

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

ANDRÉIA RAFFLER

**ANÁLISE DO DESEMPENHO À FADIGA DE LIGANTES E MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS EM FUNÇÃO DA ORIGEM E DA MODIFICAÇÃO POR
POLÍMERO**

CURITIBA

2023

ANDRÉIA RAFFLER

**ANÁLISE DO DESEMPENHO À FADIGA DE LIGANTES E MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS EM FUNÇÃO DA ORIGEM E DA MODIFICAÇÃO POR
POLÍMERO**

**Analysis of the fatigue performance of asphalt binders and dense-graded
asphalt mixtures depending on the crude source and the polymeric
modification type**

Dissertação apresentada como requisito parcial à
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, do
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Área de concentração: Materiais, Estruturas e
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Matheus David Inocente
Domingos

Co-orientador: 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



ANDREIA RAFFLER

ANÁLISE DO DESEMPENHO À FADIGA DE LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS EM FUNÇÃO DA ORIGEM E DA MODIFICAÇÃO 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: 26 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

Dr. Adauto Jose Miranda De Lima, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dr. Luciano Pivoto Specht, Doutorado - Universidade Federal de Santa Maria (Ufsm)

Documento gerado pelo Sistema Acadêmico da UTFPR a partir dos dados da Ata de Defesa em 06/12/2023.

Ao Antônio e à Maria, por serem minha
principal fonte de motivação.

AGRADECIMENTOS

À minha família pelo apoio, incentivo e paciência. Em especial ao meu marido Yan por me alavancar em todos os momentos que pensei em desistir. Conciliar essa pesquisa com o trabalho e a maternidade foi um dos maiores desafios da minha vida. À UTFPR, instituição base de toda minha formação: ensino médio, graduação e agora mestrado. Ao meu orientador Prof. Matheus, pela sua dedicação, orientação e paciência. Ao Prof. Ronaldo Izzo por todo apoio e disponibilidade.

Ao E-Vias e todos os meus colegas de trabalho, sem os quais essa pesquisa não teria acontecido. Gratidão especial à Ana Ostrovski, Douglas Thiel, Geison, Heber, Elton, André e Rafael Reis. Obrigada todo time E-Vias!

Ao Prof. Luciano Specht pela parceria e apoio já de longa data. A todos do GEPPASV (UFSM) que tão prontamente colaboraram na realização dos ensaios desta pesquisa e esclarecendo minhas dúvidas. Agradecimento especial à Chaveli e à Evelyn.

Ao LAMP (UFPR), especialmente ao Prof. Joe e ao Danilo, pelo atendimento e disponibilidade ao longo dessa pesquisa. À USP São Carlos, em especial ao Prof. Adalberto Faxina pelos ensinamentos e pela oportunidade de utilizar o laboratório de ligantes, e aos colegas do departamento pela ajuda.

À CBB Asfaltos pela colaboração com os ensaios reológicos. Ao Luiz Henrique Teixeira pela disponibilização, e à Aline, Letícia e Rafael por todo tempo dedicado aos ensaios desta pesquisa.

Também à EMAM Asfaltos pela colaboração com os ensaios reológicos. Ao Leandro Vilela pela oportunidade. Ao Douglas Silva e ao Yuri Damasceno um imenso muito obrigada pelo tempo dedicado, pela paciência e por todas as trocas enriquecedoras.

À Compasa e à Dalba pelo fornecimento dos ligantes asfálticos e à Brasil Mineração pelo fornecimento dos agregados.

Estendo meus agradecimentos a todos que contribuíram para a realização deste trabalho e que não foram diretamente citados. Todos vocês de alguma forma impactaram a minha vida e são especiais.

RESUMO

Os pavimentos brasileiros têm apresentado rupturas precoces quando aplicados em campo, sobretudo por fadiga e deformação permanente, e isto pode ser parcialmente atribuído aos métodos inadequados de dimensionamento. Mesmo diante dos avanços na engenharia rodoviária brasileira com o desenvolvimento do novo Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos (MEDINA), ainda existem carências de pesquisas nacionais que correlacionam o protocolo de ensaio do MEDINA para fadiga em misturas asfálticas às caracterizações reológicas de ligantes asfálticos à fadiga. Neste sentido, o objetivo geral do presente trabalho consiste na análise da suscetibilidade de ligantes e misturas asfálticas altamente modificados por polímero (HiMA) e modificados pelo copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS), considerando o mecanismo de ruptura por fadiga e materiais nacionais e importados da Rússia e da Colômbia. As misturas asfálticas foram enquadradas em uma granulometria densa definida pela Faixa “C” do DNIT, e seu processo de dosagem foi estabelecido pelo método SUPERPAVE. Foi selecionado um volume de vazios de 4% após 100 giros no Compactador Giratório SUPERPAVE para todas as formulações. Dentre os ensaios mecânicos, é possível citar os seguintes: resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, IDEAL-CT e fadiga por compressão diametral. Em termos dos ligantes asfálticos, os protocolos dos ensaios de Varredura de Amplitude Linear (LAS) e de carregamento em regime oscilatório para construção das curvas mestre – ambos conduzidos em um Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR) – foram considerados. Os materiais foram ordenados quanto à sua resistência à fadiga e, para fins de verificação da capacidade de os parâmetros do CAP refletirem os desempenhos das misturas asfálticas correspondentes, foram obtidas correlações lineares entre tais parâmetros. O CAP puro de origem colombiana (CAP 60-70 CO) teve um desempenho superior ao dos CAPs nacionais puros e modificados por SBS, o que pode ser atribuído à composição química diferenciada deste material. A formulação de origem russa (AMP 65/90 RU) registrou um desempenho muito superior aos dos outros ligantes asfálticos, o que indica uma boa resistência deste material à fadiga no pavimento de campo. Além da formulação russa, o CAP nacional altamente modificado por polímero (HiMA BR) também mostrou resultados promissores nos ensaios de fadiga e em ambas as escalas do CAP e da mistura asfáltica. Em linhas gerais, os parâmetros Glower-Rowe (*G-R*) e ΔT_c registraram aplicabilidade limitada neste trabalho porque suas correlações com os parâmetros de fadiga das misturas asfálticas seguiram tendências opostas às reportadas na literatura. Fatores como o nível de envelhecimento do CAP e os tipos de ensaio feitos no trabalho podem justificar tais constatações.

Palavras-chave: Trincamento por fadiga. Misturas asfálticas densas. Copolímero de estireno-butadieno-estireno. Varredura de amplitude linear. Ensaio mecânicos.

ABSTRACT

Brazilian asphalt pavements have been shown premature failure in the field, especially by fatigue cracking and rutting. This may be explained by factors such as superseded design methods. Despite the advances in Brazilian Highway Engineering with the advent of the new flexible pavement design method (MEDINA, in Portuguese), there are deficiencies in terms of publications that correlated the MEDINA fatigue mixture test protocol with the rheological tests for fatigue characterization of asphalt binders. In this manner, the general objective of the present study is to analyze the susceptibility of highly-modified asphalt binders and mixtures (HiMA) and the ones modified with the styrene-butadiene-styrene (SBS) to fatigue. In addition to Brazilian binders, materials from Russia and Colombia were also included in the investigation. The asphalt mixtures were fitted to a dense-graded curve labeled as “Band C” according to the National Department of Transport Infrastructure (DNIT, in Portuguese), and their design process followed the SUPERPAVE mixture design criterion. A fixed air voids content of 4% after 100 gyrations in the SUPERPAVE Gyratory Compactor was set to all formulations. The mechanical tests included splitting tensile strength, resilient modulus, IDEAL-CT and indirect tensile test for fatigue. The binder tests included the Linear Amplitude Sweep (LAS) test protocol and oscillatory shear test for the construction of master curves – both of them carried out in a Dynamic Shear Rheometer (DSR). The binders and mixtures were ranked according to their fatigue resistances, and linear correlations were constructed to analyze the feasibility of binder parameters in estimating the susceptibility of their corresponding mixtures to fatigue. The Colombian unmodified binder (AC 60-70 CO) showed a superior performance when compared with the Brazilian unmodified and SBS-modified binders, and this might be explained by the particular chemical composition of this material. The Russian SBS-modified binder (AMP 65/90 RU) provided a much better fatigue performance in comparison to the other studied binders, which suggests a good field performance of this material in the pavement. In addition to the Russian formulation, the Brazilian highly-modified binder (HiMA BR) also showed promising results in the fatigue tests and in both mixture and binder scales. In general, the Glower-Rowe ($G-R$) and ΔT_c parameters showed a limited applicability in this study because their correlations with the mixture fatigue parameters showed opposite trends, in comparison with previously published studies. Factors such as the aging level and the tests performed in the study may justify such conclusions.

Keywords: Fatigue cracking. Dense-graded asphalt mixtures. Styrene-butadiene-styrene copolymer. Linear amplitude sweep. Mechanical tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Domínios típicos para o comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura	22
Figura 2 – Domínios típicos para o comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos	22
Figura 3 – Evolução típica da curva de rigidez $ E^* $ da mistura asfáltica durante os estágios existentes em um processo de fadiga	24
Figura 4 – Defasagem entre as ondas de tensão (σ) e de deformação (ϵ) durante a aplicação de pulsos de carregamento a uma frequência ω e durante o ensaio de módulo complexo	25
Figura 5 – Exemplo de Plano Cole-Cole para o módulo complexo, com a componente em fase (E_1) no eixo das abscissas e a componente defasada (E_2) no eixo das ordenadas	26
Figura 6 – Exemplo de diagrama de Black, com o módulo complexo E^* no eixo das ordenadas e o ângulo de fase ϕ no eixo das abscissas	27
Figura 7 – Exemplo de construção de uma curva mestre para o módulo dinâmico	28
Figura 8 – Esquema de aplicação da tensão cisalhante em uma amostra de ligante asfáltico	33
Figura 9 – Correlações entre o parâmetro $G^* \text{sen} \delta$ e a vida de fadiga das misturas asfálticas para diferentes tipos de agregado e granulometrias	35
Figura 10 – Comparações entre as vidas de fadiga (N_f) medidas segundo os ensaios LAS e time sweep à temperatura referencial de 20°C	37
Figura 11 – Curva C versus S típica de característica de dano	40
Figura 12 – Curva típica de fadiga proveniente do ensaio de varredura de amplitude linear	41
Figura 13 – Critério de ruptura a_f demonstrado em uma curva típica da taxa de crescimento da fissura (da/dN) versus o seu comprimento (a)	42
Figura 14 – Critério de ruptura W_S^R demonstrado na curva de evolução da energia de pseudo-deformação (PSE) armazenada versus número de ciclos	43
Figura 15 – Correlação entre o parâmetro G-R e a vida de fadiga em misturas asfálticas	45
Figura 16 – Correlação entre o parâmetro G-R e a vida de fadiga do CAP no LAS (N_f)	46
Figura 17 – Valores de ΔT_c obtidos para tipos variados de ligantes asfálticos a partir do banco de dados do projeto de pesquisa NCHRP 9-60	47

Figura 18 – Cálculo do fator de fadiga do CAP (<i>FFL</i>) a partir da sua curva de fadiga	48
Figura 19 – Tensões em uma camada de concreto asfáltico submetida ao carregamento repetido do tráfego	49
Figura 20 – Localização do parâmetro N_{f50} na curva de rigidez e segundo a abordagem clássica	51
Figura 21 – Definição do critério de falha em função da queda do ângulo de fase	52
Figura 22 – Esquema representativo dos diferentes modelos de ensaio de fadiga por flexão	54
Figura 23 – Esquema representativo dos diferentes modelos de ensaio de fadiga por tração	54
Figura 24 – Exemplo da curva de Wöhler	56
Figura 25 – Classes de fadiga consideradas no método MEDINA	57
Figura 26 – Gráfico carga versus deslocamento obtido durante o ensaio IDEAL-CT	58
Figura 27 – Comparação entre as curvas características de dano obtidas para os ligantes asfálticos (a) e as misturas asfálticas (b)	60
Figura 28 – Classificação sequencial de misturas e ligantes asfálticos quanto à fadiga nos ensaios LAS e flexão em viga de quatro pontos (FBB)	61
Figura 29 – Correlações entre os parâmetros N_f do ensaio LAS e N_f do ensaio por flexão em viga de quatro pontos (FBB), para diferentes amplitudes de deformação	62
Figura 30 – Correlação entre os fatores de fadiga do ligante asfáltico (<i>FFL</i>) e da mistura asfáltica (<i>FFM</i>) coletados à temperatura de 19°C	62
Figura 31 – Correlação entre os fatores de fadiga do ligante asfáltico (<i>FFL</i>) e das misturas asfálticas (<i>FFM</i>) à temperatura de 19°C	63
Figura 32 – Planejamento da pesquisa	66
Figura 33 – Curva granulométrica das misturas asfálticas (linha escura) e seu enquadramento nos limites da “Faixa C” do DNIT (2006) (linhas vermelhas)	71
Figura 34 – Enquadramento da curva granulométrica nos pontos de controle da especificação SUPERPAVE (AASHTO, 2017a)	72
Figura 35 – Teor de projeto para a mistura asfáltica preparada com o CAP 50/70	75
Figura 36 – Curvas mestre do módulo de cisalhamento dinâmico (G^*) versus frequência reduzida e para os ligantes asfálticos na condição virgem	86
Figura 37 – Curvas mestre do ângulo de fase (δ) versus frequência reduzida e para os ligantes asfálticos na condição virgem	86
Figura 38 – Diagramas de Black para os ligantes asfálticos na condição virgem	87

