste do modelo às deformações reais de ligantes asfálticos modificados têm sido reportados por autores como Saboo e Kumar (2015).

Figura 4 – Modelo de quatro elementos de Burgers (a) e curva de deformação (b)



Fonte: Adaptado de Jun-Qing *et al.* (2015)

Figura 5 – Resposta tensão-deformação típica durante um teste de fluência e recuperação



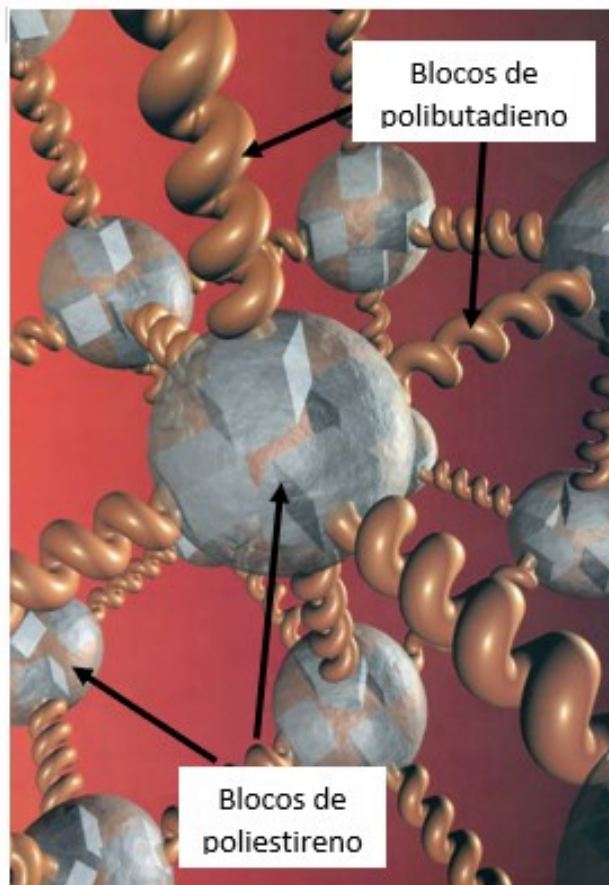
Fonte: Adaptado de Hunter *et al.* (2015)

2.2.3. Fundamentos sobre ligantes asfálticos modificados com polímeros

Uma das alternativas para mitigar o acúmulo de deformação permanente na mistura asfáltica é melhorar as propriedades reológicas do CAP, quer pela incorporação de um ou mais aditivos no material de origem, quer pelo uso de outros processos como

sopragem de ar – processo conhecido como *air-blowing* (BAHIA *et al.*, 2001; DOMINGOS e FAXINA, 2016). A título de exemplificação, a Figura 6 mostra uma estrutura tridimensional típica formada pela incorporação do copolímero SBS ao CAP (BERNUCCI *et al.*, 2022; HUNTER *et al.*, 2015), o que geralmente acarreta melhorias expressivas nas propriedades reológicas do material puro.

Figura 6 – Estrutura tridimensional formada pelas moléculas de SBS na matriz asfáltica

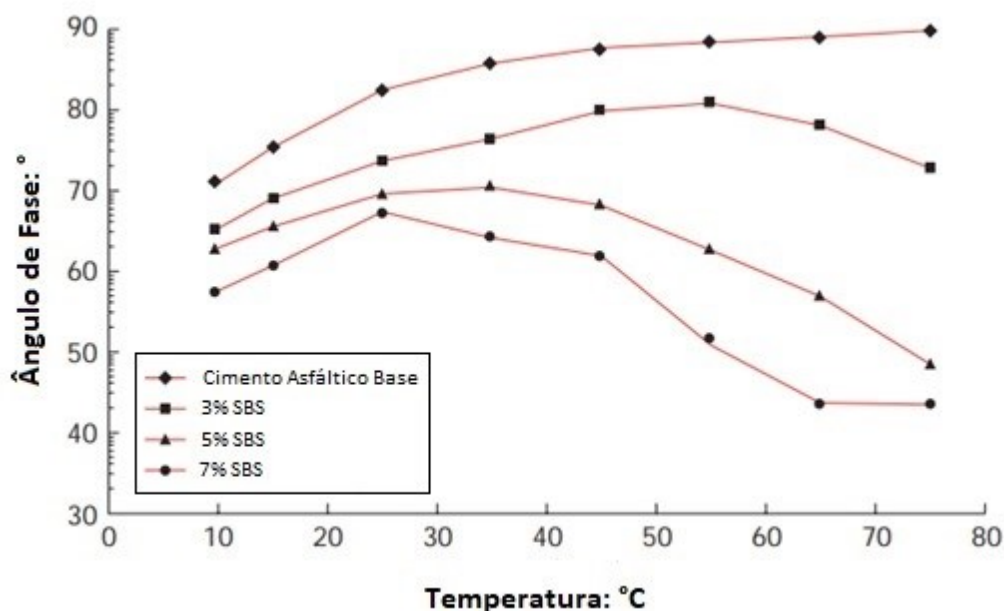


Fonte: Adaptado de Hunter *et al.* (2015) e Bernucci *et al.* (2022)

O SBS influencia as propriedades reológicas do CAP. Por exemplo, a Figura 7 mostra as variações do ângulo de fase δ com a temperatura e para o CAP de base e três teores diferentes de SBS. As reduções de δ são maiores para temperaturas mais elevadas (50°C ou superiores) e para teores de pelo menos 5% de SBS. Isto pode ser explicado pelo fato de que o copolímero SBS é classificado como elastômero termoplástico. Em sendo assim, há uma complementação de efeitos na mistura asfáltica modificada com teores elevados de SBS. Quando a temperatura é mais baixa, a viscosidade e a rigidez do CAP se sobrepõem aos efeitos da elasticidade proporcionados pelo polímero na formulação. Por outro lado,

temperaturas mais altas fazem com que a rede polimérica seja ativada; com isso, a resposta elástica da formulação passa a ser ainda mais visível e relevante (BERNUCCI *et al.*, 2022; HUNTER *et al.*, 2015).

Figura 7 – Valores de ângulo de fase a 0,02 Hz e para diferentes teores de SBS no CAP



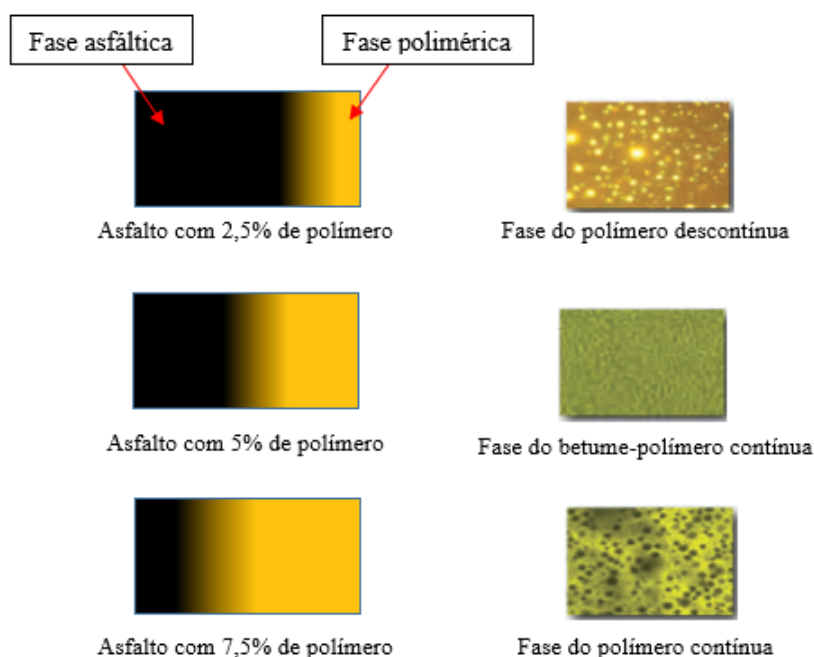
Fonte: Adaptado de Hunter *et al.* (2015)

A modificação do CAP com altos teores de polímeros (HiMA) torna o material ainda mais resistente à deformação permanente. As aplicações práticas do HiMA incluem pavimentos com revestimentos mais delgados e em locais com tráfego intenso (BŁAŻEJOWSK *et al.*, 2019; KRATON, 2018). É importante destacar que, no caso da modificação do tipo HiMA, o polímero é um pouco diferente dos comumente usados nas modificações por SBS. Isto decorre da necessidade de uma morfologia específica, capaz de equilibrar-se em altas temperaturas e manter sua consistência em temperaturas intermediárias (BŁAŻEJOWSK *et al.*, 2019; POROT *et al.*, 2019).

O uso de SBS na mistura asfáltica possibilita uma maior concentração de polímero no CAP. O polímero tem o potencial de expandir o volume da mistura em até 10 vezes. A Figura 8 mostra que o CAP predomina na matriz asfáltica quando o teor de polímero é igual a 2,5%; neste caso, o comportamento do material é mais parecido com o do CAP puro. No entanto, um teor de 7,5% de polímero faz com que a situação se inverta, ou seja, o material modificado se comportará mais como um polímero, com alta resposta elástica e elevado ponto de amolecimento (KRATON, 2018). Este

processo de mudança da fase polimérica – de descontínua para contínua – é conhecida na literatura como “inversão de fases” ou *phase inversion*, em que as propriedades do polímero passam a dominar a resposta reológica do CAP. Também costuma ocorrer uma maior estabilidade da formulação quando a fase polimérica passa a predominar na matriz asfáltica, ou seja, não há o risco de segregação da formulação durante estocagem em temperaturas altas (POLACCO *et al.*, 2015).

Figura 8 – Representações das fases polimérica e asfáltica para diferentes teores de polímero



Fonte: Adaptado de Kraton (2018)

Estudos realizados por Porot *et al.* (2019) mostraram que o HiMA tem um ponto de amolecimento elevado (acima de 80°C), recuperação elástica de 98%, penetração de 56 mm e viscosidade rotacional de 227 cP ou 2,27 Pa.s a 135°C. Após os ensaios de envelhecimento, o HiMA não mostrou grandes modificações quanto ao seu ponto de amolecimento e a penetração teve uma redução de 27%. Também foram realizados estudos de fadiga, resistência a trincamento em baixas temperaturas e a deformação permanente com o uso do HIMA. Os resultados foram melhores que os obtidos para os CAPs ditos “duros” (baixa penetração), de modo que o HiMA foi sugerido como uma alternativa para produção de misturas asfálticas de alto módulo.

Segundo Boeira *et al.* (2018), a modificação do CAP pode acarretar melhorias significativas nas propriedades do material de origem, tais como um aumento de até

75% no ponto de amolecimento e aumentos superiores a 10 vezes na recuperação elástica. Isto sugere um comportamento cada vez mais elástico quanto maior o teor de SBS no CAP. Em termos do ensaio MSCR, D'Angelo (2010) observou que o percentual de recuperação tem correlação direta com a extensão da rede polimérica na formulação, permitindo inclusive distinguir entre diferentes tipos de SBS – radial e linear, por exemplo – e quando um aditivo complementar como o ácido polifosfórico (PPA) é incorporado à formulação.

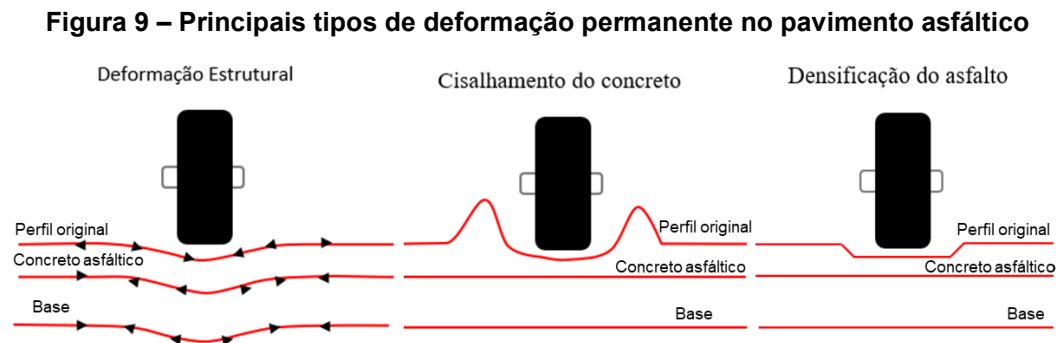
2.3. Deformação permanente em misturas asfálticas

A deformação permanente é um fenômeno que ocorre nos pavimentos asfálticos, sendo caracterizada por afundamentos longitudinais nas trilhas de roda. Tais afundamentos são ocasionados pelos esforços das cargas repetidas conferidas pelo tráfego de veículos. Esse defeito pode ser atribuído somente ao revestimento, às camadas subjacentes, apenas ao subleito ou ainda a uma combinação de defeitos em várias camadas. As depressões longitudinais podem advir da manifestação de fatores isolados ou conjugados, tais como: acomodação das camadas do pavimento, questões executivas ou deficiências no projeto. Trata-se de um defeito bastante observado em lugares de clima tropical (caso do Brasil), em que a temperatura dos pavimentos asfálticos pode ultrapassar 60°C. Consequentemente, isto reduz a capacidade de resistência de misturas asfálticas, sobretudo daquelas com CAP puro (MAHMOUD e BAHIA, 2004; ONOFRE *et al.*, 2013; SILVA *et al.*, 2015).

O excesso de deformação na superfície do revestimento é o principal responsável pela maioria das rupturas por deformação permanente no pavimento (WHITE *et al.*, 2002; SILVA *et al.*, 2015). Alguns dos fatores que colaboram para o surgimento deste defeito são: (a) teor elevado de CAP, bem superior ao valor ótimo de projeto; (b) granulometria com percentual elevado na peneira #200, ou seja, um teor excessivo de finos; (c) ligante asfáltico com baixa consistência para as condições climáticas da região; (d) agregados com baixa angularidade, baixa rugosidade e forma esférica; e (e) compactação insuficiente em campo (SILVA *et al.*, 2015; STIADY *et al.*, 2002).

Em um primeiro momento, a passagem do tráfego no revestimento causa uma deformação que leva a uma variação de volume na trilha de roda, atuando

como um processo de densificação da mistura asfáltica. Com o acúmulo da passagem dos veículos, há um processo de cisalhamento da massa asfáltica, deslocando lateralmente o material (FACCIN, 2018; MOURA, 2010). A Figura 9 ilustra os três tipos básicos de deformação permanente existentes no pavimento, quais sejam: deformação estrutural (ocorre em todas as camadas), cisalhamento do concreto asfáltico e densificação da mistura asfáltica.



Fonte: Adaptado de Federation of Canadian Municipalities and National Research Council (2003)

Conforme Boeira *et al.* (2018), a utilização de ligantes asfálticos altamente modificados por polímero (HiMA) em misturas asfálticas contribui para uma melhoria significativa do desempenho com relação à deformação permanente. Em termos numéricos, o parâmetro *Flow Number* (F_N) pode aumentar ao menos 20 vezes nas misturas com HiMA se comparado àquelas com CAP convencional. Nesta mesma linha de raciocínio, Onofre *et al.* (2013) observaram reduções de 20 a 70% na deformação permanente acumulada no ensaio de *flow number* após a modificação de um CAP de base com SBS, tanto de forma isolada (teor de 4,5%) quanto em combinação com 3% de ácido polifosfórico (PPA).

2.3.1. Contribuições dos agregados para a resistência à deformação permanente

Segundo o órgão norte-americano *Federal Highway Administration* (FHWA), os agregados contribuem genericamente por 80% da responsabilidade de se prevenir a deformação permanente na mistura asfáltica (BASTOS, 2016; LEITE *et al.*, 2021). Isso mostra a importância de se ter um esqueleto mineral bem dimensionado e conhecer as propriedades dos agregados minerais. Também demonstra a responsabilidade dos agregados na resistência à deformação permanente, em

conjunto ao CAP. Portanto, uma mistura asfáltica resistente à deformação permanente deve combinar as características físicas e químicas dos agregados com um método adequado de seleção granulométrica, permitindo assim o intertravamento máximo do esqueleto mineral. Por sua vez, o teor de CAP deve ser o suficiente para manter a estrutura coesa, resistente e estável (SILVA *et al.*, 2015).

O desempenho das misturas asfálticas em campo e quanto à deformação permanente está relacionado diretamente ao arranjo dos agregados. Os agregados ocupam cerca de 80% a 90% do volume total da mistura asfáltica a quente. Por isso, é essencial que o material pétreo obtenha um bom desempenho em ensaios como dureza, durabilidade, pureza, forma das partículas, angularidade, textura da superfície e absorção. A obtenção de bons resultados nestes ensaios permite concluir que as partículas suportarão as tensões causadas pelos veículos, além de conservar suas propriedades com o tempo e resistir a quebras, degradação e desintegração. Assim, o esqueleto mineral da mistura asfáltica tem um papel importante na redução da deformação permanente, sendo determinante para o desempenho do pavimento a longo prazo (ASPHALT INSTITUTE, 2014; CERATTI e REIS, 2011; PROWELL *et al.*, 2005; SILVA *et al.*, 2015).

A textura dos agregados influencia na trabalhabilidade, na adesividade e na resistência da mistura asfáltica ao atrito e ao cisalhamento. Conforme a rugosidade do agregado aumenta, há tendências de perda na trabalhabilidade da mistura asfáltica e de aumento da resistência ao cisalhamento. Superfícies com textura mais rugosas proporcionam uma ligação mais forte entre CAP e agregado, resultando em tempos de fluxo de esforços mais longos para a mesma deformação. Em outras palavras, isto significa uma necessidade de mais energia para obtenção da compactação total e, provavelmente, uma maior estabilidade em serviço (BERNUCCI *et al.*, 2022; BESSA, 2012; LEITE *et al.*, 2021; MAHMOUD e BAHIA, 2004). Conforme dados coletados por Yeggoni *et al.* (1996), a presença de mais agregados com textura rugosa resultou em misturas asfálticas mais resistentes à deformação permanente (maior F_N), maior módulo de resiliência (M_R) e maior estabilidade Marshall.

Agregados com maior número de faces fraturadas tendem a produzir misturas asfálticas com maior resistência à deformação permanente. Igualmente, agregados com formato mais cúbico, dotados de certa irregularidade e que apresentem uma macroestrutura subangular possuem uma resistência maior à deformação permanente. Isto ocorre porque tais agregados diminuem o número de vazios na mistura asfáltica,

melhorando o intertravamento entre os grãos. A forma do agregado é representada matematicamente pelo índice de forma (DNIT, 2020b), no qual um valor mais próximo de zero representa um agregado mais lamelar e um valor mais próximo da unidade representa um agregado mais cúbico (BERNUCCI *et al.*, 2022; LEITE *et al.*, 2021; PAZOS, 2015; SIROMA, 2018; STIADY *et al.*, 2002).

A porosidade do agregado também influencia na resistência da mistura asfáltica à deformação permanente, uma vez que um agregado poroso absorve parte do CAP responsável pela coesão. Desta forma, agregados com alta porosidade não são recomendados para uso em misturas asfálticas, pois dificultam a dosagem do CAP. Cabe destacar que, quando em excesso, o CAP prejudica a resistência da mistura asfáltica à deformação permanente (BERNUCCI *et al.*, 2022).

A granulometria está vinculada a muitos aspectos de desempenho da mistura asfáltica em campo, a saber: compactação, densificação, permeabilidade, durabilidade e resistência à deformação permanente. Contudo, as curvas granulométricas são geralmente selecionadas de forma empírica, por meio de procedimentos de tentativa e erro. Em sendo assim, a definição desta curva passa apenas pela sua adequação às normas vigentes do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), caso da Especificação de Serviço 031/2006 (DNIT, 2006) para o CAP convencional, ou ainda especificações técnicas de outras entidades.

Ainda no que se refere ao aspecto empírico da seleção da curva granulométrica da mistura asfáltica, o projetista tradicionalmente conjuga os diferentes tipos de agregados utilizando porcentagens típicas e desenvolvidas a partir de experiências práticas. Como resultado, este tipo de seleção granulométrica tem acarretado misturas com baixo desempenho mecânico, principalmente quanto à deformação. Pesquisas baseadas no ensaio uniaxial de carga repetida e com curvas granulométricas dosadas segundo o método convencional mostraram que isso não é suficiente para obtenção de misturas asfálticas mais resistentes à deformação permanente (FERREIRA *et al.*, 2016; LEITE *et al.*, 2021; PAZOS, 2015; SIROMA, 2018; SILVA *et al.*, 2015).

Considerando as limitações do método convencional, há estudos com outros métodos mais racionais para escolha de um esqueleto mineral na mistura asfáltica, objetivando melhores desempenhos mecânicos. Dentre eles, é possível citar os métodos de Bailey, Fuller-Talbot (FT) e *Fineness Aggregate Diagram* (FAD). A opção do método mais adequado depende de vários fatores como, por exemplo, as normas

utilizadas no país ou ente contratante, a disponibilidade de recursos e as definições de desempenho às quais a mistura asfáltica deverá atender. Cada metodologia possui suas limitações e vantagens, sendo importante considerar esses aspectos antes da tomada de decisão (BARRA *et al.*, 2020; LEITE *et al.*, 2021; SANTOS E FERNANDES JR., 2020). Vale ressaltar que o método Bailey já foi inclusive normatizado pelo DNIT, conforme especificação DNIT 430/2020-ME (DNIT, 2020d).

2.3.2. Ensaios para avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas

Durante muito tempo, os ensaios laboratoriais para avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas têm sido majoritariamente restritos aos centros de pesquisa e às Universidades. Contudo, a crescente preocupação com a influência deste mecanismo de ruptura na vida útil do pavimento – aliada a uma busca pela padronização das normas de ensaio – aumentou a procura por ensaios que buscam prever o comportamento de misturas asfálticas quanto à deformação permanente. Dentre estes protocolos laboratoriais, é possível citar os ensaios de fluência (*creep*) e os simuladores de tráfego (BARROS, 2017).