Figura 39 – Resultados dos parâmetros Glower-Rowe (<i>G-R</i>) no diagrama de Black	88
Figura 40 – Curvas tensão versus deformação do ensaio LAS para os ligantes asfálticos	90
Figura 41 – Curvas de fadiga dos ligantes asfálticos	91
Figura 42 – Curvas características de dano (<i>C</i> versus <i>S</i>) para os ligantes asfálticos.....	91
Figura 43 – Fatores de fadiga dos ligantes asfálticos (<i>FFL</i>) e classes (<i>NASCIMENTO</i> , 2021).....	93
Figura 44 – Correlação entre penetração e Módulo de Resiliência (<i>MR</i>)	95
Figura 45 – Curvas de fadiga das misturas asfálticas a 25°C e à frequência de 1 Hz.....	97
Figura 46 – Classes de fadiga das misturas asfálticas em função do Fator de Fadiga da Mistura (<i>FFM</i>) e do Módulo de Resiliência (<i>MR</i>)	98
Figura 47 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento	99
Figura 48 – Curvas mestre do módulo dinâmico em escala semi-log.....	102
Figura 49 – Curvas mestre do módulo dinâmico <i>versus</i> frequência reduzida em escala log-log	102
Figura 50 – Curvas mestre do ângulo de fase <i>versus</i> frequência reduzida....	103
Figura 51 – Diagramas de Black para as misturas asfálticas	103
Figura 52 – Matriz das correlações obtidas entre os parâmetros avaliados nesta pesquisa	105
Figura 53 – Comparação entre os fatores de fadiga do CAP (<i>FFL</i>) e da mistura asfáltica (<i>FFM</i>)	107
Figura 54 – Correlações entre os fatores de fadiga do CAP (<i>FFL</i>) e da mistura asfáltica (<i>FFM</i>) com a formulação russa AMP 65/90 RU (a) e sem esta formulação (b).....	108
Figura 55 – Correlações entre o fator de fadiga do CAP (<i>FFL</i>) e os parâmetros das misturas asfálticas $ E^* _{20^\circ C\ 10Hz}$ (a) e $N_{f(250\mu)}$ (b).....	109
Figura 56 – Correlações entre o fator de fadiga <i>FFL</i> e os parâmetros de rigidez $ G^* _{25^\circ C\ 10Hz}$ (a); PG contínuo em temperaturas baixas – PGL (b); Glower-Rowe – <i>G-R</i> (c); e ΔTc (d)	110
Figura 57 – Correlações entre os parâmetros Glower-Rowe nas condições virgem (<i>G-R</i> _{VG}) e envelhecida a curto prazo (<i>G-R</i> _{RTFOT}) e os parâmetros $N_{fm(100\mu)}$, $N_{fm(250\mu)}$ e <i>FFM</i> das misturas asfálticas	111
Figura 58 – Correlações entre o parâmetro ΔTc os parâmetros $ G^* _{25^\circ C\ 10Hz}$ (a); PG contínuo em baixa temperatura PGL (b); A_{LAS} (c); B_{LAS} (d); N_{fl} (e); e $(W^R)_S$ (f)	113
Figura 59 – Correlação entre o parâmetro CT_{index} e os parâmetros de fadiga $N_{fm(100\mu)}$ (a); $N_{fm(250\mu)}$ (b); e fator de fadiga das misturas asfálticas <i>FFM</i> (c)	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais características técnicas dos ensaios de MR e MC	29
Tabela 2 – Critérios de atribuição do nível de tráfego ao CAP em função dos resultados do MSCR: compliância não-recuperável a 3,2 kPa ($J_{nr,3,2}$) e diferença percentual ($J_{nr,diff}$)	31
Tabela 3 – Valores limites propostos para o LAS e o parâmetro G-R em função do tráfego	45
Tabela 4 – Correlações entre os parâmetros do CAP e o desempenho à fadiga em campo para três pistas de teste construídas nos Estados Unidos	64
Tabela 5 – Caracterização dos agregados	68
Tabela 6 – Curvas granulométricas individuais dos agregados selecionados na pesquisa	68
Tabela 7 – Resultados dos ensaios para caracterização inicial dos ligantes asfálticos	69
Tabela 8 – Composição granulométrica dos agregados nas misturas asfálticas	71
Tabela 9 – Parâmetros de dosagem SUPERPAVE adotados nas misturas asfálticas	73
Tabela 10 – Temperaturas de usinagem e compactação utilizadas em cada dosagem	74
Tabela 11 – Tempos de equilíbrio adotados nos ensaios de módulo dinâmico	78
Tabela 12 – Classificações dos ligantes asfálticos segundo a especificação SUPERPAVE	84
Tabela 13 – Resultados dos ensaios de BBR para obtenção do parâmetro ΔT_c , da classificação PG e do PG contínuo em temperaturas baixas	85
Tabela 14 – Parâmetros Glower-Rowe (G-R) por tipo de CAP e nível de envelhecimento	88
Tabela 15 – Resultados dos ensaios LAS para os ligantes asfálticos	90
Tabela 16 – Parâmetros das curvas e vidas de fadiga segundo o ensaio LAS	90
Tabela 17 – Resultados dos ensaios de Resistência a Tração por Compressão Diametral (RTCD) e Módulo de Resiliência (MR)	94
Tabela 18 – Coeficientes, fatores de fadiga das misturas (FFM) e vidas de fadiga a 100 microstrains ($N_{fm(100\mu)}$) e a 250 microstrains ($N_{fm(250\mu)}$)	96
Tabela 19 – Resultados dos ensaios de IDEAL-CT	99
Tabela 20 – Parâmetros de cálculo dos ensaios de IDEAL-CT	100
Tabela 21 – Critérios estatísticos para a qualidade do ajuste linear	104
Tabela 22 – Ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas por parâmetro ...	106

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	14
1.1.	OBJETIVOS	17
1.2.	JUSTIFICATIVA	17
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1.	MISTURAS ASFÁLTICAS E SEUS COMPONENTES	19
2.2.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	21
2.3.	FADIGA EM LIGANTES ASFÁLTICOS	29
2.3.1.	Programa SHRP e especificação SUPERPAVE	29
2.3.2.	Ensaio e parâmetros iniciais	32
2.3.3.	O ensaio de varredura de amplitude linear (LAS)	34
2.3.4.	Modelo viscoelástico do dano contínuo simplificado (S-VECD)	37
2.3.5.	Crêterios de ruptura do ensaio LAS	41
2.3.6.	Estudos e parâmetros recentes sobre a fadiga no ligante asfáltico	43
2.4.	FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS	48
2.4.1.	Fundamentos e principais crêterios de ruptura	48
2.4.2.	Evolução do dano por fadiga e principais ensaios laboratoriais	53
2.4.3.	Ensaio IDEAL-CT para avaliação da resistênciã ao trincamento	58
2.5.	CORRELAÇÕES ENTRE OS DESEMPENHOS À FADIGA DE LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS	60
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	65
3.1.	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	65
3.2.	MATERIAIS UTILIZADOS NO ESTUDO	67
3.2.1.	Agregados pêtreos	67
3.2.2.	Ligantes asfálticos	68
3.2.3.	Misturas asfálticas	70
3.3.	MÉTODOS	72
3.3.1.	Dosagem das misturas asfálticas	72
3.3.2.	Ensaio mecânicos nas misturas asfálticas	76
3.3.3.	Envelhecimento e caracterização reolôgica dos ligantes asfálticos	79
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
4.1.	LIGANTES ASFÁLTICOS	84
4.1.1.	Caracterização no regime de viscoelasticidade linear	84
4.1.2.	Ensaio de varredura de amplitude linear (LAS)	89
4.2.	MISTURAS ASFÁLTICAS	93
4.2.1.	Resistênciã à tração e módulo de resiliência	93

4.2.2.	Resistência à fadiga e índice de tolerância ao trincamento.....	96
4.2.3.	Determinação do módulo dinâmico e das propriedades viscoelásticas lineares das misturas asfálticas.....	101
4.3.	CORRELAÇÕES ENTRE OS PARÂMETROS DOS LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS	104
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	115
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117

1. INTRODUÇÃO

A camada superficial dos pavimentos flexíveis é constituída por revestimento asfáltico, sendo este tipicamente composto por 95% em massa de agregados e 5% de ligante asfáltico ou Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), com ou sem aditivos (LEITE *et al.*, 2021; BERNUCCI *et al.*, 2022). Essa composição de agregados e CAP é designada como mistura asfáltica e vem sendo comumente aplicada nos pavimentos brasileiros e na forma de Concreto Asfáltico (CA). Misturas asfálticas densas como o CA possuem curva granulométrica contínua e bem-graduada, proporcionando um esqueleto mineral com poucos vazios. Neste tipo de curva, os agregados miúdos preenchem os espaços existentes entre os agregados graúdos e aumentam o intertravamento entre partículas, auxiliando na dissipação das cargas aplicadas pelos veículos (BERNUCCI *et al.*, 2022).

A malha rodoviária pavimentada do Brasil é composta quase que na sua totalidade por pavimentos com revestimentos asfálticos (CNT, 2017; BERNUCCI *et al.*, 2022). Estes revestimentos devem ser dimensionados para atender às condições climáticas e de tráfego previstas durante a vida útil de projeto, a qual pode oscilar entre 8 e 12 anos quando há manutenções regulares na estrutura (CNT, 2017). Entretanto, uma pesquisa recente e conduzida pela Confederação Nacional do Transporte mostrou que 55,5% dos 110.333 km avaliados possuem algum tipo de defeito como trincas por fadiga, remendos, afundamentos de trilha de roda e painelas. Isto acarreta aumento no custo dos transportes e prejuízo à segurança do usuário (CNT, 2022).

As causas da ruptura precoce dos pavimentos brasileiros estão associadas à falta de manutenções preventivas, ao uso de métodos de dimensionamento defasados, ao aumento do volume de tráfego e à sobrecarga dos veículos, além de falhas executivas e aplicação de materiais inapropriados. Conseqüentemente, são registrados danos como trincamento por fadiga, afundamentos de trilha de roda devido ao acúmulo de deformações plásticas, exsudações e desgastes.

Dentre os defeitos mais encontrados nos pavimentos asfálticos nacionais, a ruptura por fadiga merece destaque. Além de reduzir a sua capacidade de suporte, as trincas por fadiga permitem a percolação da água no pavimento, prejudicando sua integridade. Os danos presentes neste tipo de ruptura são cumulativos, ou seja, crescem gradualmente em função do carregamento do tráfego (MARTINS, 2014).

A fim de evitar o trincamento precoce das misturas asfálticas, a seleção dos materiais apropriados às condições às quais estarão submetidos em campo é fundamental. Existem atualmente ensaios laboratoriais que permitem verificar a resistência destas misturas à fadiga e que possibilitam a estimativa do seu desempenho no pavimento. Tais ensaios diferem entre si em aspectos como preparação e geometria do corpo de prova, forma de ensaio e condição de carregamento (MOCELIN, 2018).

Em âmbito nacional, o ensaio mais difundido e utilizado em projetos de misturas asfálticas para avaliação da suscetibilidade à ruptura por fadiga é o ensaio de fadiga por compressão diametral. Este ensaio é realizado no Brasil desde 1980 devido à sua simplicidade em relação a outros métodos, sendo padronizado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) segundo a norma DNIT 183/2018-ME (FRITZEN, 2016; DNIT, 2018a). Trata-se também do ensaio considerado no Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Asfálticos (MEDINA), que vem sendo desenvolvido pelo DNIT desde 2014 e adotado como o novo método mecanístico-empírico nacional para dimensionamento de camadas de pavimentos.

A resposta das misturas asfálticas aos ensaios de fadiga é altamente dependente do tipo de ligante asfáltico, a tal ponto que a variação deste material provoca alterações mais significativas do que a alteração provocada pela mudança no tipo de agregado (BAHIA *et al.*, 2001). Desta forma, o estudo do comportamento dos ligantes asfálticos à fadiga tem relevância na medida em que se torna possível a correlação com o desempenho das misturas asfálticas, bem como a previsão de desempenho destas misturas à fadiga no campo (POSSEBON, 2021).