Existem duas configurações possíveis para o ensaio de fluência, sendo uma delas com o carregamento constante (*creep* estático) e outra com o carregamento repetido, ou fluência repetida. O *creep* estático é um ensaio simples para o estudo de deformação permanente, no qual se aplica uma carga constante na amostra ao longo do tempo. Antes do início efetivo do ensaio, aplica-se um pré-carregamento e coloca-se o corpo de prova em uma temperatura específica durante duas horas, a fim de garantir um equilíbrio térmico. O ensaio é interrompido no momento da ruptura do corpo de prova. Para que a mistura asfáltica resista à deformação permanente, sua deformação relativa não pode ultrapassar o valor de 0,008 mm/mm após uma hora de ensaio (BARROS, 2017; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Por sua vez, o ensaio de carga repetida – uniaxial ou triaxial – tem sido o mais recomendado para ligantes asfálticos modificados, uma vez que determina a deformação permanente acumulada no corpo de prova. Neste tipo de ensaio, pulsos axiais de carga são aplicados na amostra a uma determinada frequência, considerando condições prévias de temperatura. A literatura tem destacado tanto a simplicidade deste ensaio quanto a sua possibilidade de estimativa do desempenho das misturas asfálticas

em campo, sendo um dos ensaios normatizados pelo DNIT no Brasil (BARROS *et al.*, 2019; BASTOS, 2016). O protocolo mais comum no País consiste na aplicação de uma tensão de 204 kPa durante 0,1 s, seguida por 0,9 s de repouso. As deformações acumuladas são registradas em função do número de ciclos, e a temperatura padrão do ensaio é igual a 60°C. O processo é finalizado quando pelo menos uma das seguintes condições for atingida (BERNUCCI *et al.*, 2022; SILVA *et al.*, 2015):

- o corpo de prova romper-se;
- a deformação atingir 2% no caso dos ensaios não confinados ou uniaxiais; ou
- após a aplicação de 7.200 ou 10.000 ciclos, sem observância de ruptura ou deformação acima de 2% no corpo de prova.

O principal parâmetro do ensaio de fluência repetida é F_N , que corresponde ao ciclo em que a taxa de deformação permanente no corpo de prova é mínima. Para um desempenho adequado da camada de rolamento e quanto à deformação permanente, a literatura recomenda um F_N mínimo de 100 ciclos em rodovias de tráfego médio. No caso de rodovias de tráfego pesado, este F_N mínimo varia de 300 a 750 ciclos, dependendo da referência consultada. Finalmente, rodovias de tráfego muito pesado podem demandar um F_N mínimo de 1.000 ciclos (BARROS *et al.*, 2019; BASTOS *et al.*, 2017b; NASCIMENTO, 2008).

Os simuladores de tráfego também permitem medições da deformação permanente nas misturas asfálticas, porém em um cenário mais próximo da realidade. Conforme Barros *et al.* (2019) e Bernucci *et al.* (2022), os equipamentos mais utilizados são o LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), o APA (*Asphalt Pavement Analyzer*) e o HWTD (*Hamburg Wheel Tracking Device*). O LCPC é um simulador francês que utiliza a compactação através do amassamento por uma mesa compactadora, além de um pneumático com cargas e pressão de inflação reguláveis. Após a moldagem dos corpos de prova, estes são submetidos às passadas do eixo do simulador a uma frequência de 1,0 Hz e à temperatura fixa de 60°C. Cada ciclo é definido como uma ida e uma volta da roda, até o limite de 3.000 ciclos. O afundamento é determinado pela média de 15 pontos de leitura, até um limite de 10% da altura do corpo de prova (FONTES, 2009; NASCIMENTO, 2008).

O simulador APA, amplamente utilizado em trabalhos internacionais, realiza a compactação do corpo de prova através de vibração por placas. A aplicação da

carga ocorre por mangotes de borracha preenchidos por ar e, ao retirada a placa, mede-se a deformação da amostra. O equipamento possibilita a saturação do corpo de prova com água para verificação do efeito da umidade durante o ensaio. Assim como o LCPC, o APA simula a ação da carga de pneus com a possibilidade de diferentes regulagens de pressão. Há um limitador na temperatura máxima do ensaio, o qual que pode ser realizado entre 5 e 30°C. O limite de ruptura do corpo de prova é identificado quando ocorre uma interrupção brusca do desenvolvimento dos deslocamentos medidos (BERNUCCI *et al.*, 2022; HUSSAN *et al.*, 2020; LOUREIRO, 2003; RUSHING e GARG, 2017).

O simulador HWTD, apresentado na Figura 10, fornece informações sobre a taxa de deformação permanente baseada na espessura original do corpo de prova e de uma carga concentrada em movimento, sendo padronizado pela norma AASHTO T 324 (AASHTO, 2017c). Admite-se o valor máximo de 10% para a taxa de deformação do material. Neste ensaio, dois corpos de prova são imersos em água a uma temperatura típica de 50°C (valor máximo de 70°C) e submetidos a cargas de 705 N. A frequência de aplicação do carregamento é de 50 passadas/min, com velocidade máxima de 0,34 m/s. O ensaio é encerrado quando são registradas trilhas de roda de 20 mm nos corpos de prova ou após 20.000 passagens do carregamento padrão.

Figura 10 – Simulador de tráfego Hamburgo com ensaio em andamento



Fonte: Autoria Própria (2023)

Além de corpos de prova moldados em laboratório, o HWTD também permite a realização de ensaios com amostras extraídas de campo. A leitura das deformações é feita por sensores tipo LVDT (Transdutor Variável Diferencial Linear), que registram 11 leituras ao longo do corpo de prova. O resultado do ensaio é apresentado como o valor médio destas 11 leituras (AASHTO, 2017c; HUNTER *et al.*, 2015; PIRES, 2020).

Apesar dos estudos publicados na literatura, as correlações entre os resultados de diferentes tipos de ensaios para deformação permanente ainda não apresentam um consenso reconhecido por agências normatizadoras. Isto possivelmente ocorre porque variáveis como temperatura de ensaio, tipos e teores de CAP, e tipos e granulometria dos agregados podem alterar o resultado final. Em sendo assim, cada método possui suas vantagens e limitações. A opção pelo método mais adequado depende de vários fatores como normas utilizadas no país ou ente contratante, a disponibilidade de recursos e as definições de projeto. Por exemplo, Faccin *et al.* (2021) observaram que o ensaio de *flow number* não representa efetivamente a capacidade de suporte à deformação permanente de misturas asfálticas com asfalto morno e asfalto-borracha.

2.4. Correlações entre os desempenhos do CAP e da mistura asfáltica à deformação permanente em campo e em laboratório

A previsão do comportamento do CAP em laboratório é complexa devido às suas propriedades reológicas, altamente influenciadas por fatores como o tempo e a frequência do carregamento, temperatura, estado de tensões e nível de envelhecimento. Desta forma, a previsão de desempenho das misturas requer um balanço apropriado entre campo e laboratório, pois existe uma dificuldade natural de adaptação das condições reais de campo ao ambiente restrito do laboratório. Ainda assim, os experimentos laboratoriais precisam representar ao máximo as condições de campo, além de considerar as propriedades mais relevantes para previsão das características e comportamento mecânico da mistura asfáltica (BERNUCCI *et al.*, 2022; HUNTER *et al.*, 2015).

Em termos das correlações entre os parâmetros do CAP e os desempenhos das misturas asfálticas à deformação permanente, estas geralmente têm sido

reportadas na forma de regressões lineares (BAHIA *et al.*, 2001; D'ANGELO *et al.*, 2007; DOMINGOS *et al.*, 2017; KLINSKY *et al.*, 2020; LAUKKANEN *et al.*, 2015). Todavia, algumas pesquisas como D'Angelo *et al.* (2007), DuBois *et al.* (2014) e Saboo e Kumar (2016) têm conduzido estas comparações na forma de ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas, verificando similaridades e diferenças entre os resultados. Verifica-se, portanto, que a literatura sugere métodos diferentes para avaliar a capacidade dos resultados do CAP em prever o desempenho das misturas asfálticas à deformação permanente.

Dados laboratoriais coletados por Pires (2020) resultaram em correlações satisfatórias entre os parâmetros F_N e J_{nr} a 64°C, considerando regressão logarítmica e análise separada entre os ligantes asfálticos puros e modificados. Também foi possível notar uma ótima correlação entre os parâmetros F_N e G^* , bem como entre F_N e $G^*/\sin\delta$ para análise com ligantes asfálticos modificados por SBS. Da mesma maneira, foi possível estabelecer uma boa correlação linear entre os resultados de F_N e ATR (afundamento de trilha de roda) observados em campo após 12 meses. Além disso, os parâmetros do CAP $G^*/\sin\delta$ e J_{nr} obtiveram boa acurácia quando comparados ao desempenho de ATR em campo das misturas asfálticas.

Já no caso da pesquisa de Zhang *et al.* (2015), foi possível observar uma boa correlação linear entre os valores de J_{nr} para diferentes temperaturas de ensaio e os resultados das misturas asfálticas no simulador HWTD. Os dados coletados no HWTD também apresentaram boas correlações com as pistas de teste avaliadas no NCAT (*National Center for Asphalt Technology*), segundo Yin *et al.* (2020).

Apesar dos bons resultados e correlações reportados em muitas pesquisas anteriores, a utilização do MSCR para a seleção de ligantes asfálticos quanto à sua resistência à deformação permanente não deve ser vista como a única opção em termos laboratoriais. Isto ocorre porque os agregados também influenciam o comportamento mecânico da mistura asfáltica e, conseqüentemente, o seu desempenho em campo (BASTOS, 2016). Em linhas gerais, os ligantes asfálticos modificados apresentam desempenho superior à deformação permanente em relação aos materiais correspondentes sem modificação, cabendo ainda ressaltar as influências dos agregados, da curva granulométrica e dos teores de CAP nestas avaliações (BASTOS, 2016; BOEIRA, 2018; DOMINGOS *et al.*, 2017; FACCIN, 2018; FONTES, 2009; HUSSAN *et al.*, 2020; LOUREIRO, 2003; PIRES, 2020; RUSHING e GARG, 2017).

2.5. Pesquisas recentes sobre os desempenhos de ligantes e misturas asfálticas com SBS e HiMA à deformação permanente

Domingos *et al.* (2017) destacam que a modificação de ligantes asfálticos por polímeros resulta em desempenho superior à deformação permanente nos ensaios de MSCR e fluência repetida (*flow number*). Ainda neste sentido, uma pesquisa realizada por Faccin (2018) apresenta claramente um ganho de desempenho da mistura asfáltica à deformação permanente após a modificação do CAP de referência com SBS, em comparação ao material sem modificadores e considerando o ensaio de *flow number* e análises em pavimentos de campo. Isto se torna ainda mais relevante quando tais pavimentos são sujeitos a tráfego extremamente pesado, para os quais apenas misturas asfálticas com modificadores seriam consideradas adequadas (BASTOS *et al.*, 2017b; FACCIN, 2018).

Outras pesquisas como Bastos (2016), Barros *et al.* (2022) e Pires (2020) confirmaram o melhor comportamento à deformação permanente dos ligantes asfálticos modificados com SBS em relação aos puros e de referência, tanto na escala do CAP (MSCR) quanto da mistura asfáltica (*flow number* e/ou ATR em campo). Barros *et al.* (2022) também ressaltaram um desempenho superior do HiMA em relação aos outros materiais estudados na pesquisa. Por outro lado, os ensaios de HTWD realizados por Pires (2020) não se mostraram conclusivos em termos do ganho de desempenho após a modificação dos ligantes asfálticos. Isto pode ser explicado pelas influências dos agregados, da curva granulométrica e do teor de na resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Em termos da investigação conduzida por Yin *et al.* (2020), um melhor desempenho à deformação permanente – sobretudo no caso do HiMA – foi observado após o uso de modificadores no CAP, considerando os ensaios de HWTD e as pistas de teste do NCAT. Conclusões similares foram constatadas nos experimentos com o HWTD feitos por Lv *et al.* (2018) em misturas asfálticas preparadas com o CAP puro e o modificado por SBS. Igualmente, Almeida Jr. *et al.* (2018) notaram um melhor desempenho do CAP modificado com SBS em relação ao puro, mesmo após modificações na curva granulométrica (metodologias de dosagem por tentativa e erro e Bailey) e no teor de CAP após ensaios uniaxiais de carga repetida. Ainda, a presença do HiMA nas misturas ressaltou ainda mais este desempenho superior, minimizando assim os efeitos da granulometria e do teor de CAP nos resultados finais.

O trabalho conduzido por Reis *et al.* (2016) comprovou também a superioridade do desempenho de ligantes asfálticos modificados por SBS (classificação 60/85) e do tipo HiMA em relação aos materiais puros de referência CAP 30/45 e CAP 50/70. Neste estudo, foram utilizados ensaios de deformação permanente no HTWD e as misturas asfálticas continham o mesmo tipo de agregado e a mesma curva granulométrica. Cabe enfatizar os resultados ainda mais promissores do HiMA em relação aos demais, a saber: quase 7 vezes acima do resultado do CAP 50/70, mais de 4 vezes o resultado do CAP 30/45 e quase 2 vezes superior ao da formulação com SBS e classificada como 60/85.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo discorre sobre o delineamento experimental da pesquisa, mostrando informações importantes sobre as caracterizações dos agregados e dos ligantes asfálticos. Também são mostrados os ensaios de deformação permanente nas escalas do CAP e da mistura asfáltica, bem como as ferramentas para avaliação dos dados brutos e o coeficiente de determinação (R^2) em cada comparação dos resultados do ligante asfáltico e da mistura.

3.1. Etapas da pesquisa e locais de realização dos experimentos

Em síntese, as etapas da pesquisa podem ser resumidas da seguinte maneira: (a) escolha dos agregados e respectiva coleta, desde que atendam aos requisitos de forma, resistência à abrasão e forma; (b) coleta dos ligantes asfálticos nacionais e importados da Rússia e da Colômbia; (c) caracterização inicial dos ligantes asfálticos e dos agregados para fins de dosagem; (d) composição granulométrica segundo a especificação de serviço do DNIT (2006); (e) dosagens SUPERPAVE para escolha do teor de projeto de CAP em cada tipo de mistura asfáltica; (f) moldagem dos Corpos de Prova (CPs) e realização de ensaios mecânicos; e (g) caracterização reológica dos ligantes asfálticos.

As caracterizações dos agregados e dos ligantes asfálticos foram feitos nas dependências da empresa E-VIAS Tecnologia em Infraestrutura Viária, sediada em Curitiba/PR. Por sua vez, as caracterizações reológicas ocorreram nos laboratórios da empresa CBB Asfaltos (Curitiba/PR), exceto no caso da caracterização PG das formulações em temperaturas baixas – estes conduzidos no Departamento de Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (STT-EESC/USP). Quanto aos ensaios mecânicos nas misturas asfálticas, estes foram feitos na E-VIAS e no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria (LMCC-UFSM). Mais especificamente, os ensaios de *flow number* ocorreram no LMCC-UFSM e o ensaio HWTD foi conduzido na E-VIAS.

3.2. Seleção e caracterização dos materiais

Para fins de aproximação com a realidade das obras de pavimentação na região Sul do Brasil, foram considerados materiais comercialmente disponíveis na mesma região e que, portanto, poderiam ser empregados em obras de pavimentação de rodovias e vias urbanas. No caso dos agregados, foram obtidas três frações da pedreira Brasil Mineração (Colombo/PR) – pó de pedra, pedrisco (brita 3/8") e brita 3/4". Tanto as caracterizações iniciais quanto as curvas granulométricas de cada uma destas frações podem ser consultadas em detalhe no trabalho de Raffler (2023).

Quanto aos ligantes asfálticos, estes foram provenientes de três países diferentes (Brasil, Rússia e Colômbia) e em um total de cinco formulações. Destas, duas são convencionais – ou sem modificação – e três são modificadas por SBS. A decisão pelo uso do SBS deve-se à grande aplicação do modificador em obras de pavimentação no Brasil. Alguns detalhes sobre cada uma das formulações podem ser consultados conforme segue abaixo, sendo que mais informações sobre as formulações em questão – por exemplo, viscosidade rotacional, perda de massa, ponto de fulgor, recuperação elástica e ductilidade – são descritas por Raffler (2023):

- CAP 50/70, proveniente da refinaria REPAR (Araucária/PR) e com uma penetração a 25°C igual a 55 dmm (penetração retida de 58%) e ponto de amolecimento igual a 50°C na condição virgem;
- AMP 60/85, correspondente ao CAP 50/70 BR modificado com o copolímero SBS e contendo uma penetração a 25°C igual a 53 dmm (penetração retida de 61%) e ponto de amolecimento igual a 68°C antes do envelhecimento a curto prazo no ensaio da estufa de filme fino rotativo (ABNT, 2009);
- AMP HiMA, correspondente ao CAP 50/70 BR altamente modificado por SBS e que contém uma penetração a 25°C igual a 45 dmm (penetração retida de 64%) e ponto de amolecimento igual a 85,5°C antes do RTFOT (ABNT, 2009);
- CAP 60/70, oriundo da Colômbia e caracterizado por um ligante asfáltico puro com penetração a 25°C igual a 60 dmm (penetração retida igual a 50%) e ponto de amolecimento igual a 52°C na condição virgem; e
- AMP 65/90, proveniente da Rússia e sendo descrito como um CAP modificado por SBS e possuindo uma penetração a 25°C igual a 62 dmm (penetração retida igual a 72%) e ponto de amolecimento de 67°C antes do RTFOT (ABNT, 2009).

3.2.1. Curva granulométrica das misturas asfálticas

Optou-se por misturas asfálticas classificadas como densas e que se enquadram na faixa “C” do DNIT (2006), tendo em vista que tal granulometria é muito comum em obras de pavimentação no País. Somente o tipo e o teor de CAP foram alterados de uma mistura asfáltica para outra, de modo a isolar o efeito do CAP nas respostas dos Corpos de Prova (CPs) à deformação permanente. O volume de vazios foi fixado em 4% para todas as misturas asfálticas. É importante lembrar que outros pesquisadores como Domingos *et al.* (2017) e Onofre *et al.* (2013) seguiram este mesmo procedimento em seus trabalhos sobre deformação permanente em ligantes e misturas asfálticas.

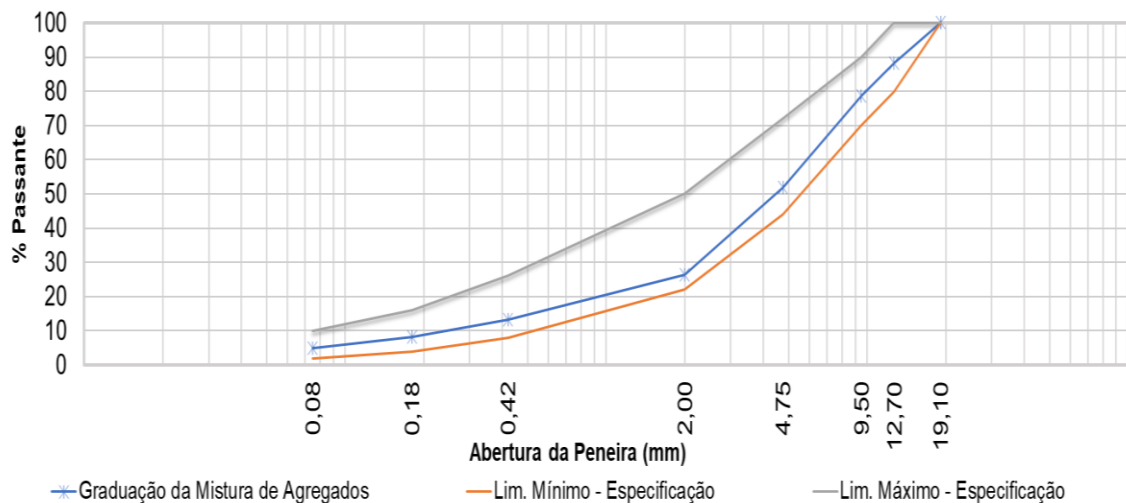
A Tabela 3 mostra os percentuais de cada fração granulométrica na mistura final, sendo que 20% desta composição correspondem à Brita 3/4”, outros 35% correspondem à Brita 3/8” (diâmetro 9,5 mm) ou pedrisco e os 45% restantes correspondem ao pó de pedra. A Figura 11 mostra esta curva no padrão típico de representação, ou seja, diâmetros das peneiras no eixo das abscissas e com escala logarítmica e porcentagens passantes no eixo das ordenadas e com escala linear. Nota-se que todos os limites mínimos e máximos estabelecidos pelo DNIT (2006) foram atendidos. Cabe destacar que, apesar de haver métodos mais racionais de definição de composição granulométrica, a metodologia empírica ainda é a mais utilizada e representativa das misturas asfálticas utilizadas em campo no Brasil.