Tendo em vista a implantação de um método de dimensionamento capaz de considerar os diferentes parâmetros de desempenho dos materiais utilizados em pavimentação, o crescente uso de aditivos nos ligantes asfálticos e o aumento da utilização de materiais reciclados, são necessários cada vez mais estudos laboratoriais para caracterização destes produtos. Além disso, uma futura revisão da Resolução No. 680 da Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis – ANP (ANP, 2023) provavelmente incluirá os ligantes asfálticos importados na lista de materiais que demandam uma análise de qualidade após sua chegada ao Brasil. Isto se faz necessário porque o CAP importado difere dos nacionais em diversos aspectos, principalmente quanto ao petróleo de origem e ao processo de refino.

Em termos de caracterização reológica dos ligantes asfálticos quanto à resistência à fadiga, pesquisas têm sido realizadas desde a década de 1990. Várias propostas de ensaios laboratoriais já foram apresentadas e discutidas quanto ao seu protocolo e à correlação com os dados das misturas asfálticas, dentre outras questões. Tais ensaios incluem a varredura de tempo ou *Time Sweep* (TS) e, mais recentemente, a varredura de amplitude linear ou *Linear Amplitude Sweep* (LAS).

No caso do ensaio TS, a maior limitação para seu uso amplo e prático reside na duração, que é extremamente longa e tecnicamente inviável para inserção em especificações de compra e venda de ligantes asfálticos, apesar das boas correlações com as vidas de fadiga das misturas asfálticas (PLAMPLONA, NUÑEZ e FAXINA, 2014; ZHANG e GAO, 2021). Já no caso do LAS, este ensaio permite a análise de desempenho através da obtenção da curva característica de dano e dos modelos de evolução deste dano, bem como a queda da integridade do material (FREIRE, COUTINHO e CASTELO BRANCO, 2015; NASCIMENTO, 2015; MOCELIN, 2018). Todavia, não há um consenso em relação à forma de interpretação dos resultados e tampouco à sua capacidade de previsão do dano por fadiga em campo. Além disso, o LAS tende a subestimar a vida de fadiga do CAP e as simplificações desconsideram os efeitos não linearidade do material (SAFAEI, CASTORENA e KIM, 2016).

Apesar dos questionamentos presentes na literatura e relacionados ao ensaio LAS, pesquisas como as de Martins (2014), Safaei, Castorena e Kim (2016) e Possebon (2021) têm apontado boas correlações entre os dados coletados neste ensaio e as vidas de fadiga de misturas asfálticas. Desta maneira, a combinação do LAS com o protocolo S-VECD ainda pode ser interpretada como uma ferramenta prática e eficiente para avaliação do desempenho de ligantes asfálticos à fadiga. Também é fundamental dispor de uma ferramenta que permita diferenciar materiais de alto, médio e baixo desempenho à fadiga e, a partir das propriedades do ligante asfáltico, selecionar a formulação que melhor atenda às condições de carregamento previstas em campo e às especificações mínimas de projeto.

Mesmo com os avanços em relação ao método de dimensionamento (MEDINA) e aos novos protocolos de especificação e avaliação de desempenho dos ligantes asfálticos que estão em estudo no Brasil, ainda não existem muitas pesquisas nacionais que correlacionaram os novos protocolos de caracterização de ligantes asfálticos quanto à fadiga ao ensaio de fadiga de misturas asfálticas adotado no MEDINA. Tais

correlações são essenciais porque o MEDINA já é utilizado na prática em projetos de implantação e restauração de revestimentos asfálticos em rodovias de alto tráfego. Conseqüentemente, este cenário requer misturas asfálticas com melhor desempenho à fadiga, e tal desempenho não pode ser analisado separadamente do CAP.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral do presente estudo consiste na avaliação da suscetibilidade de ligantes e misturas asfálticas modificados por polímero elastomérico do tipo estireno-butadieno-estireno (SBS), inclusive do tipo altamente modificados por polímero (*Highly-Modified Asphalt* – HiMA), quanto à ruptura por fadiga, considerando a seleção de materiais tipicamente aplicados em obras de pavimentação do Brasil. Com base nestas modificações poliméricas, julga-se possível a obtenção de misturas asfálticas resistentes à fadiga e que não apresentem falha precoce relacionada a tal mecanismo de ruptura. Os objetivos específicos da pesquisa são:

- Avaliar e comparar as propriedades reológicas de materiais modificados com SBS (em teores convencionais e do tipo HiMA) quanto ao desempenho à fadiga, considerando o LAS e novos protocolos propostos pela literatura;
- Correlacionar os desempenhos à fadiga dos ligantes asfálticos com os desempenhos correspondentes das misturas asfálticas, destacando eventuais equações de regressão e coeficientes de determinação (R^2);
- Buscar possíveis correlações entre o desempenho à fadiga das misturas asfálticas segundo os ensaios de fadiga por compressão diametral e o índice de tolerância ao trincamento CT_{index} , obtido por meio do ensaio IDEAL-CT; e
- Comparar as propriedades obtidas para os ligantes asfálticos brasileiros em relação às propriedades obtidas para os materiais importados, a fim de identificar os petróleos de origem com as menores suscetibilidades à ruptura por fadiga.

1.2. JUSTIFICATIVA

O intenso uso do transporte rodoviário no Brasil, aliado aos crescentes aumentos da frota e das cargas transportadas pelos veículos, demandam novas

tecnologias para construção, manutenção e restauração dos pavimentos. Uma das formas mais comuns de se melhorar o desempenho destes pavimentos consiste no uso de aditivos ou modificadores no CAP. As modificações poliméricas como o copolímero SBS ou o tipo HiMA – uma categoria de SBS que permite incorporação de altos teores de polímero ao CAP – são comumente adotadas em obras de pavimentação. O SBS é também o aditivo mais utilizado na modificação do CAP. Quando modificado por polímeros, o CAP recebe a designação Asfalto Modificado por Polímero – AMP (COSTA *et al.*, 2019; PETROBRAS, 2021).

Além das evoluções nos preparos dos materiais para pavimentação, as técnicas para dimensionamento dos pavimentos asfálticos também têm registrado avanços. No Brasil, o método empírico datado dos anos 1980 está em fase de transição para o mais recente método mecanístico-empírico MEDINA. Trata-se de um importante avanço na engenharia rodoviária nacional, uma vez que passa a considerar as condições de deformabilidade para diferentes estruturas e materiais e a evolução dos danos ao longo da vida útil do pavimento, em especial no que se refere ao trincamento por fadiga. Assim, o uso do MEDINA tem se mostrado uma importante ferramenta para comprovação da necessidade de utilização de ligantes asfálticos modificados.

Considerando a importância dos pavimentos flexíveis para a infraestrutura rodoviária nacional, é imprescindível a realização de estudos aprofundados sobre as propriedades e os desempenhos de ligantes e misturas asfálticas em uso no País. Aliam-se a isso os avanços no entendimento das propriedades mecânicas e reológicas dos materiais para pavimentação asfáltica e as evoluções nas metodologias de dimensionamento das camadas do pavimento. Especificamente no que concerne ao domínio dos danos, o conhecimento do comportamento do CAP à fadiga é fundamental porque está diretamente relacionado ao desempenho da mistura asfáltica (BAHIA *et al.*, 2001) e, por consequência, à vida útil do pavimento.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MISTURAS ASFÁLTICAS E SEUS COMPONENTES

Os pavimentos asfálticos são aqueles em que o revestimento é composto por mistura asfáltica. Esta mistura tem como funções principais a resistência direta às ações do tráfego e a atenuação das cargas incidentes antes da transmissão às camadas inferiores da estrutura – base, sub-base e reforço do subleito. Também tem por objetivos a impermeabilização do pavimento e a melhoria das condições de conforto e segurança ao rolamento (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Uma mistura asfáltica é tecnicamente definida como um material compósito e constituído por agregados minerais, determinado teor de vazios e ligante asfáltico. Os agregados compreendem a estrutura mineral ou “esqueleto” do material, enquanto o CAP proporciona coesão entre as partículas. O volume de vazios nos interstícios do material é previamente definido no projeto de dosagem. Dependendo dos métodos de construção e das condições de tráfego, modificadores podem ser adicionados aos elementos da mistura asfáltica para melhoria de suas propriedades mecânicas e do seu desempenho em campo – por exemplo, os polímeros e a borracha moída de pneus inservíveis (CARDONA, 2016).

A norma técnica NBR 9935 (ABNT, 2011) define o agregado como sendo um material granular geralmente inerte e possuindo dimensões e propriedades adequadas para a preparação de argamassas e concretos. Quando são extraídos da natureza através da exploração de pedreiras, passam por britagem até atingirem a forma e o tamanho desejados (LEITE *et al.*, 2021). A incorporação de diferentes tamanhos de agregados à mistura asfáltica forma o esqueleto mineral, no qual os esforços são transmitidos da superfície do pavimento para as camadas inferiores. A forma, a angularidade, a textura superficial e a resistência das partículas são fatores cruciais para o comportamento mecânico das misturas asfálticas (CARDONA, 2016).

Sendo responsável pela coesão das partículas de agregado, o CAP é quase sempre um subproduto da destilação fracionada do petróleo. Este material tem como característica mais relevante a variação de consistência em função da temperatura, possuindo um aspecto próximo ao de um sólido elástico em temperaturas inferiores a 0°C e um comportamento próximo ao de um fluido Newtoniano em temperaturas

acima de 80°C. Para temperaturas entre estes limites, classificadas tecnicamente como “intermediárias”, o CAP assume um comportamento designado como viscoelástico (MANGIAFICO, 2014).

De um ponto de vista de reologia, materiais de comportamento viscoelástico armazenam parte da energia mecânica recebida e dissipam outra parte dela. Situam-se, portanto, entre os dois extremos de materiais classificados como “ideais”, ou seja, os “perfeitamente elásticos” e os “perfeitamente viscosos”. Quando submetidos a carregamentos rápidos ou temperaturas baixas, os materiais apresentam um comportamento perfeitamente elástico e armazenam totalmente a energia externa. Por outro lado, quando expostos a carregamentos lentos ou temperaturas altas, estes materiais apresentam um comportamento perfeitamente viscoso e se deformam lentamente com o passar do tempo, dissipando integralmente tal energia (BRETAS e D’ÁVILA, 2010; BABADOPULOS, 2014).

Uma vez que a viscoelasticidade está relacionada ao tempo de aplicação de carga e à temperatura do pavimento, ela também influencia as propriedades reológicas do ligante asfáltico. Em termos práticos, este tempo de aplicação da carga pode oscilar desde vários segundos (veículos em velocidades muito baixas) até frações de segundo (veículos em velocidades altas). No caso das temperaturas do pavimento em território brasileiro, o ligante asfáltico estará exposto a condições climáticas nas quais a temperatura média máxima do ar pode variar entre 0°C e 39°C (considerando sete dias consecutivos), dependendo da posição geográfica e da estação do ano. Em síntese, as propriedades do CAP em campo dependem do tráfego e do clima local e suas características são transmitidas às misturas asfálticas, o que confere a elas desempenhos específicos para determinadas condições de temperatura e tráfego (CARDONA, 2016; FACCIN *et al.*, 2021; BERNUCCI *et al.*, 2022).

As propriedades reológicas do ligante asfáltico também mudam ao longo do tempo, em função do seu grau de oxidação. Na prática, isto é caracterizado pelo processo de usinagem das misturas asfálticas produzidas a quente (envelhecimento a curto prazo ou *short-term aging*) e pela exposição da mistura asfáltica às intempéries climáticas ao longo do seu tempo de serviço (envelhecimento a longo prazo ou *long-term aging*). Devido a estes fatores, o ligante asfáltico envelhecido torna-se mais rígido e tem o desempenho em campo afetado pelas alterações químicas na composição, sobretudo quanto à perda das suas frações voláteis (BAHIA e ANDERSON, 1995).

Polímeros sintéticos como o copolímero SBS também são importantes componentes da mistura asfáltica, sendo o SBS adotado como modificador do CAP desde os anos 1970 (TAIRA, 2001; HUNTER, SELF e READ, 2015). A utilização de ligante asfáltico modificado por polímero confere à mistura asfáltica menor suscetibilidade térmica e maior resistência à ação do tráfego (TAIRA, 2001). Enquanto ligantes asfálticos modificados por SBS possuem entre 2 e 3% em massa de teor de polímero adicionado ao CAP, o HiMA contém aproximadamente 7,5% de SBS incorporado (TOPS, 2021).

De acordo com pesquisadores do Departamento de Transportes da Flórida, nos Estados Unidos (HABBOUCHE, HAJI e SEBAALY, 2019), a estrutura ligante-polímero de ligantes asfálticos modificados convencionais consiste em um CAP com uma fase de polímero expandida dispersa e que melhora suas propriedades originais. Ao aumentar o teor de polímero, os pesquisadores descobriram que a estrutura muda para um polímero inchado e contendo uma fase dispersa de CAP. Isso faz com que a formulação se comporte mais como borracha, aumentando ainda mais a resistência ao trincamento e o desempenho quanto à deformação permanente.