Tabela 3 – Composição granulométrica dos agregados nas misturas asfálticas

peneira	diâmetro (mm)	porcentagens passantes (%)		
		mistura final	limite mínimo	limite máximo
		(100%)	(DNIT, 2006)	(DNIT, 2006)
3/4"	19,10	100	93	100
1/2"	12,70	88,2	73	100
3/8"	9,50	78,2	63	97
#4	4,75	51,8	39	77
#10	2,00	26,3	17	55
#40	0,42	13,1	3	31
#80	0,18	8,2	1	19
#200	0,075	4,9	0	12

Fonte: Adaptado de Raffler (2023)

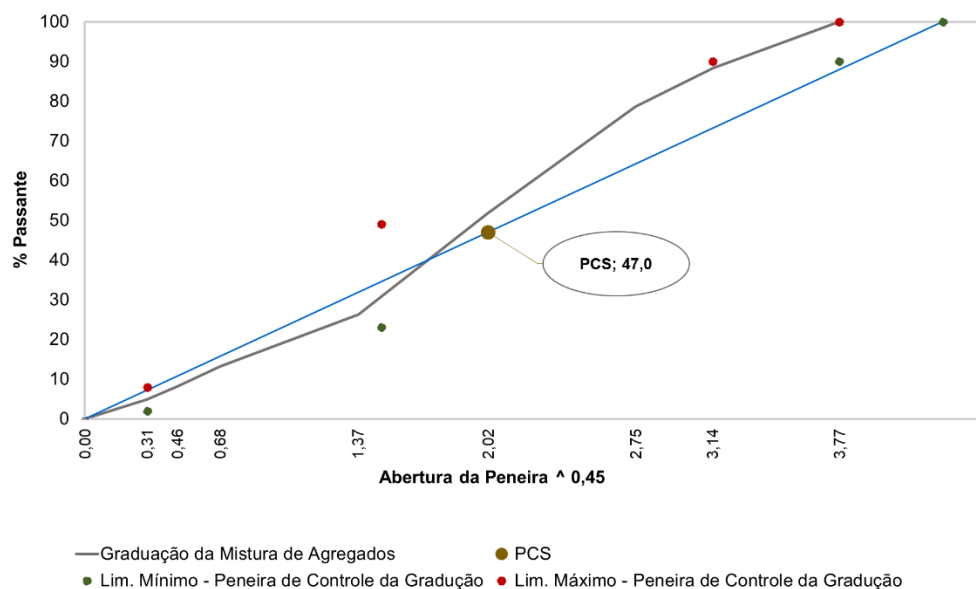
Figura 11 – Curva granulométrica final das misturas asfálticas



Fonte: Adaptado de Raffler (2023)

Em relação aos requisitos da especificação SUPERPAVE estabelecidos pela AASHTO M 323 (AASHTO, 2017a), conclui-se da Figura 12 que a mistura estudada na pesquisa possui um Tamanho Máximo Nominal (TMN) igual a 19 mm e possui granulometria fina. Misturas deste tipo são mais suscetíveis à deformação permanente, porém o seu uso nesta pesquisa é importante para reduzir o efeito da composição granulométrica nos resultados finais, além de tornar mais perceptível a atuação dos ligantes asfálticos na resistência a tal mecanismo de ruptura (SILVA *et al.*, 2015; FERREIRA *et al.*, 2015).

Figura 12 – Enquadramento da curva granulométrica segundo a AASHTO (2017a) e posicionamento em relação à Peneira de Controle Primário (PCS)



Fonte: Adaptado de Raffler (2023)

A designação dos CPs observou a nomenclatura CAZZWW, em que a abreviação “CA” refere-se a Concreto Asfáltico, ZZ indica a classificação da formulação segundo os critérios de penetração ou resposta elástica – ou ainda uma alta modificação por polímero no caso do HiMA – e WW indica o país de origem do material (BR para Brasil, CO para Colômbia e RU para Rússia). Por exemplo, a nomenclatura CA65/90RU indica a mistura asfáltica preparada com o CAP de origem russa e de classificação por resposta elástica igual a 65/90.

3.2.2. Procedimentos de dosagem das misturas asfálticas

Todos os procedimentos de dosagem dos CPs ocorreram nas dependências da E-VIAS. Estes CPs foram moldados em um CGS marca PINE, modelo G2. Os preparos foram feitos em consonância aos protocolos da norma brasileira DNIT 178/2018-PRO (DNIT, 2018a). Em linhas gerais, foram adotados os valores de 600 kPa para a pressão de compactação, 1,25° para o ângulo de rotação externo e 30 rpm para a velocidade de rotação. Ainda com relação à norma do DNIT (2018a), a literatura indica que a estrutura do esqueleto pétreo formada pela compactação no CGS tem maior similaridade com o procedimento de campo. Portanto, o CGS deve ter preferência tanto na dosagem quanto na preparação de CPs para os ensaios mecânicos (NASCIMENTO *et al.*, 2006). A Tabela 4 resume as condições de preparo das misturas asfálticas em laboratório.

Tabela 4 – Variáveis de processamento das misturas asfálticas

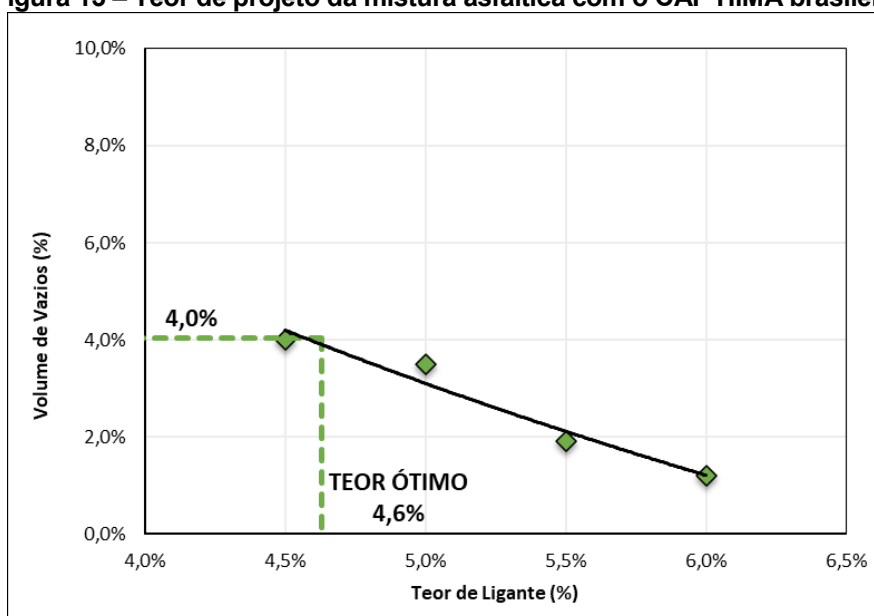
propriedade	unidade	referência	parâmetros de dosagem por tipo de CAP				
		(AASHTO, 2017a)	CA60/70 CO	CA65/90 RU	CA50/70 BR	CA60/85 BR	CAHiMA BR
teor de CAP	%	-	5,1	4,7	4,7	5,0	4,6
volume de vazios	%	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
vazios do agregado mineral	%	mínimo 13	15,6	14,8	14,1	14,3	14,5
vazios cheios de CAP	%	65 a 75	75,5	74	72,5	75	73,2
relação filler/CAP	-	0,6 a 1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1
processo de mistura ou usinagem							
faixa de viscosidade	cP	75 - 95	125 - 152	75 - 95	125 - 152	125 - 152	125 - 152
faixa de temperatura	°C	150 - 157	171 - 177	151 - 158	161 - 166	173 - 178	
processo de compactação							
faixa de viscosidade	cP	105 - 125	249 - 305	105 - 125	249 - 305	249 - 305	249 - 305
faixa de temperatura	°C	143 - 148	153 - 158	143 - 148	142 - 148	156 - 160	

Fonte: Adaptado de Raffler (2023)

O CAP e os agregados foram misturados em um equipamento da marca Troxler. Após esta mistura, os materiais foram condicionados em estufa na temperatura de compactação e com uma variação máxima de 3°C, em atendimento aos requisitos do DNIT (2018a). As dimensões dos CPs foram estabelecidas em 115 mm de altura e 150 mm de diâmetro. Para atendimento a um nível de tráfego do tipo pesado (DNIT, 2018a), o número de giros de projeto ($N_{projeto}$) foi fixado em 100 para todas as formulações selecionadas na pesquisa. A norma norte-americana AASHTO R 35 (AASHTO, 2017b) correlaciona $N_{projeto} = 100$ a um valor entre 3 e 30 milhões de ESALs. É importante enfatizar que os critérios de controle listados na Tabela 4 e fornecidos pela AASHTO (2017a) já correspondem a tal nível de tráfego na rodovia.

Para fins de obtenção de um volume de vazios V_v correspondente a 4% após 100 giros no CGS, foram moldadas duas amostras por teor de CAP e considerando intervalos de 0,5% entre um teor e outro (mínimo de 4% e máximo de 5,5%). Este volume de vazios foi então determinado segundo a AASHTO (2017b) e as densidades aparentes e máximas medidas de cada CP, estas calculadas segundo normas nacionais (DNIT, 2020c, 2022a). Desta forma, foi possível plotar os dados de volume de vazios no eixo das ordenadas pelo teor de CAP no eixo das abscissas. Conforme exemplificado na Figura 13, o teor de projeto é aquele no qual o volume de vazios é exatamente igual a 4%. Estas mesmas etapas foram observadas para todos os outros ligantes asfálticos considerados no estudo.

Figura 13 – Teor de projeto da mistura asfáltica com o CAP HiMA brasileiro



Fonte: Autoria Própria (2023)

Na sequência, procedeu-se à checagem dos outros parâmetros de controle definidos pela AASHTO R 35 (AASHTO, 2017b). Neste sentido, foram realizados novos ensaios de densidade máxima medida e compactados dois CPs adicionais com o referido teor de projeto, para cada tipo de CAP. Os resultados apresentados anteriormente na Tabela 4 referem-se justamente aos dados obtidos neste protocolo adicional de checagem.

3.3. Protocolos dos ensaios com ligantes e misturas asfálticas

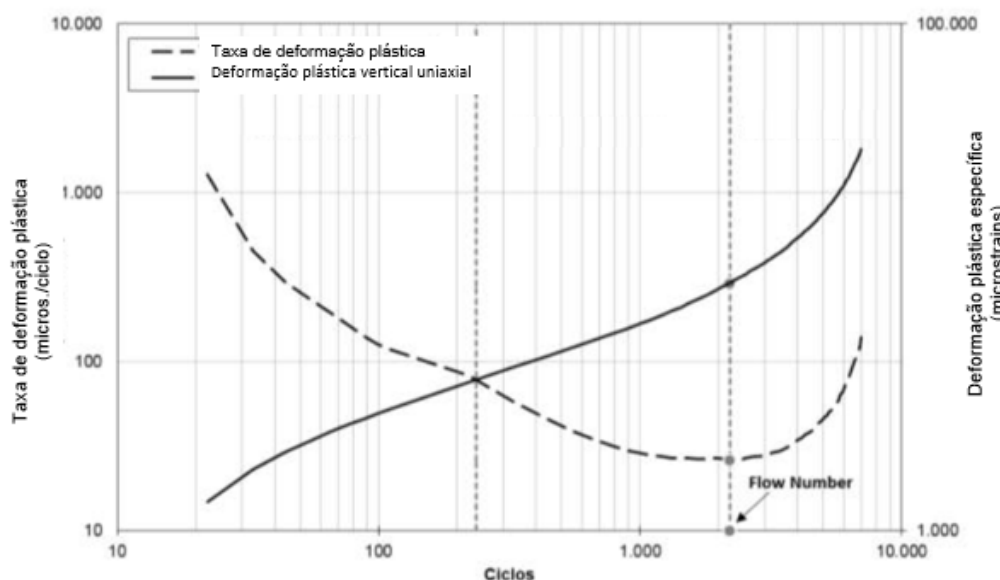
3.3.1. Ensaios com as misturas asfálticas

Uma das possibilidades de avaliação da resistência das misturas asfálticas à deformação permanente foi considerada através do ensaio uniaxial de carga repetida, também chamado de *flow number* (FN). Tal ensaio é padronizado no Brasil segundo a norma DNIT 184/2018-ME (DNIT, 2018b). O referido ensaio ocorreu em uma prensa da marca IPC Global e modelo UTM-25, situada no LMCC-UFSM. O resultado principal consiste no número de repetições de carga em que se tem início a deformação por cisalhamento, considerando uma deformação constante no CP. O valor deste número corresponde ao parâmetro F_N . Pode-se dizer tecnicamente que F_N é o ponto onde a deformação permanente acumulada em uma mistura asfáltica passa a aumentar de maneira rápida, indicando o colapso da amostra.

As cargas utilizadas no ensaio de FN possuem um tempo total de 1,0 s e são subdivididas em 0,1 s de carregamento (tensão de 204 kPa) e 0,9 s de repouso. Desta maneira, a frequência de ensaio é igual a 1,0 Hz ou 60 ciclos/min. A deformação permanente uniaxial acumulada é determinada por sensores fixados diretamente no CP, o qual é posicionado no interior de uma câmara climática à temperatura controlada de 60°C. As dimensões dos corpos de prova são iguais a 150,0 ± 2,5 mm para a altura e 102,0 ± 2,0 mm para o diâmetro, sendo o volume de vazios igual a 7%. Após a moldagem, cada CP foi armazenado por um período mínimo de 16 h e um máximo de 15 dias. Os ensaios foram feitos em triplicata (três réplicas por formulação), sendo que os valores finais de F_N correspondem à média aritmética simples dos resultados individuais.

De uma forma resumida, cada CP foi posicionado em uma câmara à temperatura de $60,0 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por um período mínimo de três horas. O carregamento foi feito em duas etapas: pré-carregamento e carregamento cíclico. No pré-carregamento, foi aplicada uma carga de compressão igual a $10,2 \pm 0,5$ kPa e durante 60 s. Após o pré-carregamento, foi aplicada a carga cíclica de compressão até a ruptura do CP ou quando 7.200 ciclos foram atingidos no ensaio. A Figura 14 esquematiza a localização do parâmetro F_N e as curvas típicas do ensaio uniaxial de carga repetida, a saber: taxa de deformação acumulada e deformação permanente acumulada, ambas pelo número de ciclos.

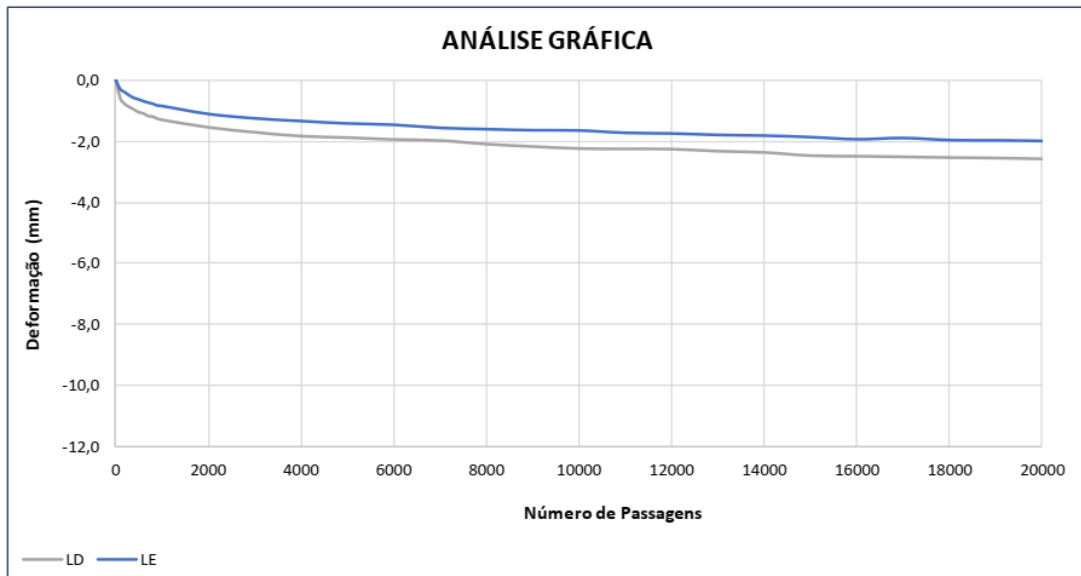
Figura 14 – Curvas típicas do ensaio uniaxial de carga repetida (*flow number*)



Fonte: DNIT (2018b)

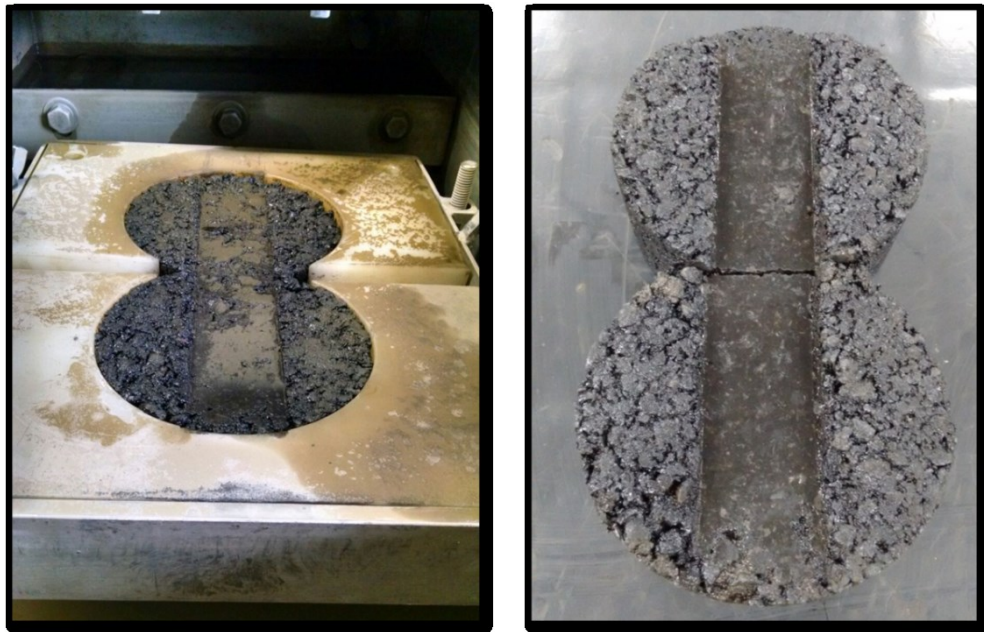
Além do FN, também foram monitoradas as resistências de cada mistura asfáltica à deformação permanente no simulador de tráfego Hamburgo, em atendimento aos requisitos da norma AASHTO T 324 (AASHTO, 2017c). Os corpos de prova foram moldados em formato cilíndrico – 150 mm de diâmetro e 60 mm de altura – e compactados a um volume de vazios de 7% no CGS. As amostras foram condicionadas a 50°C no equipamento e submetidas à passagem de 10.000 ciclos de uma roda metálica com carga de 705 N. As deformações foram lidas com o auxílio de LVDTs, capazes de registrar 11 leituras ao longo de cada amostra. O resultado consiste na deformação média destes mesmos 11 pontos de leitura, tendo sido preparadas duas réplicas por formulação. Uma curva típica deste ensaio pode ser visualizada na Figura 15, ao passo que a Figura 16 exemplifica dois corpos de prova após o ensaio.

Figura 15 – Curva típica coletada no simulador de tráfego Hamburgo e respectivas leituras nas amostras dos lados direito (LD) e esquerdo (LE)



Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 16 – Exemplo de duas amostras após passagem no simulador de tráfego Hamburgo



Fonte: Autoria Própria (2023)

3.3.2. Caracterizações reológicas e envelhecimento dos ligantes asfálticos puros e modificados com polímeros

Os ensaios reológicos nos ligantes asfálticos foram feitos em um equipamento DSR da marca Anton Paar, modelo SmartPave 102. Foram inicialmente conduzidos ensaios para obtenção das temperaturas altas da classificação PG dos materiais, em

conformidade com a AASHTO T 315 (AASHTO, 2020). Em síntese, tais ensaios correspondem à aplicação de tensões de cisalhamento em regime oscilatório e em amostras de 25 mm de diâmetro por 1,0 mm de espessura. As temperaturas são igualmente espaçadas de 6°C entre uma e outra, porém sempre maiores que 46°C. O experimento é interrompido quando o parâmetro $G^*/\sin\delta$ atinge os valores mínimos de 1,0 kPa na condição virgem e 2,2 kPa na condição envelhecida a curto prazo (ABNT, 2009). Tais requisitos de classificação são preconizados pela norma AASHTO M 320 (AASHTO, 2021a). É importante ressaltar que, no caso da classificação do CAP segundo a AASHTO M 332 (AASHTO, 2021b), apenas a condição virgem do material é utilizada para fins de definição da temperatura alta do PG.

O MSCR foi feito em conformidade com a norma DNIT 423/2020-ME (DNIT, 2020a), sendo o nível de tráfego apropriado ao CAP e os requisitos de sensibilidade à tensão verificados conforme os protocolos da AASHTO M 332 (AASHTO, 2021b). Todos estes ensaios foram conduzidos em amostras envelhecidas em uma estufa rotativa situada na empresa E-VIAS e conforme ABNT (2009). Em suma, o MSCR consiste na aplicação de 20 pulsos de carga a 100 Pa – tempos de 1,0 s para o carregamento e 9,0 s para o repouso – seguidos de outros 10 pulsos a 3.200 Pa, cada um com os mesmos tempos de carregamento e repouso. Além das compliâncias não-recuperáveis a 100 Pa ($J_{nr0,1}$) e a 3.200 Pa ($J_{nr3,2}$), também foram obtidos os respectivos percentuais de recuperação a 100 Pa ($R_{0,1}$) e a 3.200 Pa ($R_{3,2}$). Ressalvadas as exceções estipuladas pela AASHTO M 332 (AASHTO, 2021b), o valor de $J_{nr,diff}$ deve ser no máximo 75% para que o material não seja classificado como sensível às variações de tensão em campo.

As temperaturas selecionadas nos ensaios MSCR foram inicialmente crescentes, destacando-se a temperatura de 64°C e o valor determinado como a temperatura alta do PG do CAP. A temperatura de 64°C representa não apenas as condições climáticas tipicamente encontradas na maior parte do Brasil, mas também estão próximas dos valores de 60°C e 50°C adotados nos ensaios de *flow number* e Hamburgo, respectivamente. Para fins de comparação com outros parâmetros dos ligantes asfálticos, foram escolhidos os resultados do MSCR na temperatura do PG de cada ligante asfáltico e na menor temperatura do PG identificada nos materiais, que coincidem com o valor de 64°C mencionado anteriormente (PIRES *et al.*, 2020; FACCIN *et al.*, 2021). Diversos pesquisadores nacionais e internacionais seguiram esta mesma linha de raciocínio em seus estudos com o MSCR (DuBOIS *et al.*, 2014;

DOMINGOS *et al.*, 2017; KLINSKY *et al.*, 2020; LAUKANNEN *et al.*, 2015; ONOFRE *et al.*, 2013; SABOO e KUMAR, 2016; WALUBITA *et al.*, 2022).

Após o envelhecimento no RTFOT, foi feito o envelhecimento a longo prazo em estufa de vaso pressurizado (*Pressurized Aging Vessel* – PAV) de acordo com a norma ASTM D6521 (ASTM, 2019). Este tipo de envelhecimento tem por função principal a simulação dos efeitos do clima ao longo da vida útil do pavimento asfáltico em campo, inicialmente estabelecido como 10 anos na literatura (BERNUCCI *et al.*, 2022; KENNEDY *et al.*, 1994). O protocolo resumido do PAV consiste na disposição de amostras de CAP em bandejas circulares a 100°C e na aplicação de uma pressão de 2,1 MPa por 20 h. Ao final, os materiais são inseridos em uma estufa a vácuo para remoção de bolhas de ar formadas pela pressurização.

As amostras envelhecidas no PAV foram então ensaiadas no reômetro de viga à flexão (*Bending Beam Rheometer* – BBR) para definição das suas temperaturas baixas da classificação SUPERPAVE. O protocolo adotado no ensaio é definido pela norma ASTM D6648 (ASTM, 2016). Foram moldadas amostras de CAP em vigas com dimensões (6,35 x 12,7 x 127) mm e submetidas a uma carga constante de 980 mN. As temperaturas foram iguais a -6, -12, -18, -24 e -30°C. As respostas do material em cada uma destas temperaturas foram monitoradas nos tempos de 8, 15, 30, 60, 120 e 240 s, e tais respostas foram avaliadas em termos da rigidez estática e do módulo de relaxação. Segundo a AASHTO M 320 (AASHTO, 2021a), o valor máximo da rigidez deve ser 300 MPa e o valor mínimo da taxa de relaxação deve ser 0,30 após 60 s de ensaio na temperatura mínima do PG.

As curvas-mestre dos ligantes asfálticos foram obtidas em ensaios de regime oscilatório de cisalhamento no DSR, em consonância com os requisitos da norma ASTM D7175 (ASTM, 2015). É possível extrair destes ensaios os valores de G^* e δ para diferentes temperaturas e frequências de carregamento. Posteriormente, as curvas são unificadas em uma só (geralmente à temperatura de referência de 25°C) e segundo o princípio da superposição tempo-temperatura (BAHIA e ANDERSON, 1995; KENNEDY *et al.*, 1994). Para garantir que o CAP esteja sempre na faixa de viscoelasticidade linear, inicialmente foram realizados ensaios de varredura de deformação para obtenção dos valores máximos permitidos no ensaio.

Destaca-se o fato de que apenas a condição envelhecida a curto prazo foi considerada neste tipo de ensaio, tendo em vista que tal condição é mais representativa do fenômeno de deformação permanente no pavimento. As

frequências de carregamento oscilatório utilizadas nos ensaios de varredura de frequência oscilaram entre 0,1 e 30 Hz, considerando aumentos logarítmicos crescentes e temperaturas de 5, 15, 25, 35, 45, 55 e 65°C. Tanto G^* quanto δ foram determinados automaticamente pelo *software* do DSR.

3.4. Correlações entre os resultados dos ligantes e das misturas asfálticas e respectivas equações de regressão

A busca por correlações entre os resultados do CAP e da mistura asfáltica quanto à deformação permanente tem sido uma constante na literatura há mais de 20 anos (BAHIA *et al.*, 2001; D'ANGELO *et al.*, 2007; DELGADILLO *et al.*, 2006a; DOMINGOS e FAXINA, 2016; DOMINGOS *et al.*, 2017; DuBOIS *et al.*, 2014; GOLALIPOUR *et al.*, 2017; KLINSKY *et al.*, 2020; LAUKKANEN *et al.*, 2015; MASAD *et al.*, 2009; ONOFRE *et al.*, 2013; SABOO e KUMAR, 2016; STEMPIHAR *et al.*, 2018), porém ainda persiste até os dias atuais (DOMINGOS e FAXINA, 2021; ISHAQ *et al.*, 2022; WALUBITA *et al.*, 2022). Conclui-se, portanto, que o assunto em questão ainda demanda novas contribuições quanto aos tipos de materiais empregados e às condições de ensaio adotadas.

Em termos do presente estudo, este vem contribuir com a literatura quanto ao fornecimento de novos dados e correlações entre os dados do CAP e da mistura, sobretudo no que concerne ao uso de formulações e procedimentos de dosagem comercialmente adotadas em obras de pavimentação na região Sul do Brasil. No caso dos ligantes asfálticos, os parâmetros $G^*/\text{sen}\delta$, $J_{nr,3,2}$ e $J_{nr,diff}$ têm sido tipicamente escolhidos para fins de correlação com as misturas asfálticas. Além destes, outros como o parâmetro de Shenoy (2004) na Equação (3), o parâmetro combinado elástico-plástico $CEP_{3,2}$ e a declividade percentual entre compliâncias $J_{nr,slope}$ também têm sido investigados na literatura recente (RADHAKRISHNAN *et al.*, 2018; ROY-CHOWDHURY *et al.*, 2021; STEMPIHAR *et al.*, 2018). As Equações (4) e (5) a seguir detalham os processos de cálculo para $CEP_{3,2}$ e $J_{nr,slope}$, respectivamente.

$$\frac{G^*}{1 - \left(1/\tan\delta \times \text{sen}\delta\right)} \quad (3)$$

$$CEP_{3,2} = \frac{G^*/\sin\delta}{Jnr_{3,2}} \quad (4)$$

$$Jnr_{slope}(\%) = 100 \times \left(\frac{Jnr_{3,2} - Jnr_{0,1}}{3,1} \right) \quad (5)$$

No que se refere aos resultados das misturas asfálticas, foram escolhidos os valores do *flow number* (F_N) e da deformação permanente acumulada no simulador de tráfego Hamburgo (γ_{ac}). Uma vez que os ensaios de FN foram conduzidos a 60°C e o HWTD foi feito a 50°C, foram consideradas as temperaturas de 64°C e superior do PG de cada ligante asfáltico para fins de cálculo de todos os parâmetros de deformação permanente do CAP. Uma vez que as correlações lineares são as mais comuns na literatura científica sobre o MSCR conforme revisão bibliográfica feita por Domingos e Faxina (2021), tais correlações foram buscadas nesta pesquisa. Também foram avaliados os ordenamentos decrescentes dos ligantes e misturas asfálticas quanto às suas resistências à deformação permanente, buscando similaridades e diferenças entre os mesmos ordenamentos.

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O presente capítulo mostra e discute os resultados e correlações dos ensaios realizados na pesquisa. Os resultados experimentais contemplam as características dos ligantes asfálticos e suas propriedades reológicas, ao passo que as propriedades mecânicas das misturas asfálticas são mostradas em termos dos ensaios de *flow number* e simulador de tráfego Hamburgo. Ao final, são fornecidos e discutidos os ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas e as respectivas regressões lineares.

4.1. Caracterização inicial dos ligantes asfálticos no SUPERPAVE

Os resultados das classificações PG dos ligantes asfálticos em temperaturas altas são apresentados resumidamente na Tabela 5, juntamente com os cálculos do parâmetro original do SUPERPAVE $G^*/\sin\delta$. Nota-se claramente o desempenho superior dos ligantes asfálticos modificados em relação aos puros, tanto no que se refere à classificação SUPERPAVE em si quanto aos valores de $G^*/\sin\delta$. Isto se aplica principalmente ao AMP HiMA, cuja classificação foi a mais elevada nos critérios do SUPERPAVE (PG 82-22) e $G^*/\sin\delta$ superou os 10 kPa a 64°C e após o RTFOT.

Tabela 5 – Classificações PG dos ligantes asfálticos segundo o SUPERPAVE

temp. (°C)	parâmetros	Colômbia CAP 60/70	Rússia AMP 65/90	REPAR CAP 50/70	REPAR AMP 60/85	REPAR AMP HiMA
	classificação SUPERPAVE	64-22	76-28	64-22	70-22	82-22
	PG contínuo ou <i>true grade</i> (°C)	67,6	77,7	65,7	72,6	86,5
amostra virgem						
64	módulo complexo G^* (kPa)	1,57	3,68	1,22	2,16	4,33
	ângulo de fase δ (°)	86	69	89	75	64
	$G^*/\sin\delta$ (kPa)	1,58	3,93	1,22	2,24	4,81
temp. alta do PG	módulo complexo G^* (kPa)	-	1,15	-	1,20	1,03
	ângulo de fase δ (°)	-	79	-	74	59
	$G^*/\sin\delta$ (kPa)	-	1,18	-	1,25	1,21
amostra envelhecida no RTFOT (ABNT, 2009)						
64	módulo complexo G^* (kPa)	5,37	7,49	2,92	4,40	8,55
	ângulo de fase δ (°)	80	62	87	72	58
	$G^*/\sin\delta$ (kPa)	5,44	8,51	2,93	4,63	10,06
temp. alta do PG	módulo complexo G^* (kPa)	-	2,40	-	2,34	2,21
	ângulo de fase δ (°)	-	67	-	72	51
	$G^*/\sin\delta$ (kPa)	-	2,60	-	2,46	2,82

Fonte: Autoria Própria (2023)

Ainda no que se refere aos dados da Tabela 5, nota-se que a classificação PG em temperaturas baixas é a mesma para todos os materiais estudados, exceção feita ao ligante asfáltico modificado com SBS e de origem russa (AMP 65/90). Para este material, a temperatura mínima do PG é igual a -28°C ; para os outros ligantes asfálticos, o resultado é de -22°C . Com base nestas observações e no estudo de Wang *et al.* (2021), é possível dizer que o nível de melhoria na classificação PG do CAP em temperaturas baixas e após a modificação com SBS depende do petróleo de origem do material.

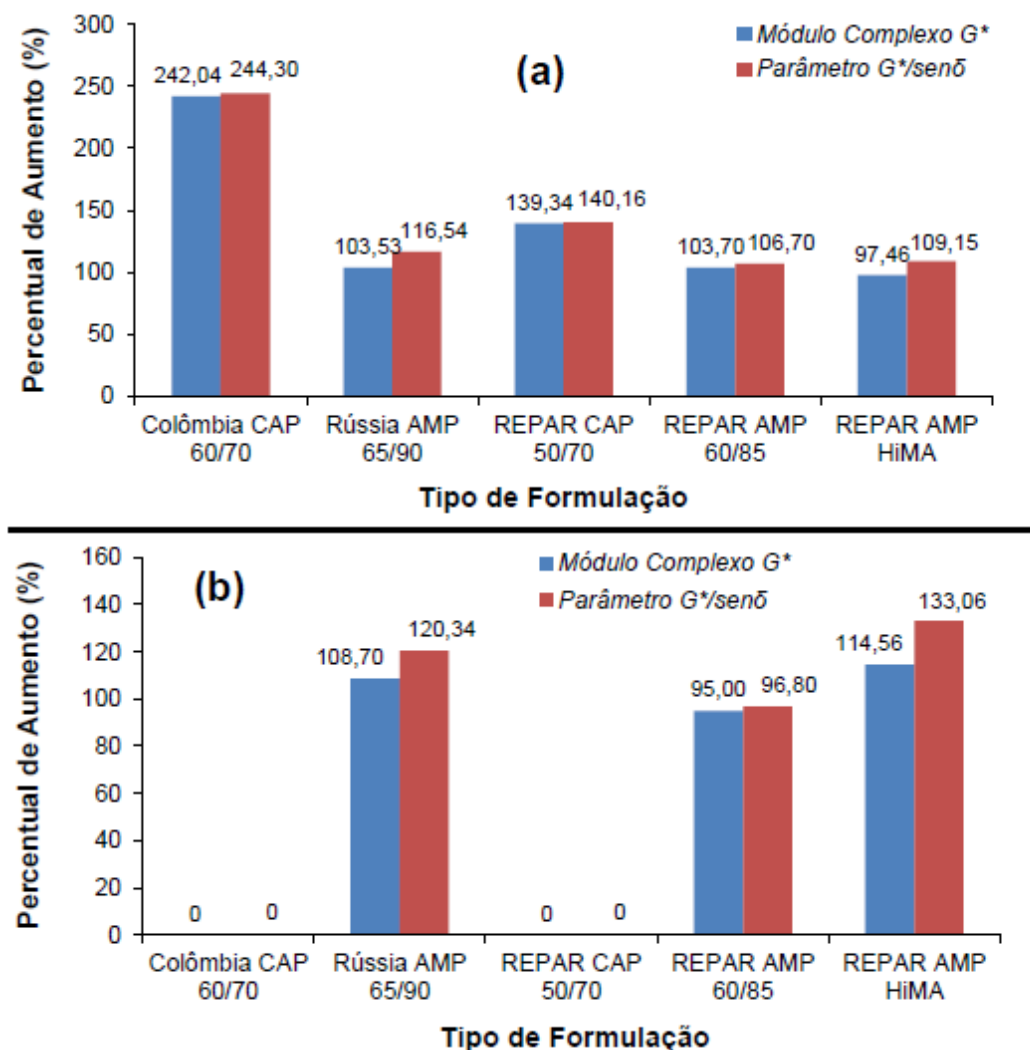
Em linhas gerais e tendo em vista os resultados do parâmetro $G^*/\sin\delta$, pode-se afirmar que o AMP HiMA é o ligante asfáltico mais resistente à deformação permanente após o RTFOT, seguido pelo CAP modificado e de origem russa (AMP 65/90), pelo CAP modificado e de origem brasileira (AMP 60/85), pelo CAP puro e de origem colombiana (CAP 60/70) e finalmente pelo CAP puro nacional (CAP 50/70). Interessante observar que o valor de $G^*/\sin\delta$ é quase duas vezes maior para o ligante asfáltico colombiano que o brasileiro após o RTFOT. Outros autores como Lill *et al.* (2020) reportaram constatações parecidas para os materiais em função do seu petróleo de origem, destacando inclusive que, em função da composição química do petróleo bruto, a temperatura alta da especificação SUPERPAVE pode ser diferente de um CAP puro para outro.

Os aumentos nos valores de G^* e $G^*/\sin\delta$ após o envelhecimento a curto prazo (RTFOT) são visíveis na Figura 17, tanto na temperatura de 64°C quanto na temperatura alta do PG – quando esta não for igual a 64°C . Em linhas gerais, nota-se claramente que grande parte do aumento do parâmetro $G^*/\sin\delta$ com o envelhecimento a curto prazo decorre do aumento do módulo complexo G^* . Em um primeiro momento, isto pode sinalizar que o CAP tem um crescimento proporcionalmente maior da rigidez que da sua resposta elástica após o envelhecimento. Outra questão importante pode estar vinculada à própria equação do parâmetro $G^*/\sin\delta$, na qual o impacto das variações de δ é muito pequeno em relação aos valores de G^* (SHENOY, 2004).

Interessante destacar que o CAP puro proveniente da Colômbia (60/70) registrou aumentos acima de 200% tanto para G^* quanto para $G^*/\sin\delta$. Isto pode indicar uma maior perda de voláteis deste material após o RTFOT, acarretando um crescimento proporcionalmente maior da sua rigidez em relação aos outros materiais. Já no caso dos outros ligantes asfálticos, estes aumentos oscilam de 103 a 141%

tanto para G^* quanto para $G^*/\sin\delta$. Em termos gerais, a modificação do CAP com o copolímero SBS diminui os percentuais de aumento de G^* e $G^*/\sin\delta$ com o envelhecimento, indicando assim uma menor suscetibilidade do material a este fenômeno conforme já reportado por outros autores (AIREY, 2003).

Figura 17 – Variações de G^* e $G^*/\sin\delta$ após o RTFOT e a 64°C (a) e na temperatura do PG (b)

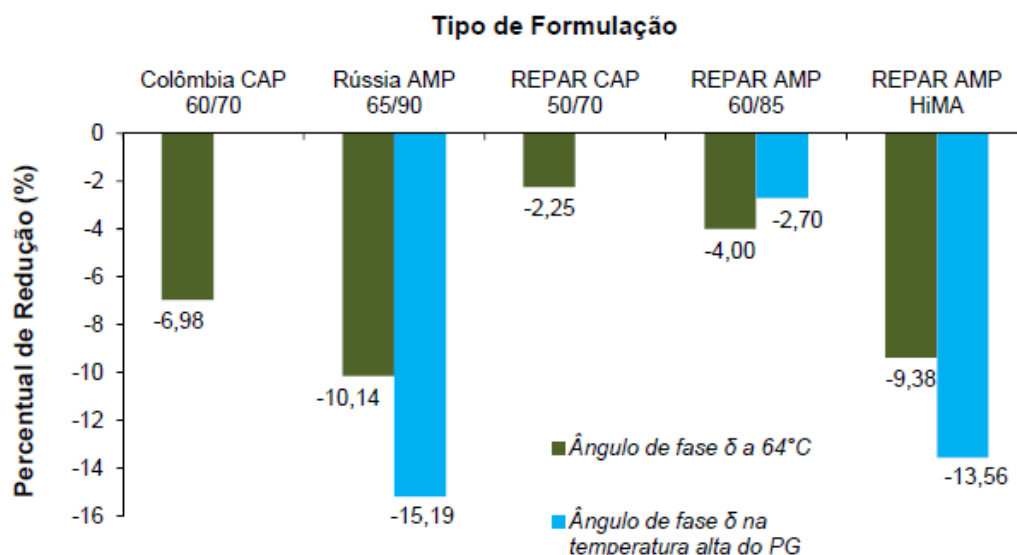


Fonte: Autoria Própria (2023)

A Figura 18 sintetiza as reduções nos ângulos de fase δ dos ligantes asfálticos depois do envelhecimento a curto prazo na estufa de filme fino rotativo. É visível que, em comparação aos percentuais citados na Figura 17, as diminuições de δ são muito menores (inferiores a 16% em todos os casos). Em uma análise geral, observa-se que os ligantes asfálticos puros da Colômbia (CAP 60/70) e do Brasil (CAP 50/70) tiveram reduções mais baixas de δ em comparação às formulações com SBS. Isto pode ser atribuído à maior resposta elástica dos ligantes asfálticos com SBS em relação aos

materiais que não possuem o copolímero em sua composição. Importante ressaltar que tanto o CAP 60/70 quanto o CAP 50/70 apresentam ângulos de fase de pelo menos 80° conforme Tabela 5, o que evidencia a baixa resposta elástica de ambos nas temperaturas escolhidas para os ensaios.

Figura 18 – Variações de δ após o RTFOT e nas temperaturas de 64°C e alta do PG



Fonte: Autoria Própria (2023)

4.2. Parâmetros do MSCR e classificações SUPERPAVE dos ligantes asfálticos

Conforme recomendações da literatura científica, o MSCR tornou-se o critério mais adequado até o presente momento para análise da deformação permanente em ligantes asfálticos (ANDERSON *et al.*, 2010; D'ANGELO, 2010; D'ANGELO *et al.*, 2007; DOMINGOS e FAXINA, 2016, 2021). Isto ocorreu devido às restrições do parâmetro $G^*/\sin\delta$ para o apontamento da real capacidade de resistência dos ligantes asfálticos modificados à deformação permanente (ANDERSON *et al.*, 2010; BAHIA *et al.*, 2001; DELGADILLO *et al.*; 2006a, 2006b). Neste sentido, foram sintetizados os valores das compliâncias não-recuperáveis dos ligantes asfálticos nos ensaios MSCR e nas temperaturas de 64, 70, 76 e 82°C , conforme Tabela 6 e considerações feitas por Stempihar *et al.* (2018) e Walubita *et al.* (2022). Também são fornecidas as diferenças percentuais entre as compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,diff}$) nas mesmas temperaturas de ensaio.

Tabela 6 – Compliâncias não-recuperáveis dos ligantes asfálticos nos ensaios MSCR

temp. (°C)	parâmetros	Colômbia CAP 60/70	Rússia AMP 65/90	REPAR CAP 50/70	REPAR AMP 60/85	REPAR AMP HiMA
	classificação PG	64-22	76-28	64-22	70-22	82-22
64	$J_{nr,0,1}$ (kPa ⁻¹) ^a	1,4300	0,3121	3,1900	0,3655	0,0137
	$J_{nr,3,2}$ (kPa ⁻¹) ^a	1,6786	0,5325	3,5473	0,6297	0,0414
	$J_{nr,diff}$ (%) ^b	17	71	11	72	202
	nível de tráfego ^c	H	V	S	V	E
70	$J_{nr,0,1}$ (kPa ⁻¹) ^a	3,5166	0,6059	7,1395	0,8322	0,0259
	$J_{nr,3,2}$ (kPa ⁻¹) ^a	4,2656	1,2084	7,6653	1,9318	0,0606
	$J_{nr,diff}$ (%) ^b	21	99	7	132	134
	nível de tráfego ^c	S	H	-	H	E
76	$J_{nr,0,1}$ (kPa ⁻¹) ^a	7,9301	1,5406	-	2,0437	0,0613
	$J_{nr,3,2}$ (kPa ⁻¹) ^a	9,2435	3,3697	-	4,9649	0,1535
	$J_{nr,diff}$ (%) ^b	17	119	-	143	150
	nível de tráfego ^c	-	S	-	-	E
82	$J_{nr,0,1}$ (kPa ⁻¹) ^a	-	3,3833	-	-	0,1662
	$J_{nr,3,2}$ (kPa ⁻¹) ^a	-	8,1285	-	-	0,9862
	$J_{nr,diff}$ (%) ^b	-	140	-	-	493
	nível de tráfego ^c	-	-	-	-	V

^a $J_{nr0,1}$ = compliância não-recuperável a 100 Pa; $J_{nr3,2}$ = compliância não-recuperável a 3.200 Pa.

^b $J_{nr,diff}$ = diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis a 100 e a 3.200 Pa.

^c níveis obtidos segundo a AASHTO (2021b).