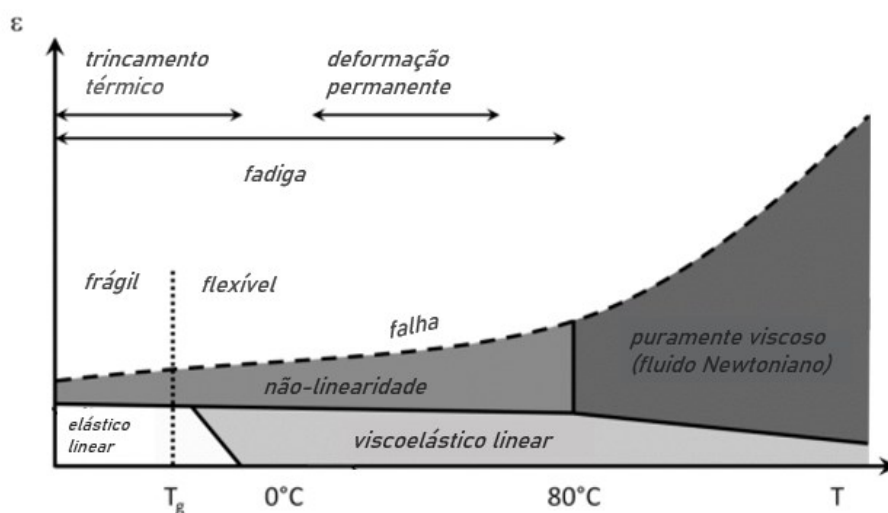
2.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Entende-se por comportamento mecânico a relação entre a tensão e a deformação em um determinado material. De modo particular, os materiais asfálticos apresentam comportamento mecânico bastante complexo, pois as tensões e deformações envolvidas são dependentes da temperatura em que se encontram, do tempo de solitação e do histórico de tensões. Em função destas variáveis, diferentes domínios de comportamento podem ser observados (BABADOPULOS, 2017; MOCELIN, 2018).

Mangiafico (2014) ressalta os diferentes comportamentos dos materiais asfálticos em função da amplitude de deformação (ϵ) e da temperatura (T), para um determinado número de ciclos (N), vide Figura 1. Por sua vez, a Figura 2 destaca a variação do comportamento destes mesmos materiais em função dos níveis de deformação e do número de ciclos de carregamento, para uma determinada temperatura. Em relação aos esquemas apresentados, cabe destacar que os diferentes comportamentos em ligantes e misturas asfálticas devem ser

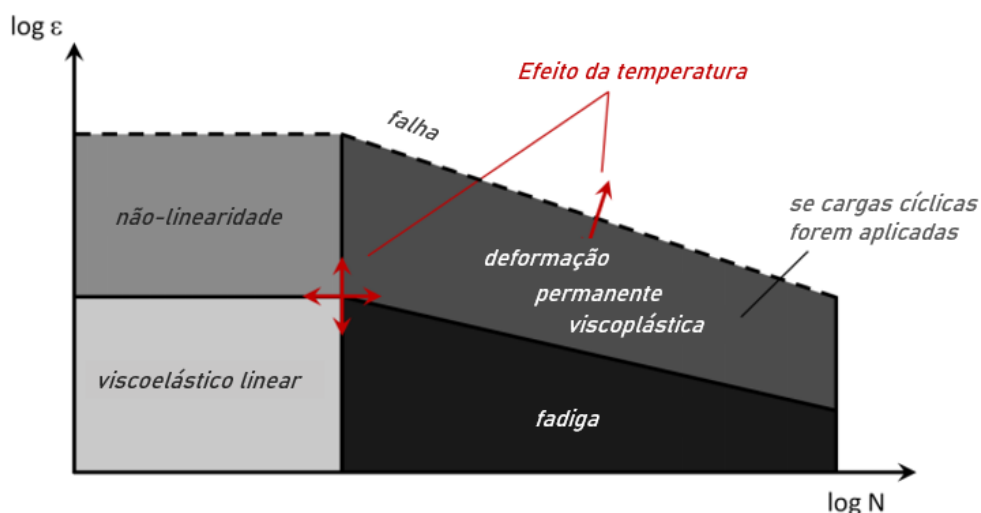
interpretados como representativos. Os valores limites entre cada domínio são indicativos de ordem de grandeza, uma vez que a transição entre um domínio de comportamento e outro não ocorre de forma abrupta no mundo real.

Figura 1 – Domínios típicos para o comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014)

Figura 2 – Domínios típicos para o comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014)

Observa-se na Figura 1 que, para temperaturas muito baixas, o aspecto viscoso do comportamento mecânico dos materiais asfálticos pode ser desprezado. Em outras palavras, tal comportamento pode ser assumido como elástico-linear.

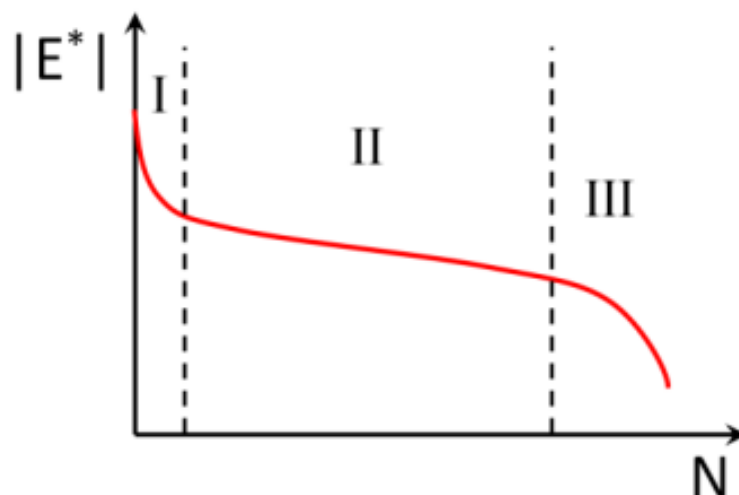
Observa-se também que os defeitos associados às condições de baixas temperaturas são as trincas de origem térmica, ao passo que a deformação permanente está vinculada às condições de altas temperaturas. Por sua vez, o trincamento por fadiga pode estar associado a qualquer faixa de temperaturas.

Em termos da Figura 2, é possível visualizar que o material asfáltico assume um comportamento designado como viscoelástico linear – LVE (do inglês *Linear Viscoelastic*) quando é submetido a deformações de baixa amplitude e números de ciclos de aplicação de carga relativamente baixos. Por outro lado, deformações de baixa amplitude e muitos ciclos de aplicação de carga podem acarretar o aparecimento do fenômeno de fadiga do material, levando-o à ruptura. Este número mínimo de ciclos necessários para causar a fadiga no material asfáltico depende tanto da amplitude de deformação quanto da temperatura (MANGIAFICO, 2014).

Em face do exposto acima, pode-se concluir que o fenômeno da fadiga tem origem na repetição de pequenas deformações no material, as quais não levam à sua ruptura instantânea. Mesmo que um único ciclo de carregamento seja incapaz de produzir falha na mistura asfáltica, a repetição de muitos ciclos de carga pode induzir o material ao dano. O dano, por sua vez, ocorre com o desenvolvimento de microfissuras no material, que podem evoluir para microfissuras com a continuidade dos ciclos de carregamento. Dá-se o nome de “dano por fadiga” a este dano progressivo devido à repetição das cargas do tráfego. No pavimento, as trincas geralmente têm início na parte inferior da camada de revestimento, propagando-se verticalmente até atingirem a superfície (MEDINA e MOTTA, 2015; BABADOPULOS, 2017).

Em laboratório, a evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas submetidas a ensaios de carregamento cíclico ocorre em fases distintas. Di Benedetto et al. (2004) observaram que a redução da rigidez da amostra ao longo do ensaio de fadiga pode ser dividida em três fases (ver Figura 3): Fase I ou fase de adaptação, Fase II ou fase quase estacionária e Fase III ou fase de ruptura. A Fase I tem por características principais as primeiras mudanças microestruturais e o início das microfissuras e das zonas de dano. Na Fase II, há uma redução quase linear da rigidez e as microfissuras se difundem pelo volume da mistura asfáltica. Já na Fase III, as microfissuras se unem formando microfissuras ou trincas. Embora seja difícil distinguir precisamente quando ocorre a coalescência, essa transição entre a Fase II e a Fase III é geralmente considerada como falha por fadiga.

Figura 3 – Evolução típica da curva de rigidez $|E^*|$ da mistura asfáltica durante os estágios existentes em um processo de fadiga



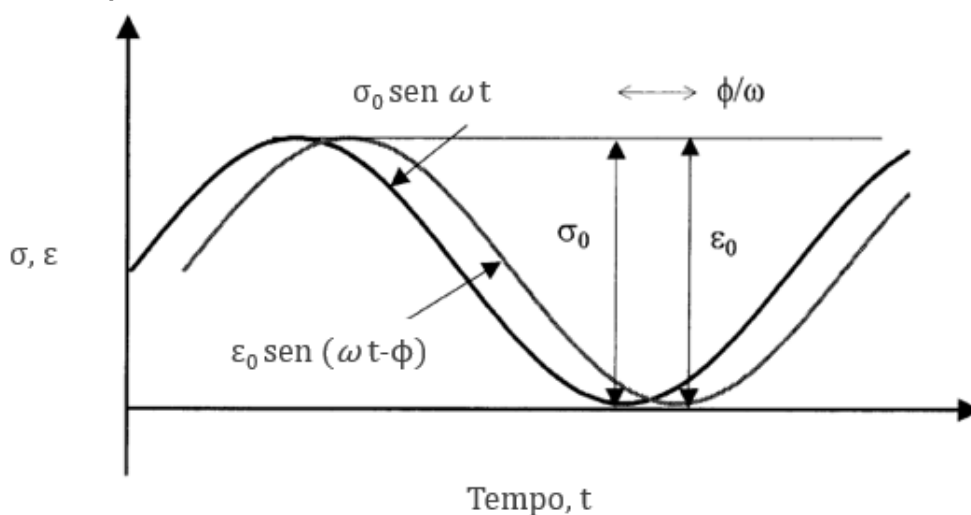
Fonte: Adaptado de Di Benedetto *et al.* (2004)

Segundo Kim (2009), a rigidez da mistura asfáltica pode ser considerada uma propriedade única do material, independentemente do tipo de ensaio e da geometria da amostra. Esta rigidez pode ser representada pela inclinação da curva tensão *versus* deformação. A caracterização das misturas asfálticas quanto à sua rigidez e outras propriedades viscoelásticas lineares tem sido feita através do ensaio de módulo complexo (E^*) desde a década de 1960 (BERNUCCI *et al.*, 2022). Este ensaio é padronizado nos Estados Unidos segundo a norma técnica AASHTO T 342 (AASHTO, 2011). No caso do Brasil, a norma técnica DNIT 416/2019 – ME (DNIT, 2019a) é responsável pela padronização do protocolo de ensaio.

O parâmetro E^* é um número complexo que representa a relação tensão-deformação para materiais em regime viscoelástico linear e submetidos à aplicação de um carregamento senoidal contínuo. A consideração de variáveis como a temperatura e a frequência de carregamento permite que este seja o ensaio mais importante para uma compreensão adequada sobre a rigidez das misturas asfálticas (SCHUSTER, 2018). Em termos numéricos, o valor de E^* é dado pela razão entre a amplitude da tensão senoidal (σ_0) e a amplitude da deformação, tendo em vista determinados valores de tempo (t) e de frequência angular (ω) conforme Figura 4. A defasagem entre os picos de tensão e deformação é conhecida como ângulo de fase (ϕ). Para um material puramente elástico, a amostra não desenvolve atraso entre as ondas de tensão e deformação e ϕ é nulo. Para um material puramente viscoso, a

defasagem entre as duas ondas senoidais e máxima e $\phi = 90^\circ$. Materiais viscoelásticos apresentam ângulos de fase entre estes dois valores extremos (WITCZAK *et al.*, 2002).