Fonte: Autoria Própria (2023)

Os valores reportados na Tabela 6 sugerem que o HiMA é o material mais resistente à deformação permanente (menores valores de $J_{nr,3,2}$), não importando a temperatura utilizada no ensaio. Na sequência, a formulação de origem russa AMP 65/90 e a formulação brasileira AMP 60/85 aparecem como materiais mais resistentes a este tipo de deformação. Por sua vez, o ligante asfáltico proveniente da Colômbia possui uma resistência maior que o ligante asfáltico brasileiro proveniente da REPAR. Tal ordenamento (AMP HiMA > AMP 65/90 > AMP 60/85 > CAP 60/70 > CAP 50/70) não é alterado em qualquer uma das temperaturas selecionadas no MSCR.

Sendo as temperaturas de 64 e 70°C mais adequadas à realidade climática dos pavimentos brasileiros (FACCIN *et al.*, 2021), verifica-se que apenas os ligantes asfálticos com SBS em sua composição – AMP HiMA, AMP 65/90 e AMP 60/85 – seriam apropriados para vias com tráfego pesado, muito pesado ou extremamente pesado. O HiMA é o único material que mantém o nível extremamente pesado na temperatura de 70°C. Em termos práticos, qualquer uma destas formulações seria adequada para vias com ESALs de pelo menos 10^7 ao longo do horizonte de projeto

(vide Tabela 2) e temperaturas típicas de ocorrência nos pavimentos construídos no Brasil. Entretanto, nenhum dos ligantes asfálticos puros seria recomendado para tráfegos desta natureza a 70°C.

Interessante destacar que, apesar das vantagens intrínsecas à modificação do ligante asfáltico com SBS quanto à resistência à deformação permanente, o parâmetro $J_{nr,diff}$ tipicamente não apresentou resultados adequados (abaixo de 75%) para as formulações estudadas na pesquisa. Isto se torna ainda mais crítico a 70 e a 76°C, em que os resultados são de pelo menos 99% para as três formulações (HiMA, AMP 60/85 e AMP 65/90). Tais constatações sugerem possíveis falhas no uso de $J_{nr,diff}$ para fins de análise da suscetibilidade do CAP à deformação permanente, o que já foi previamente destacado por Stempihar *et al.* (2018) e na revisão de literatura feita por Domingos e Faxina (2021).

Os percentuais de recuperação dos ligantes asfálticos a 100 e a 3.200 Pa são disponibilizados na Tabela 7. O CAP 50/70 BR não possui recuperação a 3.200 Pa, mesmo na menor temperatura de ensaio (64°C). Apesar de pequenas melhorias em relação ao material puro brasileiro, o CAP 60/70 CO também não possui recuperação a 3.200 Pa (máximo de 2%), independentemente da temperatura escolhida. Dentre as formulações com modificador do tipo SBS, cabe destacar os excelentes resultados do HiMA (mínimo de 60%), mesmo em temperaturas superiores a 70°C. Interessante mencionar também os resultados tipicamente superiores da formulação brasileira (AMP 60/85) em relação à formulação russa (AMP 65/90), considerando temperaturas de até 76°C nos ensaios MSCR.

Tabela 7 – Percentuais de recuperação dos ligantes asfálticos nos ensaios MSCR

temp. (°C)	parâmetros	Colômbia CAP 60/70	Rússia AMP 65/90	REPAR CAP 50/70	REPAR AMP 60/85	REPAR AMP HiMA
	classificação PG	64-22	76-28	64-22	70-22	82-22
64	$R_{0,1}(\%)^a$	10,3	56,3	2,5	74,8	97,8
	$R_{3,2}(\%)^a$	1,8	34,6	0,0	56,8	93,6
70	$R_{0,1}(\%)^a$	5,6	53,2	0,0	70,3	97,4
	$R_{3,2}(\%)^a$	0,0	26,8	0,0	34,2	93,8
76	$R_{0,1}(\%)^a$	0,7	42,0	-	58,5	96,2
	$R_{3,2}(\%)^a$	0,0	11,0	-	12,9	89,6
82	$R_{0,1}(\%)^a$	-	31,2	-	-	92,8
	$R_{3,2}(\%)^a$	-	1,0	-	-	61,7

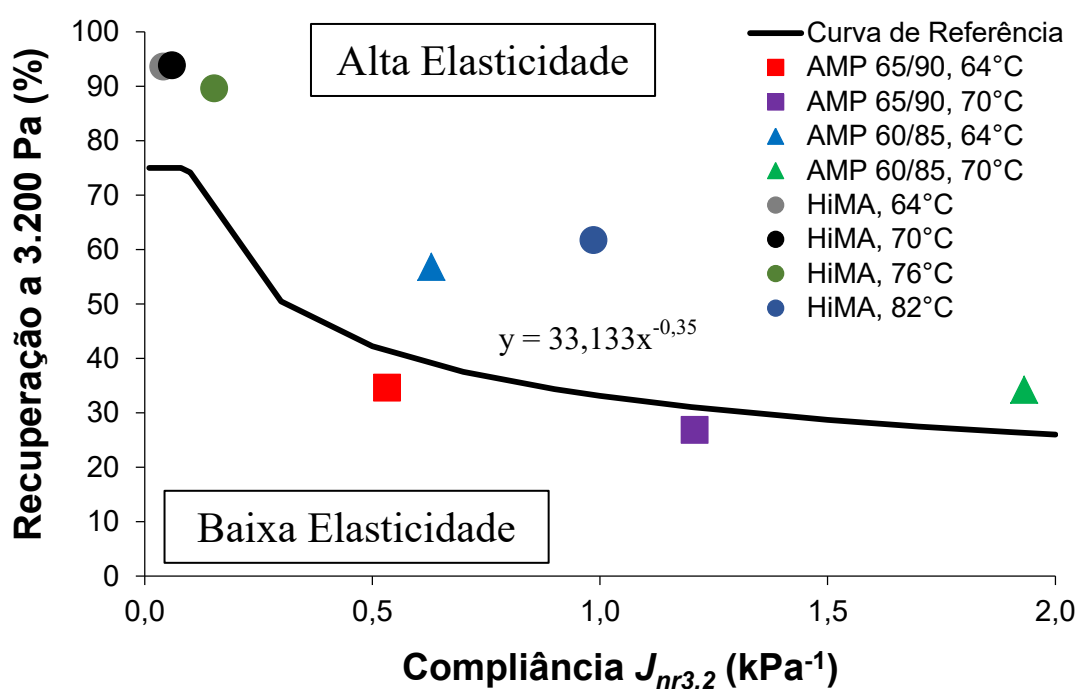
^a $R_{0,1}$ = percentual de recuperação a 100 Pa; $J_{nr,3,2}$ = percentual de recuperação a 3.200 Pa.

Fonte: Autoria Própria (2023)

A alta elasticidade conferida pela modificação do CAP com SBS é nítida, e isto pode ser explicado pela formação de redes poliméricas extensas na matriz asfáltica e visíveis com o uso de microscópios (D'ANGELO, 2010; POLACCO *et al.*, 2015). O ensaio MSCR também propicia uma distinção clara entre a modificação elastomérica e outras opções disponíveis na literatura, tais como o CAP oxidado e os polímeros plastoméricos (D'ANGELO *et al.*, 2007; SABOO e KUMAR, 2015). Cabe destacar que, apesar de não ter uma relação direta com a deformação permanente, ligantes asfálticos com altos percentuais de recuperação podem resultar em misturas asfálticas com melhor desempenho à fadiga (DuBOIS *et al.*, 2014; SALIM *et al.*, 2019a).

A Figura 19 mostra os níveis de elasticidade dos ligantes asfálticos em função dos seus valores de $J_{nr3,2}$ e $R_{3,2}$ nas temperaturas dos ensaios MSCR, tomando como referência a curva desenvolvida por Salim *et al.* (2019a). É possível observar que, com a incorporação do SBS, a resposta elástica do CAP aumenta e geralmente atinge a região de alta elasticidade, sobretudo no caso do HiMA. Por outro lado, o CAP russo (AMP 65/90) não é capaz de registrar altos níveis de resposta elástica, diferentemente do CAP brasileiro com SBS (AMP 60/85). É possível que a composição química do CAP de base seja um fator preponderante nestes casos, visto que as respostas dos dois materiais à modificação com SBS são consideravelmente diferentes.

Figura 19 – Níveis de elasticidade dos ligantes asfálticos nas temperaturas do MSCR



Fonte: Autoria Própria (2023)

Tendo em vista os níveis de tráfego mais adequados aos ligantes asfálticos nas suas temperaturas altas do PG, é possível determinar as classificações SUPERPAVE de cada material segundo os requisitos da AASHTO (2021b). Estas classificações são mostradas na Tabela 8. Visualiza-se que o CAP colombiano 60/70 é capaz de suportar tráfegos mais pesados que o CAP nacional 50/70 e, dentre as três formulações preparadas com o copolímero SBS, somente o HiMA pode suportar tráfegos muito pesados na sua temperatura alta do PG.

Tabela 8 – Classificação SUPERPAVE dos ligantes asfálticos segundo a AASHTO (2021b)

ligante asfáltico	classificação final
CAP 60-70 CO	64H-22
AMP 65/90 RU	76S-28
CAP 50-70 BR	64S-22
AMP 60/85 BR	70H-22
HiMA BR	82V-22

Fonte: Autoria Própria (2023)

4.3. Alguns parâmetros alternativos para os ligantes asfálticos

Dentre os mais variados parâmetros alternativos citados na literatura, foram escolhidos os seguintes: (a) o parâmetro de Shenoy (2004); (b) o parâmetro combinado elasto-plástico $CEP_{3,2}$ e investigado por Roy-Chowdhury *et al.* (2021); e (c) a declividade percentual entre compliâncias não-recuperáveis $J_{nr,slope}$ proposta por Stempihar *et al.* (2018). A opção pelo parâmetro desenvolvido por Shenoy (2004) deve-se ao seu amplo uso em trabalhos da literatura, incluindo publicações mais atuais como Radhakrishnan *et al.* (2018). No caso de $CEP_{3,2}$ e $J_{nr,slope}$, suas escolhas devem-se ao fato de serem recentes; portanto, novas investigações e correlações são necessárias para avaliação da sua real viabilidade em ligantes asfálticos, sobretudo aqueles baseados em diferentes petróleos de origem.

A Tabela 9 resume os valores destes três parâmetros, considerando a condição envelhecida a curto prazo e as temperaturas de 64°C e altas do PG de cada material. Interessante observar que, em relação ao parâmetro original do SUPERPAVE $G^*/\sin\delta$ (ver Tabela 5), os ordenamentos dos ligantes asfálticos segundo as suas resistências à

deformação permanente são os mesmos, a saber: AMP HiMA > AMP 65/90 > AMP 60/85 > CAP 60/70 > CAP 50/70. Todavia, as diferenças numéricas entre os valores dos parâmetros dos materiais são muito maiores no caso da expressão descrita por Shenoy (2004). Segundo o autor, tal expressão avalia com mais precisão o desempenho dos ligantes asfálticos modificados, que são conhecidos por serem mais elásticos em relação aos sem modificação. Ainda, os valores numéricos da Tabela 9 corroboram as constatações indicadas na pesquisa de Radhakrishnan *et al.* (2018) quanto ao destaque positivo para o desempenho das formulações com polímeros.

Tabela 9 – Parâmetros de Shenoy (2004), $CEP_{3,2}$ e $J_{nr,slope}$ para os ligantes asfálticos

temp. (°C)	parâmetros	Colômbia CAP 60/70	Rússia AMP 65/90	REPAR CAP 50/70	REPAR AMP 60/85	REPAR AMP HiMA
64	Shenoy (2004), RTFOT (kPa)	6,50	19,27	3,10	6,68	31,29
	$CEP_{3,2}$ (kPa) ^a	3,24	15,98	0,82	7,35	243,22
	$J_{nr,slope}$ (%) ^b	8,0	7,1	11,5	8,5	0,9
temp. alta do PG	Shenoy (2004), RTFOT (kPa)	-	4,35	-	3,54	-96,24
	$CEP_{3,2}$ (kPa) ^a	-	0,77	-	1,27	2,86
	$J_{nr,slope}$ (%) ^b	-	59,0	-	35,5	26,4

^a $CEP_{3,2}$ = parâmetro combinado elasto-plástico a 3.200 Pa.

^b $J_{nr,slope}$ = declividade percentual entre as complâncias não-recuperáveis a 100 e a 3.200 Pa.

Fonte: Autoria Própria (2023)

Ainda com relação à expressão de Shenoy (2004), visualiza-se que o resultado é negativo para o HiMA na temperatura alta do PG. Conforme Tabela 5, o valor de δ é igual a 51° nesta condição de temperatura. A estrutura da expressão publicada por Shenoy (2004) acarreta valores negativos para o parâmetro em questão quando $\delta < 55^\circ$, o que constitui uma limitação ao seu uso em experimentos com ligantes asfálticos. Em tais casos, o parâmetro de Shenoy (2004) não deve ser utilizado para fins de avaliação da suscetibilidade de ligantes asfálticos à deformação permanente e métodos alternativos precisam ser escolhidos pelos pesquisadores (DOMINGOS e FAXINA, 2016).

Em termos do parâmetro $CEP_{3,2}$, Roy-Chowdhury *et al.* (2021) mencionam que sua expressão combina tanto o componente elástico – representado por $G^*/\sin\delta$ que precisa ser maximizado – quanto o componente plástico $J_{nr,3,2}$, que precisa ser minimizado. Desta forma, as contribuições individuais dos referidos componentes podem ser utilizadas em uma única expressão. Neste sentido, maiores valores de

$CEP_{3,2}$ aumentam a resistência do CAP à deformação permanente. Segundo esta lógica, o HiMA destaca-se como o material mais resistente a tal deformação, seguido pela formulação russa AMP 65/90 e pela formulação brasileira AMP 60/85 a 64°C. O CAP colombiano 60/70 mantém o posto de material mais resistente à deformação permanente que o CAP brasileiro 50/70 na mesma temperatura. Interessante destacar que a ordem das formulações russa e brasileira é invertida na temperatura alta do PG, apesar de esta temperatura não ser a mesma para os dois materiais (PG 70 no caso do AMP 60/85 e PG 76 no caso do AMP 65/90).

Quanto aos valores de $J_{nr,slope}$, a Tabela 9 mostra que nenhum deles superou os 60% em qualquer temperatura de ensaio. Isto corrobora as sugestões de Stempihar *et al.* (2018) quanto ao uso de $J_{nr,slope}$ em alternativa ao parâmetro $J_{nr,diff}$. Segundo os autores, a equação de $J_{nr,slope}$ representa com maior precisão a resposta de mudança de tensões do ensaio MSCR. Neste sentido, resultados menores para $J_{nr,slope}$ são desejáveis porque sinalizam uma menor suscetibilidade do CAP à deformação permanente sob tensões mais elevadas no pavimento. Cabe destacar que o HiMA apresentou um resultado inferior a 1% a 64°C, enquanto que as duas formulações com SBS não tiveram valores superiores a 9% na mesma temperatura.

Em um contexto geral, os valores dos parâmetros alternativos $J_{nr,slope}$, $CEP_{3,2}$ e Shenoy (2004) corroboram o excelente desempenho do HiMA à deformação permanente a 64°C e na sua temperatura alta do PG, além do fato de a formulação de origem russa (AMP 65/90) ter igualmente um bom desempenho. Estes dois ligantes asfálticos modificados são seguidos pela formulação brasileira (AMP 60/85) e, finalmente, pelos materiais puros provenientes da Colômbia (CAP 60/70) e do Brasil (CAP 50/70). Ainda, o fato de o parâmetro $J_{nr,slope}$ não ter superado os 75% em qualquer condição de ensaio contribui para seu provável uso na especificação SUPERPAVE, em substituição ao atual parâmetro $J_{nr,diff}$.

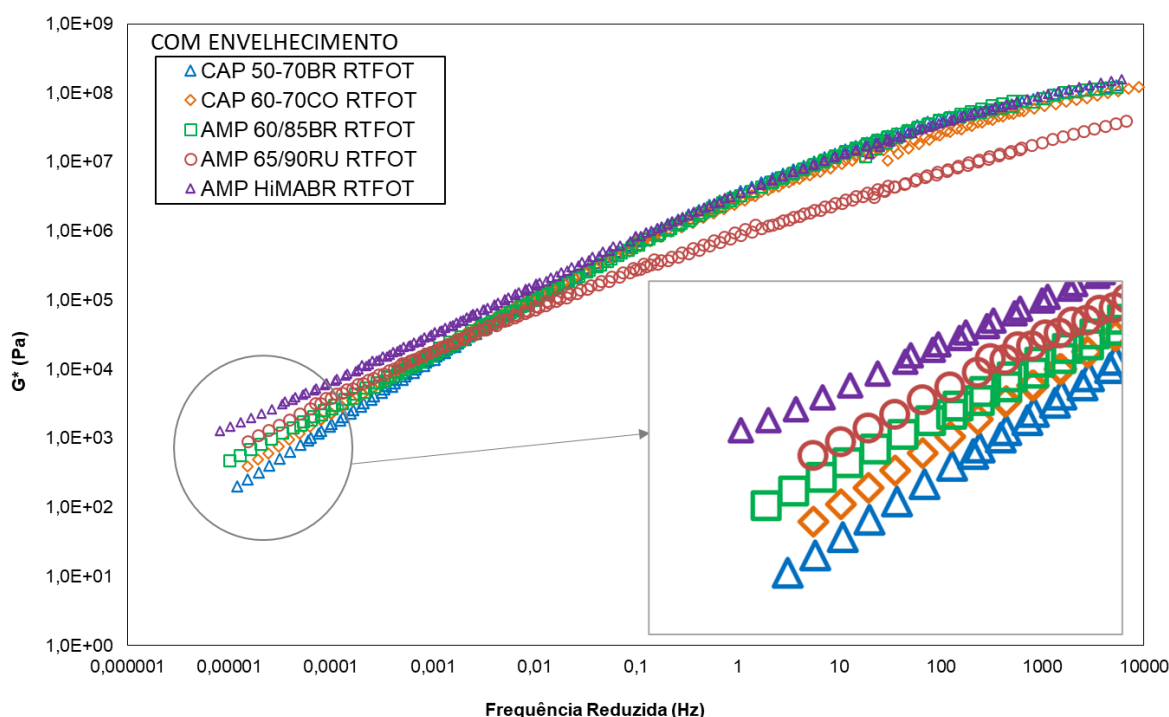
4.4. Curvas mestre dos ligantes asfálticos após o RTFOT

Por meio do ensaio de varredura de frequência realizado no DSR e empregando o princípio da superposição tempo-temperatura, foram elaboradas as curvas mestre de G^* e δ para os ligantes asfálticos puros e modificados com SBS. Por sua vez, os diagramas de Black são descritos como uma plotagem de G^* (em escala logarítmica) e

δ (em escala linear), em um único plano cartesiano. Esta forma de representação gráfica é indicada para destacar o comportamento dos materiais asfálticos em temperaturas altas ou frequências baixas (WITCZAK *et al.*, 2002).

A Figura 20 destaca a curva mestre de G^* à temperatura referencial de 25°C. Na região de baixas frequências (temperaturas altas), visualiza-se que o HiMA possui maiores valores de rigidez em relação às demais formulações estudadas, seguido pelo AMP 65/90 e pelo AMP 60/85. Em termos dos ligantes asfálticos puros, o CAP 60/70 mantém a posição de material mais rígido que o CAP 50/70. Tal ordenamento é semelhante ao obtido com outros parâmetros reológicos e condições de ensaio, o que evidencia não apenas o benefício proporcionado pela modificação do CAP com SBS, mas também os efeitos do petróleo de origem. Já na região de frequências altas (temperaturas baixas), a formulação russa (AMP 65/90) se sobressai aos outros ligantes asfálticos como o material de menor rigidez, o que pode colaborar para a resistência ao trincamento de origem térmica – ao menos sob um ponto de vista teórico.

Figura 20 – Curvas mestre do módulo complexo G^* para os ligantes asfálticos após o RTFOT

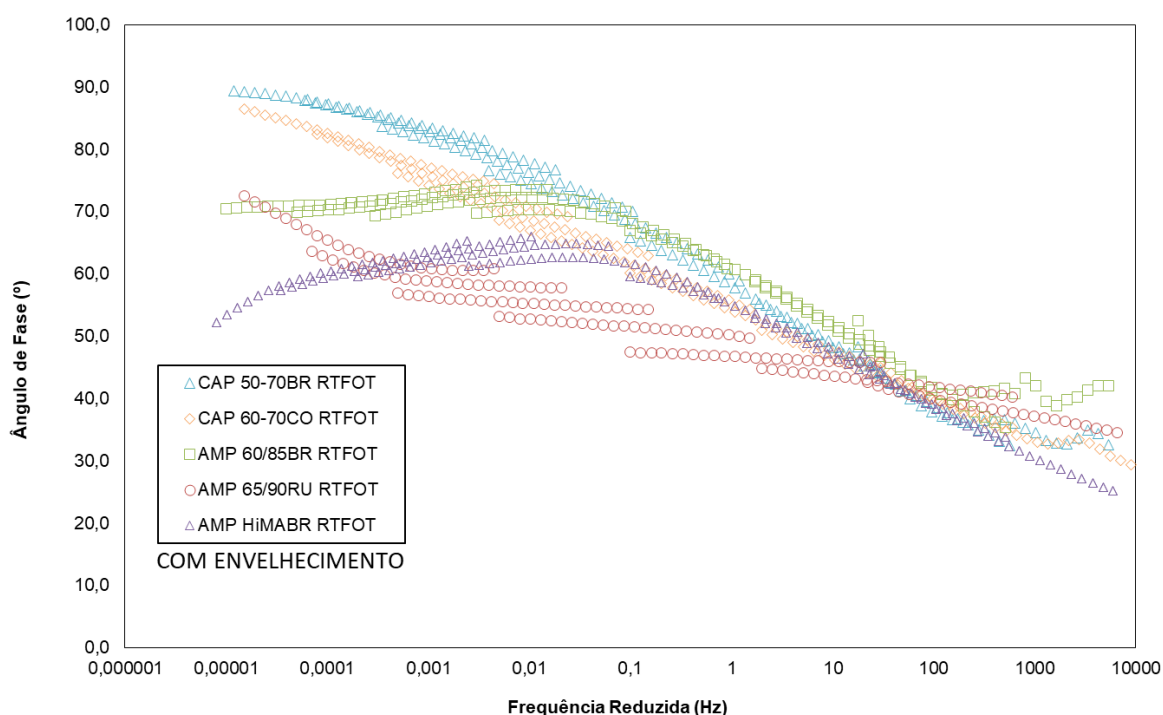


Fonte: Autoria Própria (2023)

A Figura 21 destaca as curvas mestre de δ na mesma temperatura referencial de 25°C. É visível que, à exceção dos ligantes asfálticos puros (CAP 50/70 e CAP 60/70),

as três formulações com SBS apresentam platôs na região de frequências baixas (entre 10^{-4} e 10^0) e valores muito menores para δ . Além de indicar uma maior elasticidade para tais formulações em relação aos ligantes asfálticos puros, a visualização destes platôs sugere a existência de redes poliméricas extensas na matriz asfáltica e uma maior contribuição do modificador na resposta reológica do CAP (AIREY, 2003; HAO *et al.*, 2017). Já na região de frequências altas ou temperaturas baixas, as distinções entre os tipos de ligantes asfálticos são menos visíveis.

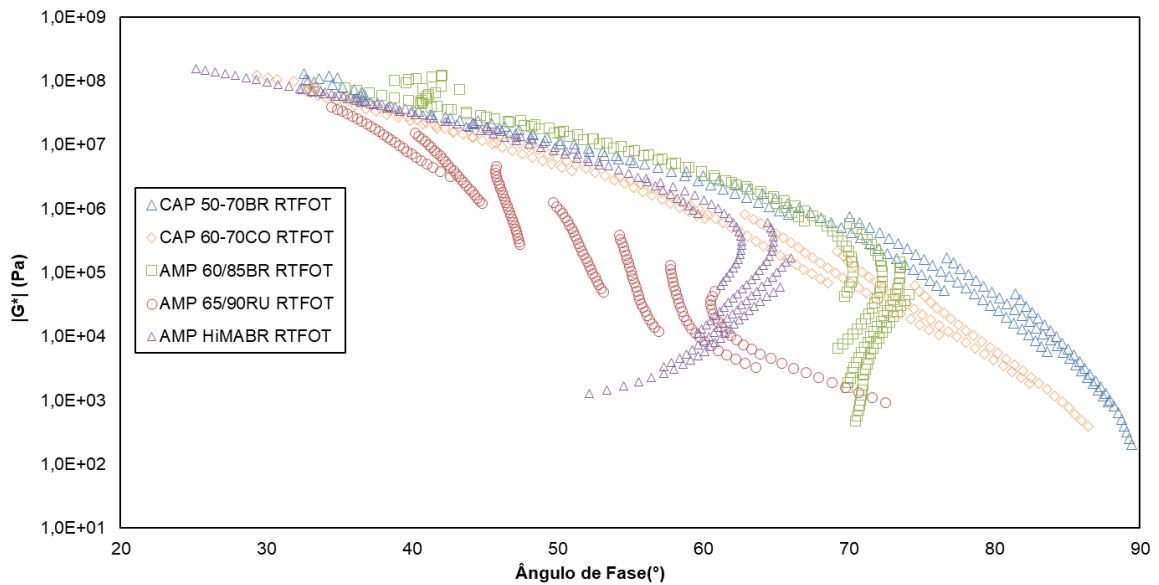
Figura 21 – Curvas mestre do ângulo de fase δ para os ligantes asfálticos após o RTFOT



Fonte: Autoria Própria (2023)

Com base nos diagramas de Black apresentados na Figura 22, ressalta-se o comportamento peculiar do ligante asfáltico russo AMP 65/90 em relação aos demais – sobretudo a falta de continuidade da curva com o aumento do ângulo de fase. Observa-se também que os ligantes asfálticos puros apresentam uma curvatura suave e descendente, uma vez que a rigidez do material diminui enquanto o ângulo de fase aumenta. Com relação ao HiMA e à formulação brasileira AMP 60/85, é possível notar que o ângulo de fase atinge um valor limite superior, mesmo com a redução da rigidez. Na sequência, este ângulo torna a diminuir com a redução do módulo complexo. Isto destaca a ação do copolímero SBS na matriz do CAP e a resposta elástica do material modificado.

Figura 22 – Diagramas de Black para os ligantes asfálticos após o RTFOT



Fonte: Autoria própria (2023)

4.5. Parâmetros de deformação permanente nas misturas asfálticas

4.5.1. Experimentos de *flow number*

A Tabela 10 sintetiza os resultados individuais dos ensaios de *flow number*, bem como os respectivos parâmetros estatísticos e valores médios. Os coeficientes de variação estão dentro do esperado na literatura científica (APEAGYEI, 2014; RODEZNO *et al.*, 2010) e, com relação aos ordenamentos dos materiais, o HiMA pode ser considerado como o mais resistente à deformação permanente. Em termos dos outros ligantes asfálticos, a formulação russa (AMP 65/90) registrou valores superiores a 1.600 ciclos para F_N , sendo seguida pela formulação brasileira (AMP 60/85) com média superior a 560 ciclos. Interessante destacar que, diferentemente dos resultados na escala do CAP, o ligante asfáltico puro colombiano (CAP 60/70) não teve um desempenho superior ao do material puro brasileiro (CAP 50/70) na escala da mistura asfáltica.

Em uma comparação direta entre os dados de F_N e os ordenamentos dos ligantes asfálticos segundo os ensaios reológicos, conclui-se que tais ordenamentos são similares para as três formulações com SBS (HiMA, AMP 65/90 e AMP 60/85). Já

no caso dos materiais puros, não é possível afirmar que o CAP 60/70 da Colômbia tem um desempenho melhor à deformação permanente que o CAP 50/70 do Brasil – diferentemente do que se podia inferir dos ensaios reológicos no CAP. Ainda assim, tais ensaios auxiliam na escolha pela formulação mais resistente ao mecanismo de ruptura por deformação permanente, sobretudo no caso do MSCR. Cabe enfatizar que o MSCR foi desenvolvido para destacar melhor as propriedades dos ligantes asfálticos modificados em temperaturas altas do pavimento, algo que não era tão visível somente com o parâmetro $G^*/\sin\delta$ (D'ANGELO, 2010; D'ANGELO *et al.*, 2007; DOMINGOS e FAXINA, 2021).

Tabela 10 – Resultados de *flow number* à temperatura de 60°C

mistura asfáltica	número do CP	<i>flow number</i> F_N (ciclos)	F_N médio (ciclos)		
			média	desvio padrão (%)	coeficiente de variação (%)
CA 50/70 BR	001	209	221	16,50	7,48
	002	244			
	003	209			
CA 60/70 CO	001	176	219	33,95	15,50
	002	222			
	003	259			
CA 60/85 BR	001	530	562	42,46	7,55
	002	534			
	003	622			
CA 65/90 RU	001	1.268	1.624	274,53	16,90
	002	1.669			
	003	1.936			
CA HIMA BR	001	Adotado 7.200 ^a	7.200	0,00	0,00
	002	Adotado 7.200 ^a			
	003	Adotado 7.200 ^a			

^a O registro do valor de 7.200 ciclos nestes casos é parecido com a metodologia adotada por Fonseca *et al.* (2020), também considerando a limitação do ensaio padronizado pelo DNIT (2018b).

Fonte: Autoria Própria (2023)

A Tabela 11 mostra três critérios nacionais para atribuição de níveis de tráfego às misturas asfálticas segundo os valores correspondentes de F_N a 60°C. Por sua vez, a Figura 23 plota os desempenhos de cada mistura asfáltica no ensaio de *flow number* em relação aos critérios descritos na Tabela 11. É possível verificar que as misturas com ligantes asfálticos puros são indicadas apenas para tráfegos leves segundo Nascimento (2008) e Faccin (2018); já segundo Bastos *et al.* (2017), são recomendadas para tráfegos médios. No caso das misturas produzidas com

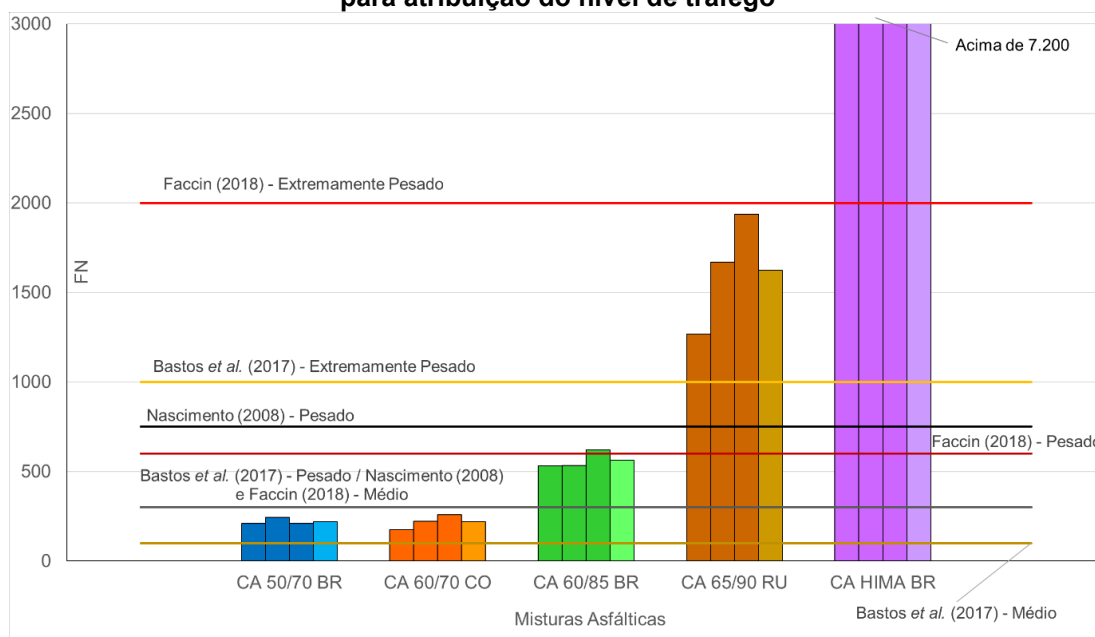
ligantes asfálticos modificados, o HiMA é adequado para tráfego extremamente pesado segundo os três estudos em questão. Por sua vez, o AMP 60/85 é recomendado para tráfego pesado conforme Bastos *et al.* (2017b) e para tráfego médio conforme Nascimento (2008) e Faccin (2018). Finalmente, o AMP 65/90 é aconselhado para um nível de tráfego extremamente pesado conforme Bastos *et al.* (2017) e para tráfego pesado segundo Faccin (2018).

Tabela 11 – Critérios de *flow number* a 60°C (ciclos) para diferentes níveis de tráfego

referência	leve até 3×10^6	médio 3×10^6 a 1×10^7	pesado 1×10^7 a 3×10^7	extremamente pesado acima de 3×10^7
Nascimento (2008)	-	> 300	> 750	sem referência
Bastos <i>et al.</i> (2017b)	-	> 100	> 300	> 1.000
Faccin (2018)	-	> 300	> 600	> 2.000

Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 23 – Análise do *flow number* das misturas asfálticas em função de critérios nacionais para atribuição do nível de tráfego



Fonte: Autoria Própria (2023)

4.5.2. Experimentos com o simulador de tráfego Hamburgo

Conforme a norma AASHTO T 324 (AASHTO, 2017c), o método de Hamburgo proporciona um mecanismo capaz de avaliar o afundamento de trilha de roda e a suscetibilidade à umidade de corpos de prova de misturas asfálticas preparadas em

laboratório e extraídas de pavimentos de campo. Neste aspecto, a Figura 24 destaca um resumo dos resultados obtidos no simulador de tráfego a 50°C e considerando CPs imersos em água. Nota-se que o HiMA teve o melhor desempenho no ensaio – ou seja, o menor nível de deformação permanente (média de 1,2 mm) – e este material é seguido pela formulação brasileira AMP 60/85 (média de 2,5 mm) e pela formulação russa AMP 65/90 (média de 2,9 mm). Cabe destacar o desempenho muito superior do material puro da Colômbia (média de 3,6 mm) em comparação ao material puro do Brasil (média de 5,4 mm), algo que já tinha sido constatado nos ensaios com os ligantes asfálticos, sobretudo o MSCR (vide Tabela 6).

Figura 24 – Resultados do simulador de tráfego Hamburgo a 50°C e respectivas leituras efetuadas do lado direito (LD) e do lado esquerdo (LE) do equipamento

Tipo	Teor (%)	Deformação Permanente (mm)		
		LD	LE	Média
CA 50/70 BR	4,7	-6,1	-4,8	-5,4
CA 60/70 CO	5,1	-3,4	-3,7	-3,6
CA 60/85 BR	5,0	-2,7	-2,3	-2,5
CA 65/90 RU	4,7	-2,7	-3,2	-2,9
CA HiMA BR	4,6	-1,6	-0,9	-1,2

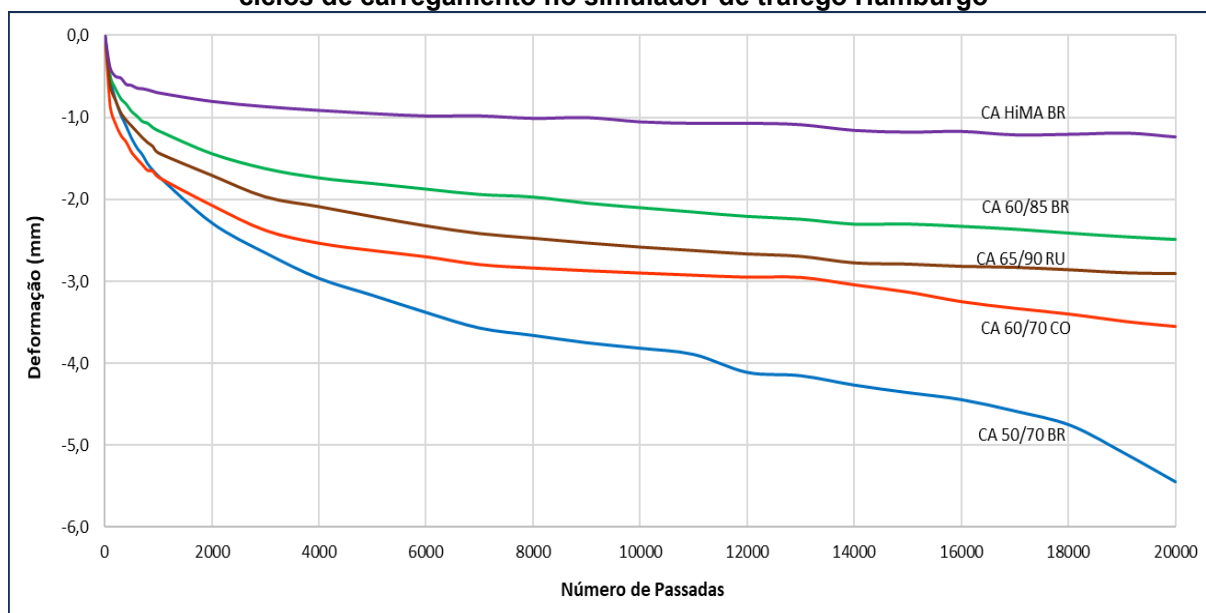
Fonte: Autoria Própria (2023)

Em um panorama geral, é possível constatar que o ordenamento das misturas asfálticas segundo o método de Hamburgo (HiMA > AMP 60/85 > AMP 65/90 > CAP 60/70 > CAP 50/70) tem pequenas diferenças em relação ao obtido segundo os critérios do MSCR e do parâmetro $CEP_{3,2}$ (AMP HiMA > AMP 65/90 > AMP 60/85 > CAP 60/70 > CAP 50/70). Já em comparação ao *flow number* (AMP HiMA > AMP 65/90 > AMP 60/85 > CAP 50/70 > CAP 60/70), este ordenamento tem diferenças mais expressivas. Isto pode ser explicado por fatores como o mecanismo de condicionamento das amostras, o valor da carga e a velocidade de carregamento. Uma vez atendidos os critérios estatísticos de confiança dos resultados em cada um dos ensaios e conhecidas as vantagens e desvantagens dos seus protocolos, a escolha por um ou outro método – no presente cenário, simulador de tráfego ou *flow number* – depende do usuário (WALUBITA *et al.*, 2014).

A Figura 25 fornece um panorama mais preciso dos comportamentos das misturas asfálticas no HWTD, até o limite de 20.000 passadas da roda. Nenhum dos corpos de prova atingiu o limite de deformação imposto pela AASHTO T 324

(AASHTO, 2017c) e correspondente a 10% da altura do CP – no caso, 6 mm. O acúmulo de deformação no HiMA é muito pequeno após 4.000 passadas, o mesmo ocorrendo com o AMP 65/90 após 12.000 passadas. Interessante notar que o CAP 60/70 registra uma espécie de platô entre 8.000 e 12.000 passadas, tendo um acúmulo maior de deformação permanente logo na sequência. Por sua vez, o AMP 60/85 registra um crescimento quase linear da deformação permanente com o número de passadas após 4.000 ciclos de carregamento. Não há sobreposição de curvas depois de 2.000 ciclos de carregamento.

Figura 25 – Acúmulos de deformação permanente nas misturas asfálticas com o número de ciclos de carregamento no simulador de tráfego Hamburgo



Fonte: Autoria própria (2023)

Um exame visual dos corpos de prova após o término dos ensaios (Figura 26) destaca claramente uma possível aparência da superfície do pavimento construído com tais materiais. As deformações permanentes expressivas no CAP 50/70 são visíveis a olho nu, o mesmo ocorrendo com o CAP 60/70. Por outro lado, a superfície dos CPs produzidos com o HiMA praticamente não registra deformações visíveis. Em um cenário mais subjetivo, isto traria uma maior segurança aos motoristas e usuários da via que, provavelmente, não ficariam impactados com a aparição de trilhas de roda expressivas na frente do veículo, além de não concentrar água das chuvas nas trilhas de roda. Já no caso do AMP 60/85 e do AMP 65/90, há um cenário intermediário – ou seja, deformações mais visíveis que no HiMA, porém não tão expressivas quanto as registradas nos ligantes asfálticos puros CAP 50/70 e CAP 60/70.

Figura 26 – Fotografias dos corpos de prova ensaiados no simulador de tráfego Hamburgo



Fonte: Autoria Própria (2023)

4.6. Correlações entre os parâmetros da mistura asfáltica e do CAP

Tendo em vista a realização de ensaios separados para o CAP e a mistura asfáltica, é necessário verificar se existem eventuais correlações entre os parâmetros correspondentes. No caso desta pesquisa, os critérios de avaliação da qualidade das

correlações seguem as recomendações feitas por Pires (2020), ver Tabela 12. As equações de regressão foram tipicamente lineares, de modo similar ao que já foi feito por Bahia *et al.* (2001), D'Angelo *et al.* (2007), Domingos *et al.* (2017) Klinsky *et al.* (2020), Laukkanen *et al.* (2015) e Zhang *et al.* (2015), dentre outros. As únicas exceções residem nas correlações entre F_N e os valores de $J_{nr,3,2}$ e de deformação permanente no HWTD, para as quais foram adotadas equações do tipo potência – também reportadas em outras publicações (SALIM *et al.*, 2019b; PIRES *et al.*, 2022).

Tabela 12 – Critérios de qualidade das correlações em função do coeficiente R^2

classificação	valores de R^2
excelente	$\geq 0,90$
bom	0,70 a 0,89
regular	0,40 a 0,69
ruim	0,20 a 0,39
péssimo	$\leq 0,19$

Fonte: Pires (2020)

Tomando como base os ensaios de ligantes e misturas asfálticas mais relevantes no âmbito das propriedades a resistência à deformação permanente, foi possível estabelecer importantes correlações, tipicamente classificadas como boas ou excelentes. Estas se encontram resumidas na Tabela 13 a seguir.

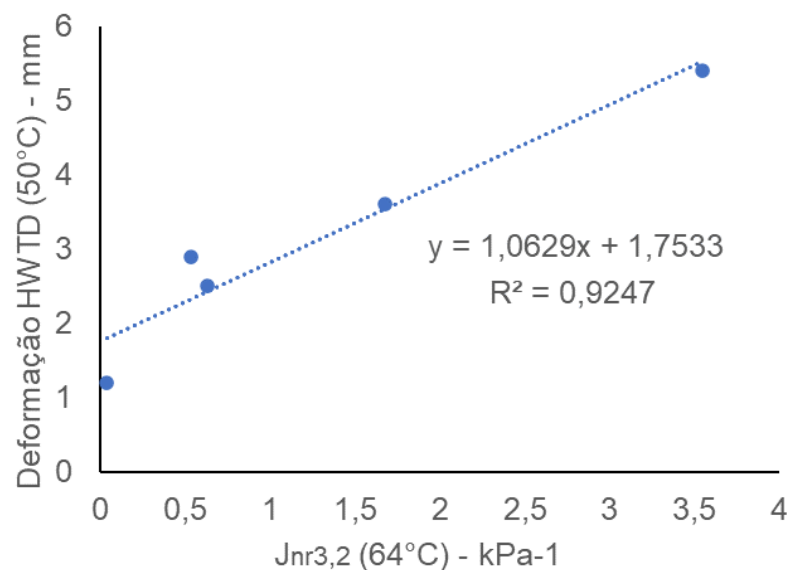
Tabela 13 – Resumo das correlações citadas como mais relevantes entre os parâmetros da mistura e do ligante asfáltico

parâmetro do CAP	parâmetro da mistura asfáltica	classificação e valor de R^2
compliance não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr,3,2}$) e a 64°C	deformação permanente no simulador Hamburgo (HWTD) a 50°C	excelente (0,9247)
parâmetro $G^*/\sin\delta$ a 64°C e após o RTFOT	flow number (F_N) a 60°C	regular (0,6796)
parâmetro de Shenoy (2004) na temperatura do PG e após o RTFOT	flow number (F_N) a 60°C	excelente (0,9631)
parâmetro combinado elasto-plástico ($CEP_{3,2}$) a 64°C	flow number (F_N) a 60°C	excelente (0,9801)
parâmetro combinado elasto-plástico ($CEP_{3,2}$) a 64°C	deformação permanente no simulador Hamburgo (HWTD) a 50°C	regular (0,5196)
declividade percentual entre compliâncias ($J_{nr,slope}$) a 64°C	flow number (F_N) a 60°C	boa (0,8858)
declividade percentual entre compliâncias ($J_{nr,slope}$) a 64°C	deformação permanente no simulador Hamburgo (HWTD) a 50°C	boa (0,7997)
compliance não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr,3,2}$) e a 64°C	flow number (F_N) a 60°C	excelente (0,9835)

Fonte: Autoria Própria (2023)

A Figura 27 mostra a correlação entre $J_{nr3,2}$ a 64°C e a deformação permanente no simulador de tráfego Hamburgo (HWTD) a 50°C. Além da excelente correlação ($R^2 > 0,92$), a reta de regressão segue a lógica esperada. Em outras palavras, um aumento do valor de $J_{nr3,2}$ torna o ligante asfáltico mais suscetível à deformação permanente e, conseqüentemente, o material possui maior deformação acumulada no HWTD. Cabe destacar que este nível de correlação é comparável ao obtido por outros autores como Laukkanen *et al.* (2015) e Zhang *et al.* (2015).