Figura 4 – Defasagem entre as ondas de tensão (σ) e de deformação (ε) durante a aplicação de pulsos de carregamento a uma frequência ω e durante o ensaio de módulo complexo



Fonte: Adaptado de Witczak *et al.* (2002)

Em materiais viscoelásticos lineares submetidos a carregamentos senoidais unidimensionais e a uma dada frequência f , a tensão $\sigma(t)$ é dada pela Equação (1). A frequência angular ω é dada por $2\pi \times f$ e a deformação $\varepsilon(t)$ é calculada conforme Equação (2). Em termos matemáticos, a razão entre $\sigma(t)$ e $\varepsilon(t)$ para uma determinada frequência angular fornece o valor do módulo complexo $E^*(\omega)$. Quando são consideradas as amplitudes de tensão e deformação, a razão entre ambos os valores resulta no valor absoluto do módulo complexo $|E^*|$, também conhecido como módulo dinâmico. Já o ângulo de fase ϕ pode ser obtido pela Equação (3), sendo t_i a fração de tempo entre os picos de tensão e deformação e t_p o tempo de um ciclo de carga.

$$\sigma(t) = \sigma_0 \times \text{sen}(\omega t) \quad (1)$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \times \text{sen}(\omega t - \phi) \quad (2)$$

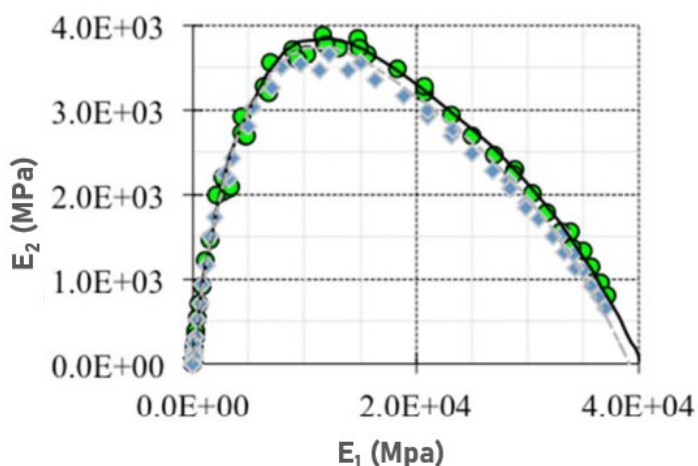
$$\phi = (t_i/t_p) \times 360 \quad (3)$$

Tendo em vista que E^* é um número complexo, sua parte real e sua parte imaginária podem ser descritas como E_1 e E_2 , respectivamente – vide Equação (4). A componente em fase com o carregamento E_1 é comumente referenciada como “módulo de armazenamento”, tendo relação com a quantidade de energia que é armazenada e liberada integralmente em cada oscilação – ou seja, a resposta elástica do material. A componente defasada E_2 costuma ser referenciada como “módulo de perda” ou “módulo de dissipação” e tem relação com a quantidade de energia dissipada em cada ciclo de carregamento – ou seja, a resposta viscosa do material (WITCZAK *et al.*, 2002; MANGIAFICO, 2014; HUNTER, SELF e READ, 2015; BERNUCCI *et al.*, 2022).

$$E^* = E_1 + i \times E_2 = |E^*| \cos \phi + i \times |E^*| \sin \phi \quad (4)$$

Diferentes representações gráficas podem ser adotadas para mostrar a variação de E^* e seus componentes em relação à frequência e à temperatura. As principais representações são o plano *Cole-Cole*, o diagrama de Black e a curva mestre. O plano *Cole-Cole* (vide exemplo na Figura 5) é obtido por meio da plotagem de E_1 em função de E_2 , tratando-se então de um plano complexo. Os eixos geralmente estão na escala linear, de modo que a variação de E_1 e E_2 é mais evidente quando o material apresenta alta rigidez e um comportamento mais elástico em condições de baixas temperaturas ou altas frequências (BARRA, 2009; CARDONA, 2016).

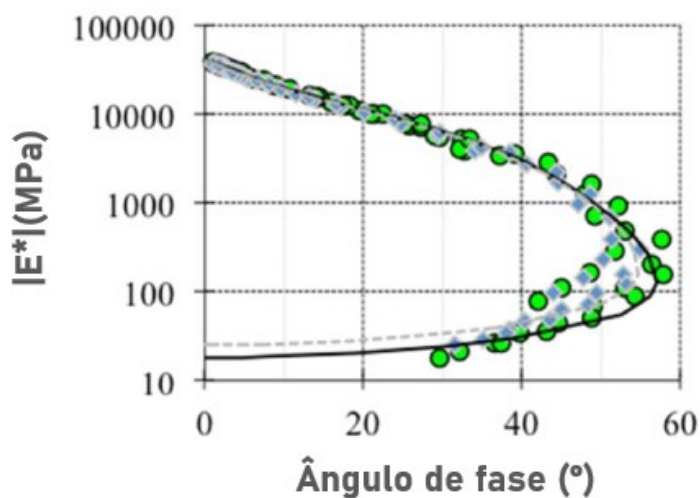
Figura 5 – Exemplo de Plano Cole-Cole para o módulo complexo, com a componente em fase (E_1) no eixo das abscissas e a componente defasada (E_2) no eixo das ordenadas



Fonte: Adaptado de Babadopulos (2017)

O diagrama de Black (exemplo na Figura 6) é a plotagem do valor absoluto do módulo complexo $|E^*|$ (escala logarítmica) pelo ângulo de fase ϕ (escala aritmética). Esta forma de representação gráfica é indicada para destacar o comportamento dos materiais asfálticos em temperaturas altas ou frequências baixas (WITCZAK *et al.*, 2002; MANGIAFICO, 2014).

Figura 6 – Exemplo de diagrama de Black, com o módulo complexo E^* no eixo das ordenadas e o ângulo de fase ϕ no eixo das abscissas



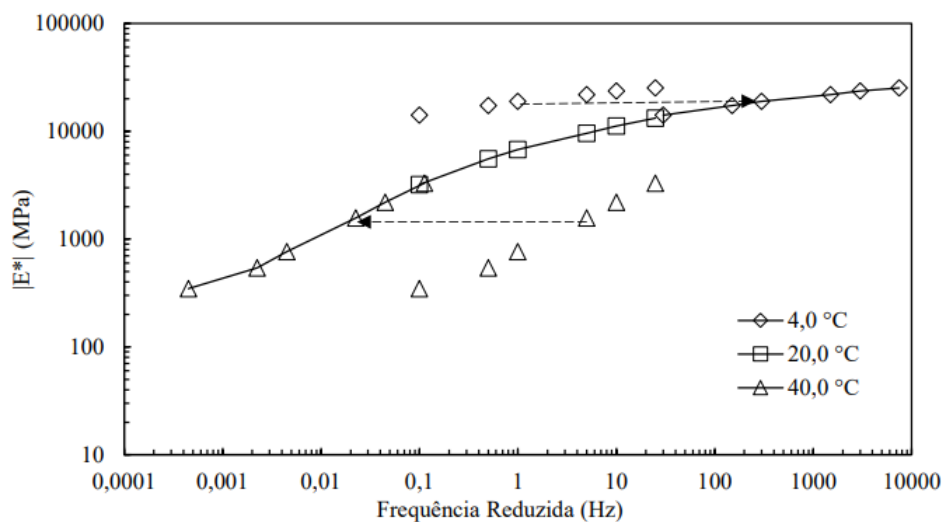
Fonte: Adaptado de Babadopulos (2017)

Finalmente, a curva mestre possibilita comparações dos valores do módulo dinâmico para uma mesma faixa de frequências ou temperaturas, considerando a validade do princípio da superposição tempo-temperatura. De acordo com este princípio, o mesmo valor de rigidez pode ser obtido tanto em temperaturas baixas e tempos de carregamento longos quanto em temperaturas elevadas e tempos de carregamento curtos. Desta forma, os efeitos do tempo e da temperatura podem ser combinados em apenas um destes parâmetros, permitindo que dados coletados a diferentes temperaturas possam ser transladados no eixo horizontal do gráfico e formem uma curva única e contínua.

O deslocamento horizontal se dá através da multiplicação da frequência por um fator de deslocamento a_T , que deve estar entre 0 e 1 para deslocar o segmento de curva para a esquerda e maior que 1 para deslocar o segmento de curva para a direita (WITCZAK *et al.*, 2002; BABADOPULOS, 2017; SCHUSTER, 2018). Um exemplo de construção de curva mestre é apresentado na Figura 7. É possível visualizar que, após a aplicação de a_T , o eixo horizontal do gráfico passa a ser denominado “frequência

reduzida”. Isto denota que a curva não foi realmente desenvolvida com medições em uma única temperatura. Essa representação permite que os resultados dos ensaios sejam expandidos para domínios inacessíveis em laboratório, tais como frequências excessivamente altas ou excessivamente baixas (UNDERWOOD, 2011).

Figura 7 – Exemplo de construção de uma curva mestre para o módulo dinâmico



No Brasil, o ensaio mais comum para análise da rigidez das misturas asfálticas é o Módulo de Resiliência (M_R), também conhecido como módulo de elasticidade. O valor deste módulo (M_R) é determinado a partir de ensaio de cargas repetidas. Por outro lado, o módulo complexo é comumente utilizado para avaliar a rigidez em países como França e Estados Unidos, ao passo que sua aplicação no Brasil ainda é restrita aos ambientes acadêmicos e de pesquisa (BOEIRA, 2018; POSSEBON, 2021). Apesar de ambos os parâmetros medirem a rigidez das misturas asfálticas, o M_R e o módulo complexo são determinados a partir de ensaios com características técnicas distintas. A Tabela 1 faz um comparativo direto entre ambos os ensaios, cabendo também destacar que a norma DNIT 135/2018 – ME (DNIT, 2018b) estabelece o protocolo nacional para o ensaio de M_R .

O ensaio de M_R é de grande importância no Brasil devido ao seu uso nas especificações de materiais para dimensionamento de pavimentos asfálticos (POSSEBON, 2021). Os valores de M_R para as misturas asfálticas estão diretamente relacionados ao seu projeto de dosagem, podendo variar em função de fatores como tipo de mistura, faixa granulométrica, tipo de CAP, propriedades volumétricas, energia e

temperaturas de compactação e de ensaio. Além disso, o tipo de ensaio e o tamanho da amostra também podem acarretar resultados diferentes para um mesmo material. Outro ponto importante é o fato de o M_R ser realizado em apenas em uma temperatura e uma frequência, não considerando o comportamento viscoelástico e a suscetibilidade térmica da mistura asfáltica, ambos provenientes do CAP (SPECHT *et al.*, 2017).

Tabela 1 – Principais características técnicas dos ensaios de MR e MC

parâmetro	Módulo de Resiliência (MR)	Módulo Complexo (MC)
Norma Nacional	DNIT 135/2018 (DNIT, 2018b)	DNIT 416/2019 (DNIT, 2019a)
Carga	Carregamento repetido (0,1 s de carga e 0,9 s de repouso)	Carregamento dinâmico (tempo de aplicação e repouso dependente da frequência utilizada)
Carregamento	Compressão diametral gerando um estado de tensão biaxial	Carregamento de compressão axial senoidal
Temperatura	25°C	4°C; 20°C e 40°C (Adicionalmente nas temperaturas de -10°C e 54°C, dependendo da mistura)
Frequência	1Hz	25; 10; 5; 1; 0,5 e 0,1 Hz
Dimensão da Amostra	Diâmetro de 101,6 ± 3,8mm Altura entre 35mm e 70mm	Diâmetro de 100 ± 2mm Altura de 150 ± 2,5mm

Fonte: Adaptado de Boeira (2018)

Desta maneira, verifica-se que um entendimento apropriado do comportamento mecânico das misturas asfálticas demanda a realização do ensaio de Módulo Complexo. Tal ensaio permite a caracterização da mistura asfáltica quanto ao seu comportamento tensão-deformação, o que é essencial ao correto dimensionamento das estruturas de pavimentos segundo métodos mecanísticos. Este é o caso do método mecanístico-empírico norte-americano *AASHTOWare*[®], que utiliza o módulo complexo como parâmetro de cálculo de tensões e deformações por ser representativo das propriedades elásticas de um material viscoelástico linear e submetido a um carregamento senoidal (BERNUCCI *et al.*, 2022).

2.3. FADIGA EM LIGANTES ASFÁLTICOS

2.3.1. Programa SHRP e especificação SUPERPAVE

Uma vez que os ensaios de módulo complexo em misturas asfálticas demandam tempo e considerável esforço laboratorial para serem finalizados, muitas

pesquisas tentam viabilizar modelos de previsão do comportamento da mistura a partir de propriedades do CAP (OLARD e DI BENEDETTO, 2003; MAGNIAFICO, 2014). Tendo como um de seus objetivos a investigação de novas propriedades reológicas para caracterização dos ligantes asfálticos, os Estados Unidos iniciaram o *Strategic Highway Research Program* (SHRP) no ano de 1987 (BAHIA *et al.*, 2001). O SHRP foi estabelecido como um plano de estudos de cinco anos e uma verba total de US\$ 150 milhões, e um dos seus principais resultados foi a proposição de novos métodos de avaliação dos ligantes asfálticos para pavimentação. Isto culminou no lançamento da especificação SUPERPAVE – acrônimo de *Superior Performing Asphalt Pavements* – e de novos ensaios para caracterização das propriedades do ligante asfáltico (BAHIA e ANDERSON, 1995; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Estando consolidada pelas normas ASTM D6373 (ASTM, 2021), AASHTO M 320 (AASHTO, 2021a), e AASHTO M 332 (AASHTO, 2021b), o SUPERPAVE agrupa os ligantes asfálticos segundo o seu comportamento em relação ao ambiente. Variáveis como as temperaturas do pavimento ao longo da vida útil e o tráfego previsto para a rodovia são abordadas nesta classificação. Mais especificamente, o SUPERPAVE é designado como faixas de temperatura em graus Celsius e nas quais o CAP pode ser aplicado sem risco de ruptura precoce no pavimento, além de se considerar um nível máximo de tráfego. As temperaturas máximas e mínimas para utilização do CAP no pavimento fazem parte do seu grau de desempenho ou *performance grade* (PG), enquanto que o tráfego máximo esperado na rodovia é designado por uma letra.

O primeiro número do PG é a temperatura máxima à qual o material pode estar submetido no pavimento, sem riscos de ruptura precoce por deformação permanente. Este valor é dado pela limitação do parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$, que é a razão do módulo complexo G^* pelo seno do ângulo de fase δ , ambos obtidos no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR – *dynamic shear rheometer* em inglês) e segundo a norma ASTM D7175 (ASTM, 2015). É fixado um valor mínimo de 1,00 kPa para este parâmetro e o material na condição virgem. Além de $G^*/\text{sen}\delta$, o CAP também precisa atender ao critério do valor máximo de $4,50 \text{ kPa}^{-1}$ para a compliância não-recuperável J_{nr} após o envelhecimento a curto prazo e segundo a norma ASTM D2872 (ASTM, 2012). O valor de J_{nr} é proveniente do ensaio de fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR – *multiple stress creep and recovery* em inglês), padronizado pela norma ASTM D7405 (ASTM, 2020).

Dependendo do intervalo em que J_{nr} estiver localizado, o nível de tráfego pode variar desde o padrão até o extremamente pesado, ver Tabela 2. A letra referente a este nível de tráfego é colocada entre as temperaturas máxima e mínima do PG do material, sendo um indicativo da velocidade e/ou da frequência crítica do carregamento esperada no pavimento de campo.

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

classificação MSCR	condições de tráfego	$J_{nr,3,2}$ (kPa ⁻¹ , máx)	$J_{nr,diff}$ (%, máx)
S (<i>Standard</i>) PADRÃO	ESALs < 10x10 ⁶ E velocidade > 70 Km/h	4,5	75
H (<i>Heavy</i>) PESADO	ESALs 10 a 30x10 ⁶ OU velocidade 20 a 70 Km/h	2,0	75
V (<i>Very Heavy</i>) MUITO PESADO	ESALs > 30x10 ⁶ OU velocidade < 20 Km/h	1,0	75
E (<i>Extreme</i>) EXTREMAMENTE PESADO	ESALs > 30x10 ⁶ E velocidade < 20 Km/h	0,5	N/A

Fonte: Adaptado de AASHTO (2021b)

A abreviatura ESAL, ou *Equivalent Single Axle Loads* em inglês, corresponde ao somatório de passagens equivalentes de um eixo padrão simples durante a vida de projeto do pavimento. Isto corresponde a um determinado nível de tráfego preconizado pela AASHTO. Por sua vez, o parâmetro $J_{nr,3,2}$ corresponde à compliância não-recuperável na tensão de 3,2 kPa e o parâmetro $J_{nr,diff}$ representa a diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis obtidas nas tensões de 0,1 kPa e 3,2 kPa.

O segundo número da classificação PG corresponde à temperatura mais baixa na qual o CAP tem propriedades reológicas suficientes para combate à ruptura precoce por trincas de origem térmica. Este valor é determinado no ensaio de flexão em viga a baixa temperatura conforme norma ASTM D6648 (ASTM, 2016). O ensaio em questão é conduzido em um reômetro de viga à flexão, ou *bending beam rheometer* (BBR). É importante destacar que, apesar de não apresentar explicitamente uma temperatura crítica para ocorrência de trincas por fadiga, o

SUPERPAVE limita o valor de $G^*sen\delta$ a máximo de 6.000 kPa para controle da ruptura do CAP segundo este mecanismo de ruptura (AASHTO, 2021a).

Os intervalos entre as classificações do CAP no SUPERPAVE são iguais a 6°C, tanto no caso das temperaturas máximas quanto das mínimas. Existe também a possibilidade de obtenção do PG contínuo ou *continuous grade*. Este PG contínuo é dado pela temperatura real na qual $G^*/sen\delta = 1,00$ kPa ou $G^*sen\delta = 6.000$ kPa, dependendo do que se deseja nos cálculos ou nas pesquisas (MARTINS, 2014; BERNUCCI *et al.*, 2022).

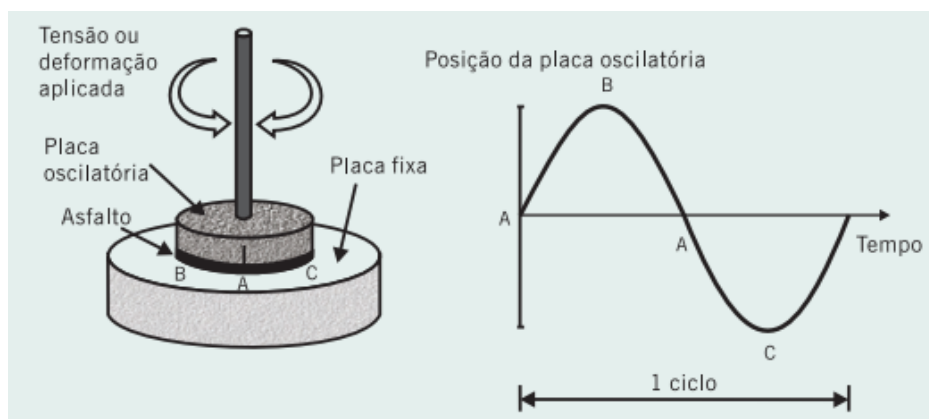
2.3.2. Ensaio e parâmetros iniciais

O estudo da influência do CAP no desempenho à fadiga de misturas asfálticas é recorrente em pesquisas nacionais e internacionais, pois a comparação do desempenho do CAP com o de suas respectivas misturas é desejável. A comparação em questão permite avaliar se o ensaio feito no CAP representa o comportamento da mistura asfáltica correspondente (MARTINS, 2014). Uma vez que o trincamento por fadiga começa e se propaga a partir do ligante asfáltico, a previsão de dano deve fazer parte das especificações (BAHIA *et al.*, 2001).

O SUPERPAVE adota o parâmetro $G^*sen\delta$ como critério de análise da suscetibilidade do ligante asfáltico à ruptura por fadiga. Tal parâmetro é obtido a partir do ensaio de cisalhamento em regime oscilatório, conduzido no DSR. De forma análoga ao ensaio de módulo dinâmico das misturas asfálticas, a quantificação das propriedades viscoelásticas do CAP são usualmente obtidas a partir de ensaios com aplicações de um carregamento senoidal contínuo e utilizando pequenas deformações. Isto mantém a amostra na faixa de viscoelasticidade linear (POSSEBON, 2021).

O ensaio de cisalhamento em regime oscilatório é realizado em pequenas amostras de CAP condicionadas em um sistema de placas paralelas no DSR, conforme ilustração esquemática na Figura 8. As dimensões da amostra são iguais a 8 mm de diâmetro e 2 mm de espessura no caso dos ensaios para avaliação da suscetibilidade à ruptura por fadiga. No caso da ruptura por deformação permanente ou determinação da temperatura máxima do PG, tais dimensões são iguais a 25 mm de diâmetro e 1 mm de espessura. A placa superior gira ao redor do seu eixo e a placa inferior permanece fixa, aplicando assim esforços de torção na amostra do material.

Figura 8 – Esquema de aplicação da tensão cisalhante em uma amostra de ligante asfáltico



Fonte: Bernucci *et al.* (2022)

De acordo com Bahia e Anderson (1995) e Motta *et al.* (1996), outro ponto fundamental da especificação SUPERPAVE reside no fato de que as propriedades do CAP são avaliadas segundo a condição de envelhecimento. Algumas propriedades são determinadas no material virgem como, por exemplo, o ponto de amolecimento, a viscosidade rotacional ou Brookfield e o ensaio oscilatório para determinação de $G^*/\text{sen}\delta$. Outros parâmetros e ensaios são conduzidos no material envelhecido a curto prazo na estufa de filme fino rotativo (ASTM, 2012), podendo incluir o ensaio MSCR (ASTM, 2020) e os ensaios oscilatórios para cálculo de $G^*/\text{sen}\delta$. Um terceiro grupo de parâmetros e ensaios é considerado após o envelhecimento do CAP a longo prazo na estufa de vaso pressurizado, conforme norma técnica ASTM D6521 (ASTM, 2019a). Neste terceiro grupo, é possível incluir o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ e os ensaios BBR (ASTM, 2016) e de tração direta.

Ao se adotar o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ para avaliação do desempenho dos ligantes asfálticos à fadiga, pretendia-se à época atender à necessidade de um parâmetro de análise que fosse simples e de fácil obtenção (PAMPLONA, NUÑEZ e FAXINA, 2014). Tal parâmetro está baseado no conceito de energia dissipada por ciclo de carga e, segundo as versões mais recentes do SUPERPAVE e cujas modificações foram feitas após estudos do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos em 2018, seu valor deve ser de no máximo 6.000 kPa (OSMARI *et al.*, 2021). Para tal determinação, o CAP deve ser previamente envelhecido no RTFOT e no PAV (ASTM, 2012, 2019a) e então ensaiado na temperatura intermediária de projeto, a uma frequência angular de 10 rad/s. A literatura correlaciona este valor de frequência com uma velocidade média de tráfego igual a 80 km/h (STUART, MOGAWER e ROMERO, 1999).

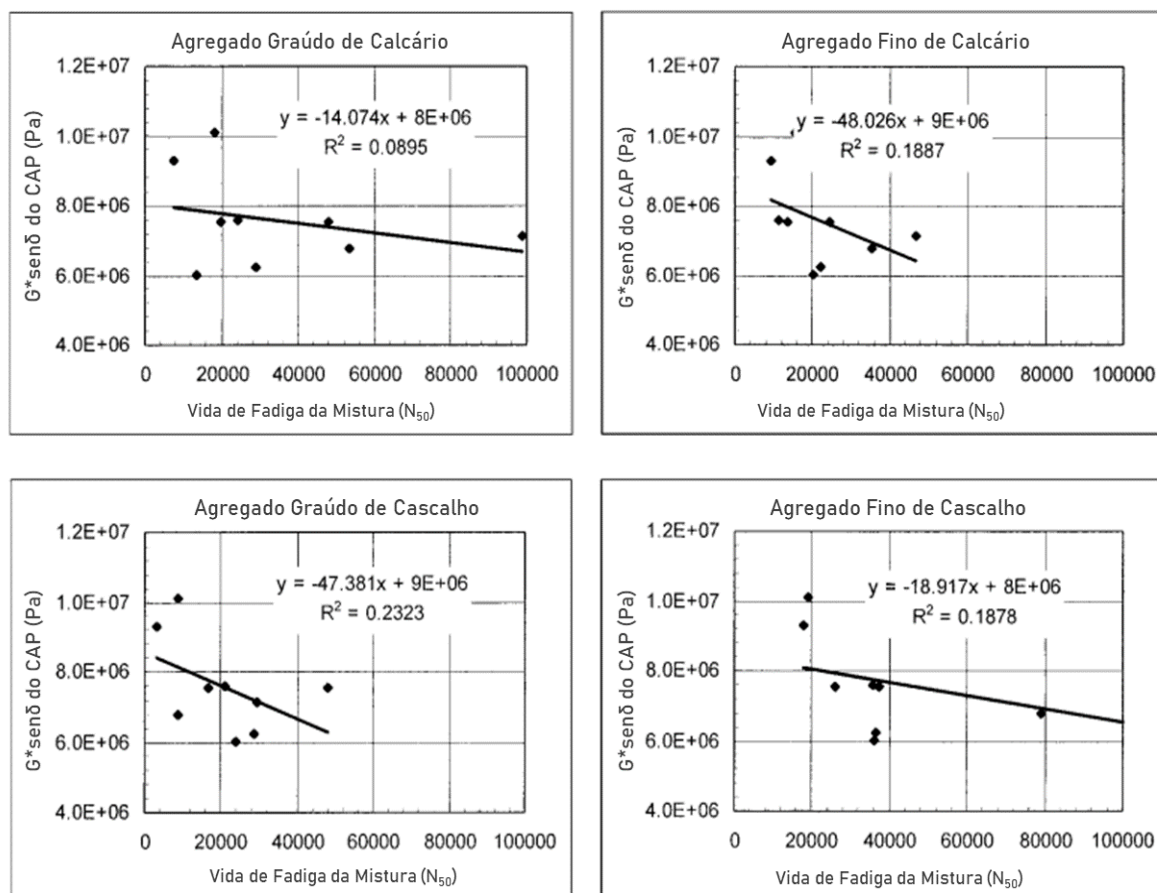
2.3.3. O ensaio de varredura de amplitude linear (LAS)

Bahia *et al.* (2001) realizaram estudos para fins de avaliação da aplicabilidade das especificações SUPERPAVE a ligantes asfálticos modificados. A pesquisa considerou 36 misturas asfálticas produzidas com dois tipos diferentes de agregados e com duas granulometrias diferentes, além de nove tipos diferentes de ligantes asfálticos. Os modificadores do CAP incluíram polímeros elastoméricos e plastoméricos. As misturas foram produzidas com agregados de calcário e cascalho, cada um combinado em granulometrias fina e grossa e em atendimento aos requisitos de formulação de misturas asfálticas no método SUPERPAVE. Os teores de CAP em cada mistura foram determinados de forma a atingir 4% de volume de vazios após 96 giros. Foram comparados os resultados dos ensaios de fadiga realizados no CAP e nas misturas asfálticas. O parâmetro considerado para a vida de fadiga destas misturas foi N_{50} , que representa o número de ciclos em que a rigidez da mistura asfáltica é reduzida a 50% do seu valor inicial.