Figura 27 – Correlação entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr3,2}$) do CAP e a deformação permanente acumulada na mistura no simulador Hamburgo (HWTD)



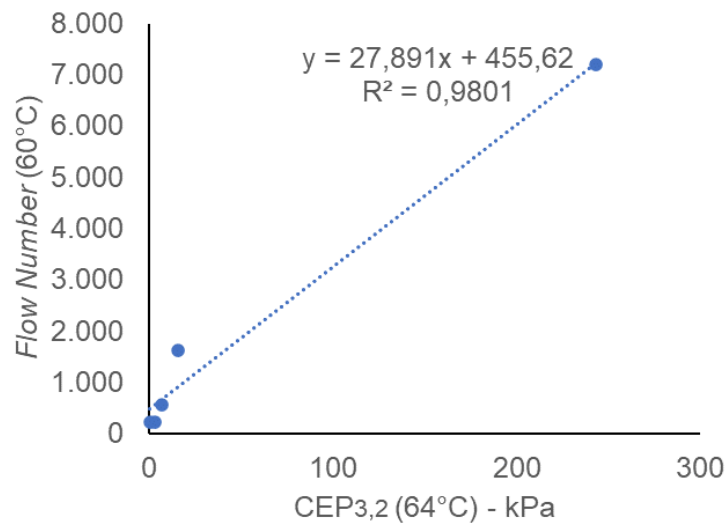
Fonte: Autoria Própria (2023)

Além de $J_{nr3,2}$ a 64°C e HWTD, também se verificou uma correlação excelente ($R^2 \approx 0,98$) entre o parâmetro $CEP_{3,2}$ a 64°C e o resultado do *flow number*. Conforme mostrado na Figura 28, há uma tendência natural de crescimento do F_N – ou seja, a mistura torna-se menos suscetível à deformação permanente – à medida que o ligante asfáltico torna-se mais rígido (valores maiores para $CEP_{3,2}$). Tal correlação é também comparável às obtidas por Roy-Chowdhury *et al.* (2021), segundo os quais os valores de R^2 oscilaram entre 0,86 e 0,96 dependendo das condições de ensaio.

No que concerne ao parâmetro $J_{nr,slope}$ a 64°C, o gráfico mostrado na Figura 29 indica a existência de uma correlação boa ($R^2 \approx 0,88$) com o *flow number* das misturas asfálticas. Tal correlação também é boa ($R^2 \approx 0,80$) quando o parâmetro da mistura asfáltica é a deformação permanente acumulada no HWTD, ver Figura 30. O padrão de comportamento de $J_{nr,slope}$ aparenta ser o mesmo nos dois casos, isto é, um

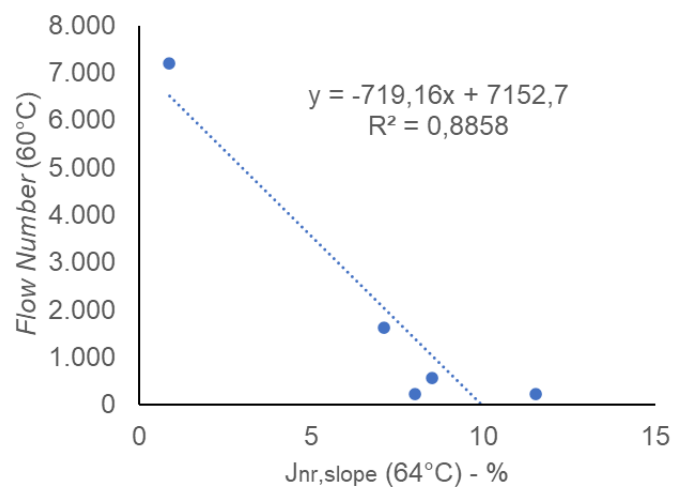
aumento no valor deste parâmetro teoricamente indica um ligante asfáltico com maior suscetibilidade ao incremento da tensão no pavimento de campo e, consequentemente, com maior suscetibilidade à deformação permanente. No âmbito da mistura asfáltica, um material mais suscetível a este acúmulo de deformação possui menor F_N (Figura 29) e maior deformação acumulada no simulador de tráfego (Figura 30). Ambas as observações estão em concordância com as recomendações e dados publicados por Stempihar *et al.* (2018) quanto ao uso de $J_{nr,slope}$ como um indicador da resistência do CAP à deformação permanente.

Figura 28 – Correlação entre o parâmetro combinado elasto-plástico a 3.200 Pa ($CEP_{3,2}$) do CAP e o flow number (F_N) da mistura asfáltica



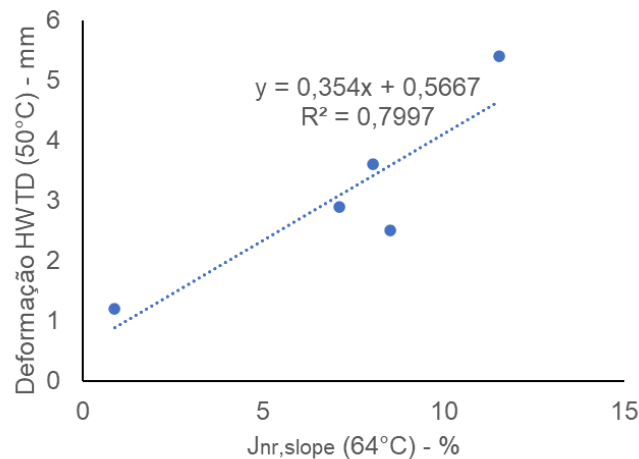
Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 29 – Correlação entre a declividade percentual entre compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,slope}$) do CAP e o flow number da mistura asfáltica



Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 30 – Correlação entre a declividade percentual entre compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,slope}$) do CAP e a deformação permanente acumulada no simulador Hamburgo (HWTd)

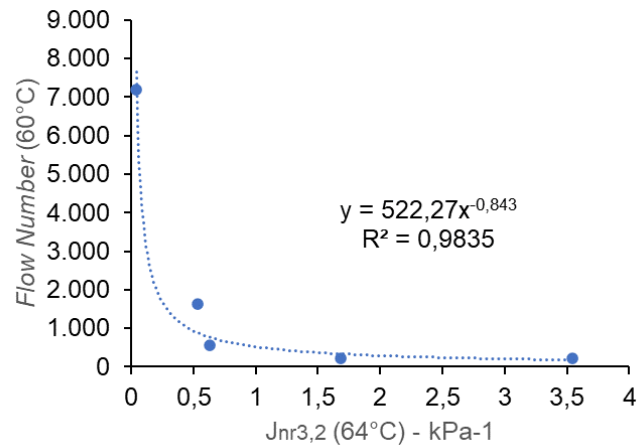


Fonte: Autoria Própria (2023)

A Figura 31 destaca o nível de correlação entre o valor de $J_{nr3,2}$ a 64°C e o parâmetro F_N na temperatura de 60°C, tendo em vista uma regressão do tipo potência. Diferentemente de outros trabalhos como Domingos *et al.* (2017) e Klinsky *et al.* (2020), uma regressão linear resultou em correlação ruim para ambos os parâmetros ($R^2 \approx 0,36$). Por outro lado, a equação do tipo potência apresentou uma correlação excelente ($R^2 \approx 0,98$). Isto mostra que equações lineares nem sempre apresentam os melhores resultados para R^2 no caso de parâmetros de deformação permanente do CAP e da mistura asfáltica, vide Bastos *et al.* (2017a) e Salim *et al.* (2019b) a título de exemplos. Cabe destacar também que sempre há um grau de imprecisão neste tipo de correlação por conta da colaboração do esqueleto pétreo da mistura asfáltica na resistência à deformação permanente (PIRES *et al.*, 2022).

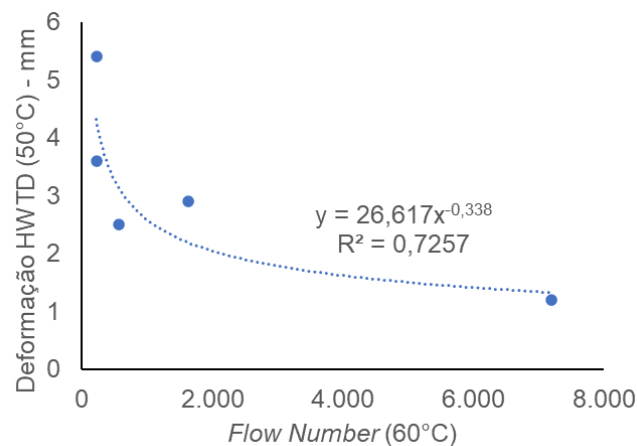
Ainda, avaliou-se a correlação entre os resultados dos ensaios de F_N e HWTd, que são mais objetivos para verificação do desempenho de misturas asfálticas à deformação permanente. Inicialmente, calculou-se a correlação por regressão linear e o resultado foi apenas regular ($R^2 \approx 0,57$). Buscando uma melhor correlação e tentando alinhar-se com sugestões da literatura (PIRES *et al.*, 2022; SALIM *et al.*, 2019b), utilizou-se uma regressão do tipo potência. Este processo acarretou uma correlação do tipo boa e um valor numérico de R^2 muito próximo ao reportado por Salim *et al.* (2019b), conforme ilustra a Figura 32 a seguir. O formato da curva indica que misturas asfálticas mais resistentes à deformação permanente tendem a apresentar maiores valores de F_N e menores deformações acumuladas no HWTd, o que já era esperado.

Figura 31 – Correlação entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ($J_{nr,2}$) do CAP e o valor do flow number (F_N) da mistura asfáltica



Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 32 – Correlação entre o flow number e a deformação permanente acumulada na mistura asfáltica no simulador de tráfego Hamburgo (HWTd)



Fonte: Autoria Própria (2023)

Com o objetivo de sintetizar os ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas segundo cada parâmetro estudado, foi adotada uma classificação numérica de 1 (menos suscetível à deformação permanente) a 5 (mais suscetível à deformação permanente), de uma maneira similar ao que foi feito por Domingos *et al.* (2017, 2019) e Zhang *et al.* (2015), dentre outros autores. A Figura 33 mostra tais ordenamentos por material e parâmetro. Observa-se que os ligantes e as misturas asfálticas com o HiMA sustentaram a posição 1 em todos os parâmetros. Por outro lado, as misturas e ligantes asfálticos com o CAP 50/70 foram classificados na posição 5 para grande parte dos parâmetros avaliados. Ainda, os materiais com o CAP 65/90 permaneceram na posição 2 em quase todos os parâmetros. Por sua vez, o CAP 60/70 e o CAP 60/85 oscilaram entre as posições 3 e 4, sendo o CAP 60/85 com mais posições em 3.

Figura 33 – Ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas por parâmetro

Parâmetros		50/70 BR	60/70 CO	60/85 BR	65/90 RU	HiMA BR
Ligantes (CAP)	G* (64°C) - RTFOT	↓ 5	→ 3	↘ 4	↗ 2	↑ 1
	G*/senδ (64°C) - RTFOT	↓ 5	→ 3	↘ 4	↗ 2	↑ 1
	Jnr3,2 (64°C)	↓ 5	↘ 4	→ 3	↗ 2	↑ 1
	Shenoy (64°C) - RTFOT	↓ 5	↘ 4	→ 3	↗ 2	↑ 1
	CEP3,2 (64°C)	↓ 5	↘ 4	→ 3	↗ 2	↑ 1
	Jnr,slope (64°C)	↓ 5	→ 3	↘ 4	↗ 2	↑ 1
Mistura (CA)	E*/sen(δm) - 1 Hz (54°C)	↓ 5	↘ 4	→ 3	↗ 2	↑ 1
	FN	↘ 4	↓ 5	→ 3	↗ 2	↑ 1
	HWTD	↓ 5	↘ 4	↗ 2	→ 3	↑ 1

Fonte: Autoria Própria (2023)

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS

A seguir apresentam-se as conclusões deste estudo e referentes aos objetivos descritos anteriormente, considerando a análise dos resultados dos ensaios realizados nos ligantes e nas misturas asfálticas correspondentes. Ressalta-se que as considerações subsequentes estão limitadas ao universo dos materiais pesquisados e aos resultados do programa experimental executado. Ademais, são apresentadas algumas sugestões para estudos futuros.

5.1. Principais conclusões

- A modificação do CAP com o copolímero SBS contribui positivamente para uma redução da suscetibilidade da mistura asfáltica à deformação permanente em campo, o que pôde ser verificado tanto na escala do ligante quanto da mistura asfáltica correspondente;
- O ensaio MSCR destaca-se como promissor dentre os protocolos adotados neste trabalho, sobretudo em comparação ao parâmetro original da especificação SUPERPAVE ($G^*/\sin\delta$);
- A diferença percentual entre compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,diff}$) realçou indevidamente o excesso de sensibilidade dos ligantes asfálticos modificados à deformação permanente, algo que não foi observado com o uso da declividade percentual entre compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,slope}$);
- Dentre as formulações preparadas com SBS, o material altamente modificado com polímero (HiMA) registrou desempenhos muito superiores aos das outras duas formulações consideradas nos ensaios (AMP 65/90 da Rússia e AMP 60/85 do Brasil), tanto na escala do CAP quanto da mistura asfáltica;
- Em geral, a formulação importada AMP 65/90 apresenta um desempenho melhor à deformação permanente que a formulação nacional AMP 60/85 nas condições de ensaio escolhidas para o estudo, muito embora as classificações PG não sejam as mesmas para ambas;
- O parâmetro combinado elasto-plástico a 3.200 Pa ($CEP_{3,2}$) mostrou-se viável para uso como um indicador da resistência dos ligantes asfálticos à deformação

permanente, tendo inclusive resultados comparáveis aos da compliância não-recuperável a 3.200 Pa extraída do MSCR;

- O CAP puro importado da Colômbia (CAP 60/70) tem um desempenho melhor à deformação permanente que o CAP puro nacional (CAP 50/70), o que, em um primeiro momento, pode ser explicado pelas composições químicas teoricamente diferentes entre ambos;
- As formulações nacionais HiMA e AMP 65/90 possuem um alto nível de elasticidade (relação entre o percentual de recuperação a 3.200 Pa e a compliância não-recuperável a 3.200 Pa $J_{nr3,2}$) nas temperaturas de 64 e 70°C, ao passo que a formulação russa AMP 60/85 possui um baixo nível de elasticidade nestas mesmas temperaturas;
- Os parâmetros do CAP (principalmente $J_{nr3,2}$ e $CEP_{3,2}$) mostraram correlações no mínimo regulares com o *flow number* a 64°C e a deformação permanente acumulada nas misturas asfálticas no simulador de tráfego Hamburgo e a 50°C; isto acarreta uma recomendação positiva para uso de ambos em pesquisas sobre a suscetibilidade de misturas asfálticas à deformação permanente nos pavimentos de campo; e
- Tanto o *flow number* quanto o simulador de tráfego Hamburgo podem ser utilizados em investigações sobre a deformação permanente nas misturas asfálticas, ficando a critério do usuário a seleção por um ou outro método.

5.2. Sugestões para pesquisas futuras

- Construção e monitoramento de trechos experimentais, para fins de comparação com os dados extraídos de laboratório;
- Realização de ensaios de *flow number* segundo o método triaxial, para fins de comparação com os resultados segundo o método uniaxial;
- Realização de ensaios em outros simuladores de tráfego, de modo a analisar melhor a influência destes ligantes asfálticos nas misturas correspondentes e correlacionar os desempenhos em cada tipo de simulador; e
- Preparação de novos corpos de prova de misturas asfálticas com a mesma curva granulométrica escolhida na pesquisa, porém com outros tipos de ligantes asfálticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **AASHTO M 320**. Standard specification for performance-graded asphalt binder. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2021a.

AASHTO. **AASHTO M 323**. Standard specification for Superpave volumetric mix design. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2017a.

AASHTO. **AASHTO M 332**: Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2021b.

AASHTO. **AASHTO R 35**. Standard practice for Superpave volumetric design for asphalt mixtures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2017b.

AASHTO. **AASHTO T 315**. Standard method of test for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer (DSR). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2020.

AASHTO. **AASHTO T 324**. Standard method of test for Hamburg wheel-track testing of compacted asphalt mixtures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2017c.

ABNT. **ABNT NBR 15235**. Materiais asfálticos – determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2009.

ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES. **A manual for design of hot mix asphalt with commentary**. NCHRP Report 673. Washington (DC): Transportation Research Board, 2011. doi: 10.17226/14524.

AIREY, G. D. Rheological properties of styrene butadiene styrene polymer modified road bitumens. **Fuel**, v. 82, n. 14, p. 1709-1719, 2003. doi: 10.1016/S0016-2361(03)00146-7.

ALMEIDA JR, P. O. B.; BOEIRA, F. D.; SPECHT, L. P.; CERVO, T. C.; PEREIRA, D. S.; CENTOFANTE, R.; BARBOZA JR, V. S.; SILVA, C. F. C. Avaliação laboratorial do tipo e teor de ligante e da granulometria na deformação permanente de misturas asfálticas. **Transportes**, v. 26, n. 2, p. 1-15, 2018. doi: 10.14295/transportes.v26i2.1407.

ANDERSON, D. A.; CHRISTENSEN, D. W.; BAHIA, H. U.; DONGRÉ, R.; SHARMA, M. G.; ANTLE, C. E.; BUTTON, J. **Binder characterization and evaluation**: volume

3: physical characterization. Report No. SHRP-A-369. Washington (DC): Transportation Research Board, 1994.

ANDERSON, M.; D'ANGELO, J.; WALKER, D. MSCR: a better tool for characterizing high temperature performance properties. **Asphalt – The Magazine of the Asphalt Institute**, v. 25, p. 15-23, 2010.

APEAGYEI, A. K. Flow number predictive models from volumetric and binder properties. **Construction and Building Materials**, v. 64, p. 240-245, 2014. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.069.

ASPHALT INSTITUTE. **Asphalt mix design methods**. 7th ed. Manual Series No. 2 (MS-2). Lexington: Asphalt Institute, 2014. ISBN 978-1-934154-70-0.

ASTM. **ASTM D6521**. Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2019.

ASTM. **ASTM D6648**. Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2016.

ASTM. **ASTM D7175**. Standard test method for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2015.

BAHIA, H. U.; ANDERSON, D. A. Strategic highway research program binder rheological parameters: background and comparison with conventional properties. **Transportation Research Record**, n. 1488, p. 32-39, 1995.

BAHIA, H. U.; HANSON, D. I.; ZENG, M.; ZHAI, H.; KHATRI, M. A.; ANDERSON, R. M. **Characterization of modified asphalt binders in Superpave mix design**. NCHRP Report 459. Washington (DC): Transportation Research Board, 2001.

BARRA, B. S.; MOMM, L.; PEREZ, Y. A. G.; ANDRADE, V. D.; HEIDEMANN, M.; XAVIER, R. M. Impacto de diferentes metodologias de formulação granulométrica no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas. *In*: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 34., 100% digital, 2020. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2020, p. 1226-1237.

BARROS, L. M. **Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho conforme critério de flow number de misturas quentes e mornas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BARROS, L. M.; LIMA, C. D. A.; NASCIMENTO, L. A. H.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva

brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. *In*: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 33., Balneário Camboriú, 2019. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2019, p. 1156-1167.

BARROS, L. M.; NASCIMENTO, L. A. H.; ARAGÃO, F. T. S.; UNDERWOOD, B. S.; PIVETTA, F. C. Characterization of the permanent deformation of asphalt mixtures based on indexes and on pavement structural performance. **Construction and Building Materials**, v. 326, p. 1-9 126555, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126555.

BASTOS, J. B. S. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

BASTOS, J. B. S.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Relationship between multiple stress creep recovery (MSCR) binder test results and asphalt concrete rutting resistance in Brazilian roadways. **Construction and Building Materials**, v. 145, p. 20-27, 2017a. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.216.

BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. **Transportes**, v. 25, n. 2, p. 19-40, 2017b. doi: 10.14295/transportes.v25i2.1284.

BECKER, Y.; MÉNDEZ, M. P.; RODRÍGUEZ, Y. Polymer modified asphalt. **Vision Tecnológica**, v. 9, n. 1, p. 39-50, 2001.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. 2. ed. Rio de Janeiro: Petrobras/ABEDA, 2022.

BESSA, I. S. **Avaliação do processamento digital de imagens como ferramenta para caracterização de agregados e misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

BŁAŻEJOWSK, K.; OLSZACKI, J.; PECIAKOWSKI, H.; WÓJCIK-WIŚNIEWSKA, M. et al. **Highly modified binders: ORBITON HiMA**. Application Guide. Płock: ORLEN Asphalt, 2019.