A Figura 9 apresenta algumas das correlações obtidas por Bahia *et al.* (2001) nos ensaios de fadiga em ligantes e misturas asfálticas (parâmetro $G^*sen\delta$), em função do tipo de agregado e sua respectiva granulometria. Os dados mostram que o coeficiente de correlação máximo (R^2) é de apenas 0,23 nas relações entre os parâmetros $G^*sen\delta$ e N_{50} . Isto sinaliza uma falta de correlação entre os materiais testados na pesquisa. O estudo também verificou que o tipo de CAP, a classificação PG e o modificador têm maior influência na vida de fadiga das misturas asfálticas em comparação à alteração do tipo de agregado empregado nestas mesmas misturas.

Bahia *et al.* (2001) observaram ainda que, à época do desenvolvimento da especificação SUPERPAVE, havia a hipótese de que o CAP atuava no regime viscoelástico linear nos pavimentos – ou seja, na região de baixas deformações. Na realidade, ligantes asfálticos aplicados em pavimentos estão sujeitos a deformações que excedem a pequena amplitude considerada nas medições de $G^*sen\delta$. Além disso, as correlações entre o parâmetro $G^*sen\delta$ e os desempenhos à fadiga de misturas asfálticas em campo têm sido ruins em diversos outros estudos (OSMARI *et al.*, 2019; YANG *et al.*, 2022), tornando este parâmetro potencialmente limitado para consideração em modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticos quanto à ruptura por fadiga.

Figura 9 – Correlações entre o parâmetro $G^*_{sen\delta}$ e a vida de fadiga das misturas asfálticas para diferentes tipos de agregado e granulometrias



Fonte: Adaptado de Bahia *et al.* (2001)

Com o objetivo de sanar essa limitação, o projeto NCHRP 9-10 (BAHIA *et al.*, 2001) sugeriu um ensaio de varredura de tempo (TS), o qual é conduzido no DSR sob deformação controlada e considerando a aplicação de uma carga senoidal repetida de amplitude fixa. Foi selecionada a geometria de placas paralelas de 8 mm de diâmetro e com espessura de 2 mm entre placas. A frequência adotada no ensaio é igual a 10 Hz, e o protocolo permite a seleção da amplitude da carga em função da estrutura do pavimento e do carregamento do tráfego. Os resultados do ensaio TS apresentaram boa correlação com os ensaios de fadiga em misturas asfálticas, o que indica sua capacidade de capturar a contribuição do CAP na resistência à fadiga de misturas asfálticas. Contudo, trata-se de um ensaio que pode ser excessivamente longo em virtude do tempo necessário para levar a amostra à falha, inviabilizando sua inclusão em especificações para compra e venda de ligantes asfálticos (BAHIA *et al.*, 2001; HINTZ *et al.*, 2010).

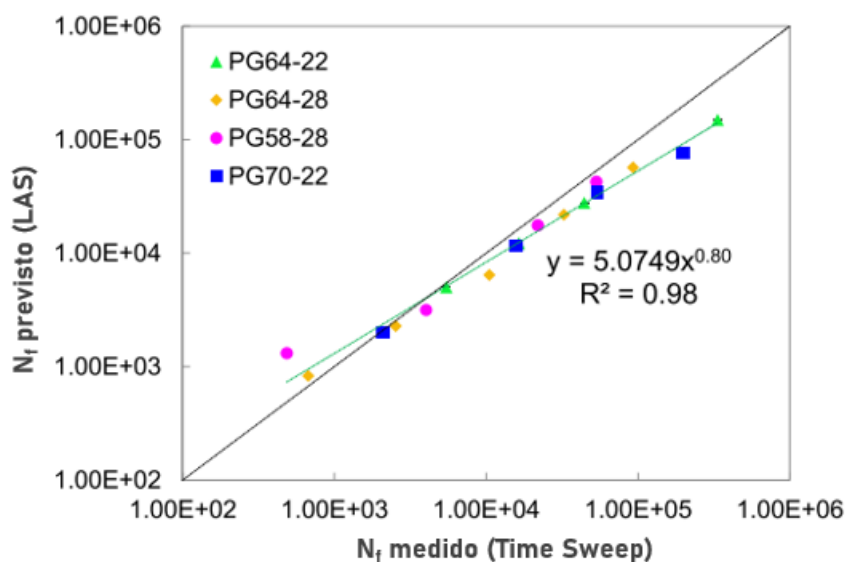
Johnson (2010) desenvolveu então uma primeira versão do ensaio LAS, cujo protocolo leva o CAP à fadiga e de forma acelerada por meio da aplicação de incrementos de carga. O LAS é semelhante ao ensaio TS no que concerne à geometria e à aplicação de carregamentos cíclicos pelo DSR, porém as amplitudes de carga são sistematicamente aumentadas no LAS para fins de aceleração do dano por fadiga na amostra. Além disso, o LAS inclui uma varredura de frequência anterior à varredura de amplitude propriamente dita, possibilitando a obtenção de uma resposta do material sem o dano por fadiga. A metodologia de análise baseou-se na teoria da mecânica do dano contínuo em meio viscoelástico, que considera a hipótese da continuidade da amostra para obtenção da curva *C versus S* e dos parâmetros que permitem traçar a curva de fadiga dos ligantes asfálticos.

Posteriormente, Hintz (2012) sugeriu alterações no protocolo do ensaio LAS. Verificou-se que o raio da amostra, assumido como invariável por Johnson (2010), na realidade sofre variações em função do surgimento de fratura de borda no material. Isto causa uma redução de rigidez e, conseqüentemente, da resistência ao carregamento. Hintz (2012) menciona ainda que o DSR é capaz de medir objetivamente apenas o torque aplicado e o ângulo de deflexão, sendo que os demais parâmetros são calculados a partir da premissa que o raio da amostra não muda. Isto significa que, em havendo redução no raio efetivo da amostra, os cálculos podem apresentar erros e a observação da redução do módulo complexo nos ensaios de deformação controlada pode refletir unicamente a mudança no torque. Finalmente, o tamanho da fissura pode ser determinado pela correção do valor do torque aplicado pelo equipamento, considerando o valor do raio efetivo do corpo de prova.

Considerando as limitações no protocolo sugerido por Johnson (2010) para o LAS, Hintz (2012) recomendou alterações neste protocolo e a nova versão passou a ser conhecida como “LAS modificado”. Também foi sugerido que o LAS seja considerado um ensaio de “tolerância à fadiga” em vez de um ensaio de “resistência à fadiga”. Isto se deve ao fato de que a tendência da propagação da trinca no TS – que seria um verdadeiro ensaio de fadiga – é diferente da tendência observada no “LAS modificado”. A recomendação do estudo de Hintz (2012) é a de que o carregamento de amplitude seja incrementado linearmente a cada ciclo, em vez de amplitudes de deformação no formato de degraus. Desta maneira, elimina-se a possibilidade de surgimento de trincas na periferia da amostra.

Em complemento às revisões sugeridas para o protocolo do LAS, Hintz (2012) também adotou um modelo de análise baseado na mecânica da fratura, considerando o comprimento da fissura e sua taxa de crescimento correspondente para proposição do índice a_f (comprimento de fissura). Estudos posteriores como o de Safaei, Castorena e Kim (2016) mostraram que a comparação entre os dados de vida de fadiga provenientes do ensaio TS e os previstos pelo ensaio LAS apresenta boa concordância, ver exemplo na Figura 10. Isto sinaliza que o LAS pode ser utilizado para avaliação do desempenho do CAP à fadiga e sob várias condições de carregamento e temperatura.

Figura 10 – Comparações entre as vidas de fadiga (N_f) medidas segundo os ensaios LAS e *time sweep* à temperatura referencial de 20°C



Fonte: Adaptado de Safaei, Castorena e Kim (2016)

2.3.4. Modelo viscoelástico do dano contínuo simplificado (S-VECD)

Para fins de interpretação dos resultados obtidos através do ensaio LAS, é possível utilizar a teoria VECD (dano contínuo viscoelástico, ou *viscoelastic continuum damage*). De acordo com Martins (2014) e Nascimento *et al.* (2014), esta teoria é baseada em três conceitos principais: (i) a teoria do trabalho potencial desenvolvida por Schapery (1990); (ii) o princípio da correspondência elástico-viscoelástico; e (iii) o princípio de superposição tempo-temperatura para modelagem dos efeitos da temperatura no crescimento de danos. No caso dos materiais asfálticos, a superposição

tempo-temperatura é aplicada substituindo o tempo convencional pelo tempo reduzido (t_R) no cálculo do dano. Isto permite os deslocamentos das curvas características do dano obtidas em qualquer temperatura para a temperatura de referência.

Para ensaios de carregamento cíclicos, uma simplificação do modelo VECD foi proposta por Underwood e Kim (2009) e Underwood, Baek e Kim (2012), que ficou então conhecido como S-VECD (*Simplified Viscoelastic Continuum Damage*). O S-VECD simplifica a modelagem a partir de transformações das equações do comportamento viscoelástico do material em equações similares às de comportamento elástico, considerando a substituição da deformação pela pseudo-deformação.

Yang *et al.* (2022) apontam que o comportamento ao dano em termos da função de trabalho potencial de Schapery é descrito pela Equação (5) a seguir:

$$\frac{dS}{dt} = \left(-\frac{\partial W_R}{\partial S} \right)^\alpha \quad (5)$$

em que: S = intensidade do dano (podendo também ser designado como D);

W_R = o trabalho realizado correspondente à energia de pseudo-deformação acumulada (*pseudo-strain energy*, ou PSE);

t = tempo; e

α = taxa de evolução do dano.

O parâmetro α é determinado com base no coeficiente angular (m) da curva bi-log de $G^* \cos \delta$ pela frequência, vide Equação (6). Esta curva é proveniente da primeira etapa do ensaio de varredura de frequência, conduzido segundo os protocolos das normas técnicas AASHTO TP101-14 (AASHTO, 2014) e DNIT 439/2022 – ME (DNIT, 2022b). Por sua vez, a energia de pseudo-deformação W_{Ri} é definida pela Equação (7):

$$\alpha = \frac{1}{m} \quad (6)$$

$$W_{Ri} = \frac{1}{2} C_i (\gamma_i^R)^2 \quad (7)$$

em que: C_i = integridade da amostra no ponto i , que inicialmente é igual à unidade pelo fato de corresponder ao material sem dano; e

γ_i^R = pseudo-deformação em um determinado ciclo.

O dano acumulado com o tempo $S(t)$ é determinado conforme Equação (8). A integridade da amostra em determinado ciclo $C(i)$ é obtida através da Equação (9) (AASHTO, 2014).

$$S(t) = \sum_{i=1}^n [\pi (\gamma_i^2) (C_{i-1} - C_i)]^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (t_i - t_{i-1})^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (8)$$

$$C(i) = \frac{|G^*|_i}{|G^*|_{inicial}} \quad (9)$$

em que: γ_i = Amplitude de deformação cisalhante em determinado ciclo, %;
 $|G^*|_i$ = Módulo dinâmico de cisalhamento em determinado ciclo, Pa; e
 $|G^*|_{inicial}$ = Módulo dinâmico de cisalhamento do ligante asfáltico não danificado, Pa.