BOEIRA, F. D. **Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

BOEIRA, F. D.; JÚNIOR, P. O. B. A.; CERVO, T. C.; PEREIRA, D. S.; BRONDANI, C. Avaliação da granulometria, modificação e do teor de ligante na rigidez e na deformação permanente de misturas asfálticas. *In*: CONGRESSO DE PESQUISA E

ENSINO EM TRANSPORTES, 32., Gramado, 2018. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2018, p. 1531-1542.

BRETAS, R. E. S.; D'ÁVILA, M. A. **Reologia de polímeros fundidos**. 2. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2010.

BROSSEAUD, I. Era uma vez a durabilidade de materiais asfálticos inovadores testados no simulador de tráfego do Ifsttar em Nantes. *In: ENCONTRO DE ASFALTO*, 21., Rio de Janeiro, 2014. **Anais [...]** Rio de Janeiro: IBP, 2014, n. 375, p. 1-12.

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

CERATTI, J. A. P.; REIS, R. M. M. **Manual de dosagem de concreto asfáltico**. 152 p. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CHOWDHURY, P. S.; MULLAPUDI, R. S.; REDDY, M. A. An investigation on the effect of aging on chemical and mechanical properties of asphalt binders. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 34, n. 10, 04022252, 2022. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004396.

CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2021**. 231 p. Brasília: CNT/SEST SENAT, 2021.

D'ANGELO, J. New high-temperature binder specification using multistress creep and recovery. **Transportation Research Circular**, n. E-C147, p. 1-13, 2010.

D'ANGELO, J.; KLUTTZ, R.; DONGRÉ, R.; STEPHENS, K.; ZANZOTTO, L. Revision of the Superpave high temperature binder specification: the multiple stress creep recovery test. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 76, p. 123-162, 2007.

DELGADILLO, R.; BAHIA, H. U.; LAKES, R. A nonlinear constitutive relationship for asphalt binders. **Materials and Structures**, v. 45, n. 3, p. 457-473, 2012. doi: 10.1617/s11527-011-9777-y.

DELGADILLO, R.; CHO, D. W.; BAHIA, H. Nonlinearity of repeated creep and recovery binder test and relationship with mixture permanent deformation. **Transportation Research Record**, n. 1962, p. 3-11, 2006a. doi: 10.1177/0361198106196200101.

DELGADILLO, R.; NAM, K.; BAHIA, H. Why do we need to change $G^*/\sin\delta$ and how? **Road Materials and Pavement Design**, v. 7, n. 1, p. 7-27, 2006b. doi: 10.1080/14680629.2006.9690024.

DNIT. **DNIT 031/2006-ES**. Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2006.

DNIT. **DNIT 111/2009-EM**. Pavimentação flexível – cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” – especificação de material. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2009.

DNIT. **DNIT 129/2011-EM**. Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico – especificação de material. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2011.

DNIT. **DNIT 178/2018-PRO**. Pavimentação asfáltica – preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2018a.

DNIT. **DNIT 184/2018-ME**. Pavimentação – misturas asfálticas - ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – método de ensaio Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2018b.

DNIT. **DNIT 423/2020-ME**. Pavimentação – ligante asfáltico – fluência e recuperação de ligante asfáltico determinados sob tensões múltiplas (MSCR) – método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020a.

DNIT. **DNIT 424/2020-ME**. Pavimentação – agregado – determinação do índice de forma com crivos – método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020b.

DNIT. **DNIT 427/2020-ME**. Pavimentação – misturas asfálticas – determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas – método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020c.

DNIT. **DNIT 428/2022-ME**. Pavimentação – misturas asfálticas – determinação da densidade relativa aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados – método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2022a.

DNIT. **DNIT 430/2020-ME**. Pavimentação – misturas asfálticas – seleção granulométrica de agregados para concreto asfáltico pelo Método Bailey – procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020d.

DOMINGOS, M. D. I. **Caracterização do comportamento fluência recuperação de ligantes asfálticos modificados virgens e envelhecidos**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. doi: 10.11606/D.18.2011.tde-12032012-144327.

DOMINGOS; M. D. I.; FAXINA, A. L. Susceptibility of asphalt binders to rutting: literature review. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 2, 04015134, 2016. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001364.

DOMINGOS; M. D. I.; FAXINA, A. L. Literature review of the multiple stress creep and recovery, performance-related test. **Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements**, v. 147, n. 1, 03121001, 2021. doi: 10.1061/JPEODX.0000248.

DOMINGOS; M. D. I.; FAXINA, A. L.; BERNUCCI, L. L. B. Characterization of the rutting potential of modified asphalt binders and its correlation with the mixture's rut resistance. **Construction and Building Materials**, v. 144, p. 207-213, 2017. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.171.

DOMINGOS; M. D. I.; FAXINA, A. L.; BERNUCCI, L. L. B. Rutting behavior and rheological modeling of EVA-modified binders in the mixture and binder scales. **Materials and Structures**, 52, 36, 2019. doi: 10.1617/s11527-019-1335-z.

DuBOIS, E.; MEHTA, Y.; NOLAN, A. Correlation between multiple stress creep recovery (MSCR) results and polymer modification of binder. **Construction and Building Materials**, v. 65, p. 184-190, 2014. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.111.

FACCIN, C. **Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

FACCIN, C.; SCHUSTER, S. L.; JUNIOR, P. O. B. A.; VESTENA, P. M.; SPECHT, L. P.; BUENO, L. D.; LEITE, L. F. M. Mapas de grau de desempenho (PG) de ligantes asfálticos para o Brasil. *In*: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 35., 100% virtual, 2021. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2021, p. 933-943.

FACCIN, C.; SPECHT, L. P.; SCHUSTER, S. L.; BOEIRA, F. D.; BUENO, L. D.; BRONDANI, C.; PEREIRA, D. S.; NASCIMENTO, L. A. H. Flow Number parameter as a performance criteria for asphalt mixtures rutting: evaluation to mixes applied in Brazil Southern region. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 23, n. 9, p. 3055-3067, 2021. doi: 10.1080/10298436.2021.1880580.

FEDERATION OF CANADIAN MUNICIPALITIES AND NATIONAL RESEARCH COUNCIL. **Rut mitigation techniques at intersections**. National Guide To Sustainable Municipal Infrastructure, Ottawa, 2003.

FERNANDES, M. R. S.; FORTE, M. M. C.; LEITE, L. F. M. Rheological evaluation of polymer-modified asphalt binders. **Materials Research**, v. 11, n. 3, p. 381-386, 2008. doi: 10.1590/S1516-14392008000300024.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Validação da metodologia de faixa de agregados dominantes para avaliação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas. *In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES*, 29., Ouro Preto, 2015. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2015, p. 85-96.

FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B.; BASTOS, J. B. S. Métodos de seleção granulométrica com foco na resistência à deformação permanente. **Transportes**, v. 24, n. 2, p. 46-52, 2016. doi: 10.14295/transportes.v24i2.1129.

FONSECA, B. F.; BASTOS, J. B. S.; JÚNIOR, J. L. O. L.; SOARES, J. B. Banco de dados de misturas asfálticas avaliadas no Ceará. *In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES*, 34., 100% digital, 2020. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2020, p. 1422-1433.

FONTES, L. P. T. L. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina e Universidade do Minho, Florianópolis, 2009.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GADLER, F.; CARPIO, J. A. V. D.; MIRANDA, L. F. R. Características mecânicas de misturas asfálticas produzidas utilizando o Método Bailey de seleção granulométrica. *In: Reunião de Pavimentação Urbana*, 20., Florianópolis, 2017. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ABPv, 2017.

GOLALIPOUR, A.; BAHIA, H. U.; TABATABAEE, H. A. Critical considerations toward better implementation of the multiple stress creep and recovery test. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 5, 04016295, 2017. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001803.

HAJIKARIMI, P.; RAHI, M.; NEJAD, F. M. Comparing different rutting specification parameters using high temperature characteristics of rubber-modified asphalt binders. **Road Materials and Pavement Design**, v. 16, n. 4, p. 751-766, 2015. doi: 10.1080/14680629.2015.1063533.

HAO, G.; HUANG, W.; YUAN, J.; TANG, N.; XIAO, F. Effect of aging on chemical and rheological properties of SBS modified asphalt with different compositions. **Construction and Building Materials**, v. 156, p. 902-910, 2017. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.06.146.

HUNTER, R. N.; SELF, A.; READ, J. **The Shell bitumen handbook**. 6th ed. London: ICE Publishing, 2015.

HUSSAN, S.; KAMAL, M. A.; HAFEEZ, I.; AHMAD, N.; KHANZADA, S.; AHMED, S. Modelling asphalt pavement analyzer rut depth using different statistical techniques. **Materials and Pavement Design**, v. 21, p. 117-142, 2020. doi: 10.1080/14680629.2018.1481880.

ISHAQ, M. A.; VENTURINI, L.; GIUSTOZZI, F. Correlation between rheological rutting tests on bitumen and asphalt mix flow number. **International Journal of Pavement Research and Technology**, v. 15, p. 1297-1316, 2022. doi: 10.1007/s42947-021-00089-z.

JUN-QING, L.; QIAN, L.; HONG-XIAO, L. New statistical damage theory-based creep model for asphalt mixture. **Journal of Highway and Transportation Research and Development (English Edition)**, v. 9, n. 1, p. 8-13, 2015. doi: 10.1061/JHTRCQ.0000420.

KENNEDY, T. W.; HUBER, G. A.; HARRIGAN, E. T.; COMINSKY, R. J.; HUGHES, C. S.; VON QUINTUS, H.; MOULTHROP, J. S. **Superior performing asphalt pavements (Superpave):** the product of the SHRP asphalt research program. Report No. SHRP-A-410. Washington (DC): Transportation Research Board, 1994.

KIM, H. H.; MAZUMDER, M.; LEE, M.-S. Laboratory evaluation of SBS -modified asphalt binder containing GTR, SIS, and PE. **Advances in Civil Engineering**, v. 2020, 8830622. doi: 10.1155/2020/8830622.

KLINSKY, L. M. G.; BARDINI, V. S. S.; FARIA, V. C. Evaluation of permanent deformation on of asphalt rubber using multiple stress creep recovery tests and flow number tests. **Transportes**, v. 28, n. 2, p. 76-86, 2020. doi: 10.14295/transportes.v28i2.2110.

KLINSKY, L. M. G.; FARIA, V. C.; ODA, S.; CAVALCANTI, L. S.; BARELLA, R. M. Avaliação da influência do tipo de ligante asfáltico na vida de fadiga de misturas asfálticas. *In: ENCONTRO DE ASFALTO*, 21., Rio de Janeiro, 2014. **Anais [...]** Rio de Janeiro: IBP, 2014, n. 309, p. 1-12.

KRATON. **Highly modified asphalt (HiMA):** next generation in asphalt pavement design. Houston: Kraton Corporation, 2018.

LAUKKANEN, O.-V.; SOENEN, H.; PELLINEN, T.; HEYRMAN, S.; LEMOINE, G. Creep-recovery behavior of bituminous binders and its relation to asphalt mixture rutting. **Materials and Structures**, v. 48, p. 4039-4053, 2015. doi: 10.1617/s11527-014-0464-7.

LEITE, L. F. M.; MOTTA, L. M. G.; COSTA, E. C.; TEIXEIRA, L. H.; MORILHA, A.; MARTINS, L. D. **Informações básicas sobre materiais asfálticos:** a importância das características dos agregados no desempenho das misturas asfálticas. Vol. 1. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 2021. ISBN 978-65-88039-03-8.

LILL, K.; KHAN, A. N.; KONTSON, K.; HESP, S. A. M. Comparison of performance-based specification properties for asphalt binders sourced from around the world. **Construction and Building Materials**, v. 261, 120552, 2020. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120552.

LOUREIRO, T. G. **Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

LV, Q.; HUANG, W.; BAHIA, H. U.; TANG, N.; ZHU, T. Three-stage damage evolution of asphalt mixture in the wet Hamburg wheel tracking device test using X-ray computed tomography. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 30, n. 7, 04018138, 2018. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002355.

MASAD, E.; HUANG, C.-W.; D'ANGELO, J.; LITTLE, D. N. Characterization of asphalt binder resistance to permanent deformation based on nonlinear viscoelastic analysis of multiple stress creep recovery (MSCR) test. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 78, p. 535-566, 2009.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Report No. WHRP 05-02. Madison: University of Wisconsin, 2004.

MARINHO FILHO, P. G. T. **Avaliação reológica de ligantes asfálticos modificados com nanopartículas de dióxido de titânio**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2017.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2005.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

MOTHÉ, M. G. **Estudo do comportamento de ligantes asfálticos por reologia e análise térmica**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro 2009.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. doi: 10.11606/T.3.2010.tde-17082010-094223.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H.; LEITE, L.; CAMPOS, E. F. Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 18, Rio de Janeiro, 2006. **Anais [...]** Rio de Janeiro: IBP, 2006.

OLIVEIRA, A. A.; RAMOS, V. N.; BRONDANI, C.; POSSEBON, E. P.; SPECHT, L. P.; PEREIRA, D. S. Avaliação da resistência à deformação permanente e ao dano por fadiga de misturas asfálticas com dois ligantes modificados e um convencional do estado do Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 33., Balneário Camboriú, 2019. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2019, p. 1695-1706.

ONOFRE, F. C.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; SOARES, J. B.; FAXINA, A. L. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas. **Transportes**, v. 21, n. 3, p. 14-21, 2013. doi: 10.4237/transportes.v21i3.685.

PAZOS, A. G. **Efeitos de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

PIRES, D. M. **Estudo da deformação permanente de concretos asfálticos aplicados em campo**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2020.

PIRES, D. M.; SCHUSTER, S. L.; SPECHT, L. P.; PEREIRA, D. S.; BIANCARDI, S. A. Study of the permanent deformation of asphalt mixtures in the field: a multiscale approach. **Construction and Building Materials**, v. 325, 126763, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126763.

POLACCO, G.; FILIPPI, S.; MERUSI, F.; STASTNA, G. A review of the fundamentals of polymer-modified asphalts: asphalt/polymer interactions and principles of compatibility. **Advances in Colloid and Interface Science**, v. 224, p. 72-112, 2015. doi: 10.1016/j.cis.2015.07.010.

POROT, L.; JELLEMA, E.; BELL, D.; GRONNIGER, J. **Binder and mix evaluation of highly modified asphaltic binder**. Sydney: Australian Asphalt Pavement Association, 2019.

POSSEBON, E. P. **Advanced characterization of Brazilian bitumens and mixtures**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2021.

PROWELL, B. D.; ZHANG, J.; BROWN, E. R. **Aggregate properties and the performance of Superpave-designed hot mix asphalt**. NCHRP Report 539. Washington (DC): Transportation Research Board, 2005.

RAFFLER, A. **Análise do desempenho à fadiga de ligantes e misturas asfálticas densas em função da origem e da modificação por polímero**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2023.

RADHAKRISHNAN, V.; SRI, M. R.; REDDY, K. S. Evaluation of asphalt binder rutting parameters. **Construction and Building Materials**, v. 173, p. 298-307, 2018. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.04.058.

REIS, R. M. M.; MARTINS, R. L.; MALTA, Y. G. C.; RAFFLER, A.; SENDESKI, A.; NEGRELI, E. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. *In*: ENCONTRO DE ASFALTO, 22., Rio de Janeiro, 2016. **Anais [...]** Rio de Janeiro: IBP, 2016, n. 330, p. 1-9.

RODEZNO, M. C.; KALOUSH, K. E.; CORRIGAN, M. R. Development of a flow number predictive model. **Transportation Research Record**, n. 2181, p. 79-87, 2010. doi: 10.3141/2181-09.

ROY-CHOWDHURY, A. B.; SALEH, M. F.; MOYERS-GONZALEZ, M. Characterisation of permanent deformation behaviour of asphalt mix based on a Combined Elastic Plastic (CEP) parameter. **Infrastructures**, v. 6, n. 12, 183, 2021. doi: 10.3390/infrastructures6120183.

RUSHING, J. F.; GARG, N. Using the asphalt pavement analyzer as a mixture performance test to select appropriate binder grades for airport pavements. **Journal of Transportation Engineering**, v. 143, n. 3, 04017010, 2017. doi: 10.1061/jpeodx.0000012.

SABOO, N.; KUMAR, P. A study on creep and recovery behavior of asphalt binders. **Construction and Building Materials**, v. 96, p. 632-640, 2015. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.08.078.

SABOO, N.; KUMAR, P. Analysis of different test methods for quantifying rutting susceptibility of asphalt binders. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 7, 04016024, 2016. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001553.

SALIM, R.; GUNDLA, A.; UNDERWOOD, B. S.; KALOUSH, K. E. Effect of MSCR percent recovery on performance of polymer modified asphalt mixtures. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 5, p. 308-319, 2019a. doi: 10.1177/0361198119841283.

SALIM, R.; GUNDLA, A.; ZALGHOUT, A.; UNDERWOOD, B. S.; KALOUSH, K. E. Relationship between asphalt binder parameters and asphalt mixture rutting. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 6, p. 431-446, 2019b. doi: 10.1177/0361198119842129.

SANTOS, E. F.; FERNANDES JR, J. L. Avaliação do módulo de resiliência de misturas asfálticas com granulometria definida pela faixa de agregados dominantes.

In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 34., 100% digital, 2020. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2020, p. 1334-1343.

SHENOY, A. A comprehensive treatise of the high temperature specification parameter $|G^*|/(1-(1/\tan\delta\sin\delta))$ for performance grading of asphalts. **Applied Rheology**, v. 14, n. 6, p. 303-314, 2004. doi: 10.1515/arh-2004-0017.

SILVA, A. M. **Avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas projetadas com CAP HiMA e CAP 60/85-e aplicadas na restauração de um trecho da rodovia SC-114**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal De Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

SILVA, L. S.; FORTE, M. M. C.; VIGNOL, L. A.; CARDOZO, N. S. M. Study of rheological properties of pure and polymer-modified Brazilian asphalt binders. **Journal of Materials Science**, v. 39, n. 2, p. 539-546, 2004. doi: 10.1023/B:JMSC.0000011509.84156.3b.

SILVA; S. C; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. O efeito da seleção granulométrica na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. *In*: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 29., Ouro Preto, 2015. **Anais [...]** Rio de Janeiro: ANPET, 2015, p. 73-84.

SIROMA, R. S. **Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF)**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

SOBREIRO, F. P. **Efeito da adição de ácidos fosfóricos no comportamento reológico de ligantes asfálticos puros e modificados com copolímero SBS**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. doi: 10.11606/T.18.2014.tde-28052014-100359.

SPECHT, L. P.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C.; SOARES, J. B. et al. Application of the theory of viscoelasticity to evaluate the resilient modulus test in asphalt mixes. **Construction and Building Materials**, v. 149, p. 648-658, 2017. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.037.

STEMPIHAR, J.; GUNDLA, A.; UNDERWOOD, B. S. Interpreting stress sensitivity in the multiple stress creep and recovery test. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 30, n. 2, 04017283, 2018. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002153.

STIADY, J.; HAND, A.; WHITE, T. Quantifying contributions of aggregate characteristics using PURWheel laboratory tracking device: *In*: WHITE, T. D.; JOHNSON, S. M.; YZENAS, J. J. (Eds.). **Aggregate contribution to hot-mix asphalt performance**. Report No. ASTM STP 1412. West Conshohocken: ASTM, 2002, p. 1-15. doi: 10.1520/STP10796S.

WALUBITA, L. F.; LING, M.; PIANETA, L. M. R.; FUENTES, L.; KOMBA, J. K.; MABROUK, G. M. Correlating the asphalt-binder MSCR test results to the HMA HWTT and field rutting performance. **Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements**, v. 148, n. 3, 04022047, 2022. doi: 10.1061/JPEODX.0000386.

WALUBITA, L. F.; ZHANG, J.; FARUK, A. N. M.; ALVAREZ, A. E.; SCULLION, T. Laboratory hot-mix asphalt performance testing: asphalt mixture performance tester versus universal testing machine. **Transportation Research Record**, n. 2447, p. 61-73, 2014. doi: 10.3141/2447-07.

WANG, T.; WEI, X.; ZHANG, D.; SHI, H.; CHENG, Z. Evaluation for low temperature performance of SBS modified asphalt by dynamic shear rheometer method. **Buildings**, v. 11, n. 9, 408, 2021. doi: 10.3390/buildings11090408.

WHITE, T.D; HADDOCK, J. E; HAND, A. J; FANG, J. **Contributions of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements**. NCHRP Report 468. Washington (DC): Transportation Research Board, 2002.

WITCZAK, M. W; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M.; VON QUINTUS, H. **Simple performance test for Superpave mix design**. NCHRP Report 465. Washington (DC): Transportation Research Board, 2002.

YEGGONI, M.; BUTTON, J. W.; ZOLLINGER, D. G. Fractals of aggregates correlated with creep in asphalt concrete. **Journal of Transportation Engineering**, v. 122, n. 1, p. 22-28, 1996. doi: 10.1061/(asce)0733-947x(1996)122:1(22)

YILDIRIM, Y. Polymer modified asphalt binders. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 1, p. 66-72, 2007. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.07.007.

YIN, F.; CHEN, C.; WEST, R.; MARTIN, A. E.; ARAMBULA-MERCADO, E. Determining the relationship among Hamburg wheel-tracking test parameters and correlation to field performance of asphalt pavements. **Transportation Research Record**, v. 2674, n. 4, p. 281-192, 2020. doi: 10.1177/0361198120912430.

ZHANG, J.; WALUBITA, L. F.; FARUK, A. N. M.; KARKI, P.; SIMATE, G. S. Use of the MSCR test to characterize the asphalt binder properties relative to HMA rutting performance – a laboratory study. **Construction and Building Materials**, v. 94, p. 218-227, 2015. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.06.044.