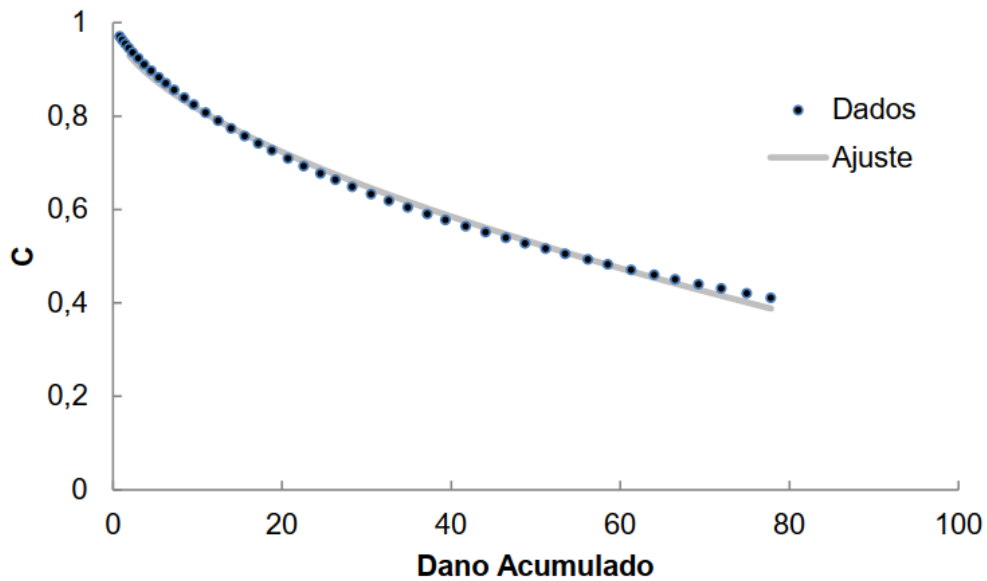
A relação entre os parâmetros C e S é conhecida por “curva característica de dano” e não depende do histórico de carregamento, sendo um ponto central do modelo S-VECD. Essa relação é obtida e ajustada pela lei de potência, conforme Equação (10) a seguir.

$$C = 1 - C_1(S)^{C_2} \quad (10)$$

em que: C_1, C_2 = coeficientes de regressão do modelo, obtidos pelo melhor ajuste da curva aos dados experimentais; e
 C = parâmetro de integridade do material.

A Figura 11 apresenta um exemplo de curva média C versus S , calibrada para um determinado conjunto de dados brutos coletados no DSR. Conforme explicado por Yang *et al.* (2022), os resultados do ensaio LAS não podem estimar, por si só, a resistência do CAP à fadiga em um determinado nível de tensão. Para tanto, os resultados devem ser interpretados segundo o modelo S-VECD e com o auxílio da função potência de N_f , ver Equação (11). A contribuição mais importante desta função é a sua capacidade de previsão da vida de fadiga do material sob diferentes modos de carregamento, o que é feito pela alteração do nível de deformação γ (HINTZ *et al.*, 2010).

Figura 11 – Curva C versus S típica de característica de dano



Fonte: Martins (2014)

$$N_f = A\gamma^B \quad (11)$$

em que: N_f = número de ciclos até o momento da ruptura do ligante asfáltico; e
 A , B = coeficientes da curva de fadiga, calculados conforme Equações (12), (13) e (14).

$$A = \frac{f \cdot (S_f)^k}{k \cdot (\pi C_1 C_2)^\alpha} \quad (12)$$

$$k = 1 + (1 - C_2)\alpha \quad (13)$$

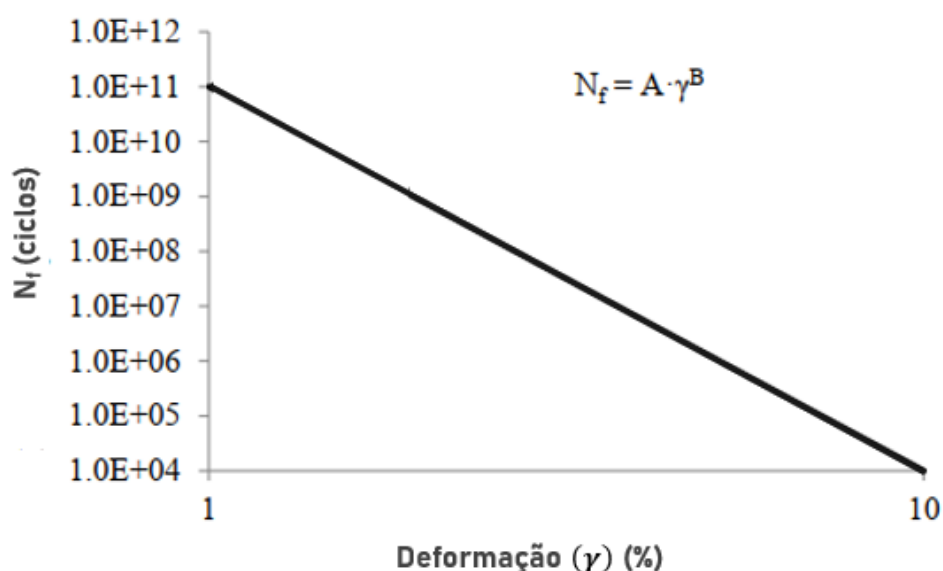
$$B = -2\alpha \quad (14)$$

em que: f = frequência de aplicação de carga (10 Hz); e
 S_f = dano acumulado na ruptura.

O coeficiente A provém dos dados obtidos na varredura de amplitude e, quanto maior o seu valor, maior será a vida de fadiga do ligante asfáltico. Já o coeficiente B provém dos dados obtidos na varredura de frequência, sendo tanto maior quanto menor for a vida de fadiga do ligante asfáltico (MARTINS, 2014).

Ambas as constantes permitem obter a curva de fadiga do CAP, que fornece informações sobre o comportamento do material em relação ao dano e considerando uma variedade de deformações e ciclos de carregamento (HINTZ, 2012). Chen, Zhang e Bahia (2021) apontam que valores menores para A e maiores para B sinalizam uma maior suscetibilidade à fadiga, uma vez que representam maior sensibilidade à deformação e menores vidas de fadiga sob níveis variados de deformação. A Figura 12 mostra um exemplo típico de curva de fadiga do material e ajustada segundo a Equação (11).

Figura 12 – Curva típica de fadiga proveniente do ensaio de varredura de amplitude linear



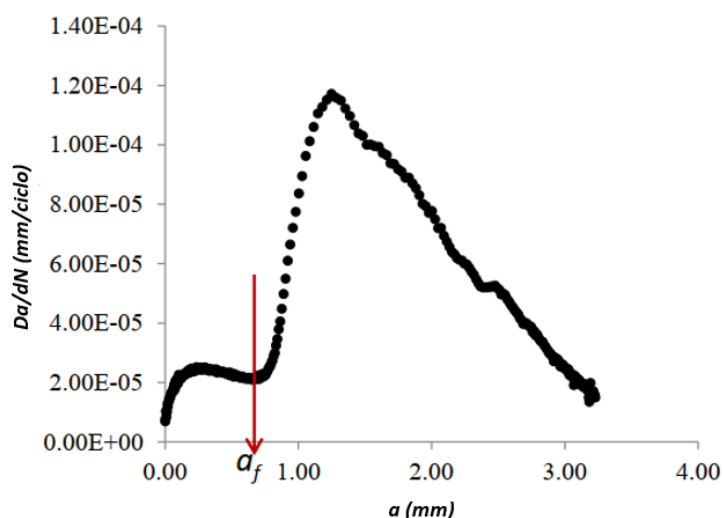
Fonte: Adaptado de Hintz (2012)

2.3.5. Critérios de ruptura do ensaio LAS

Existem atualmente diferentes critérios de ruptura para o ensaio LAS. Hintz (2012) sugeriu o valor do comprimento da fissura (a_f) no ponto mínimo da curva da taxa de crescimento da fissura (da/dN) em função do seu comprimento (a), conforme exemplo da Figura 13. Esse ponto antecede o rápido incremento na taxa de crescimento da fissura e, segundo o critério em questão, um maior índice a_f é desejável porque indica que o CAP é capaz de suportar maior fissuração antes da rápida propagação das fissuras. Por outro lado, a norma norte-americana para o

ensaio LAS e designada como AASHTO T 391-20 (AASHTO, 2020) – substituta da versão temporária AASHTO TP101-14 – estabeleceu como critério de ruptura a redução de 35% do valor original de $G^*sen\delta$. Cabe destacar que outros pesquisadores avaliam a queda de 50% da rigidez inicial $|G^*|$ como sendo um indicativo da perda de integridade do material (BESSA *et al.* 2019; ALMEIDA JÚNIOR, 2022).

Figura 13 – Critério de ruptura a_f demonstrado em uma curva típica da taxa de crescimento da fissura (da/dN) versus o seu comprimento (a)



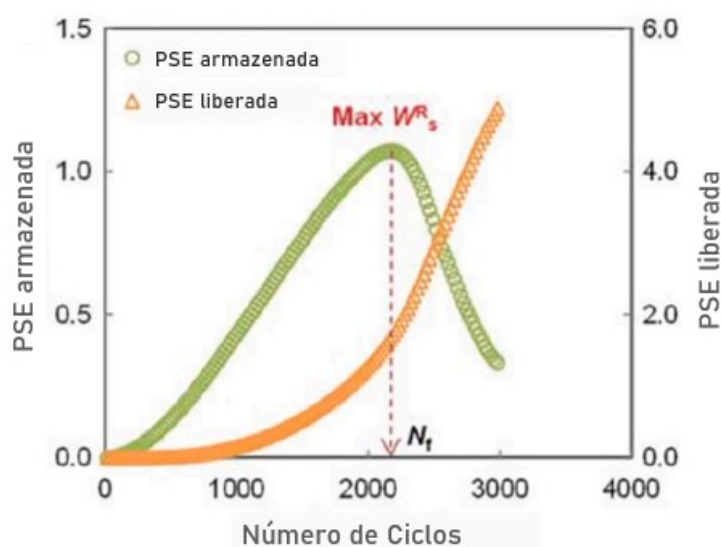
Fonte: Adaptado de Hintz (2012)

Há ainda o critério conhecido como “pico de energia de pseudo-deformação” (W_s^R), ou *pseudo-strain energy* em inglês (PSE), sugerido por Wang *et al.* (2015). Trata-se de um ponto de inflexão correspondente à perda da capacidade de armazenamento da PSE quando a amostra é submetida a um carregamento cíclico. Tal como exemplificado na Figura 14, a curva de PSE armazenada passa a decrescer após a ocorrência da ruptura do CAP, enquanto a curva de PSE liberada continua a crescer. Isto indica que o trabalho externo aplicado está sendo liberado ao longo do processo de evolução do dano, sendo assim um indicador do ponto de ruptura do material (CHEN *et al.*, 2022; YANG *et al.*, 2022).

Dentre os critérios de falha supracitados, o PSE tem sido mais amplamente utilizado em pesquisas científicas recentes, provavelmente devido às boas correlações com a vida de fadiga das misturas asfálticas (SAFAEI, CASTORENA e KIM, 2016; OSMARI *et al.*, 2020; WANG, CHEN e XIE, 2020). Nascimento (2015) menciona que a integração do modelo S-VECD com o critério de ruptura da máxima

PSE armazenada pode ser empregado em previsões de vida de fadiga das misturas asfálticas brasileiras, mesmo quando os ligantes asfálticos são diferentes em termos de processos de modificação (polímeros, borracha moída de pneus, ácidos, etc.). Além disso, trata-se do critério de falha empregado na versão nacional do protocolo do ensaio, a Norma DNIT 439/2022 – ME (DNIT, 2022b).

Figura 14 – Critério de ruptura W_s^R demonstrado na curva de evolução da energia de pseudo-deformação (PSE) armazenada versus número de ciclos



Fonte: Adaptado de Wang et al. (2015)

Apesar da possibilidade de estimativa do desempenho à fadiga dos ligantes asfálticos, não há ainda definição consensual quanto aos valores limites para os resultados obtidos no LAS, tanto em âmbito nacional quanto internacional. Entretanto, pesquisadores têm realizado ensaios LAS em diferentes tipos de CAP para gerar bancos de dados e, assim, possibilitar um correto entendimento das características de cada tipo de material e seu comportamento perante o ensaio. Isto contribui para um desenvolvimento adequado e eficaz de novas especificações de ligantes asfálticos (POSSEBON, 2021).

2.3.6. Estudos e parâmetros recentes sobre a fadiga no ligante asfáltico

Em face de todas as discussões acima, pode-se inferir que as atuais especificações SUPERPAVE para ligantes asfálticos não são capazes de prever

adequadamente a contribuição das propriedades do material no desempenho à fadiga das misturas asfálticas. Nesse sentido, Christensen e Tran (2022) desenvolveram uma pesquisa para determinação das propriedades do CAP que estão mais diretamente relacionadas ao desempenho à fadiga das misturas asfálticas, além de identificar ou desenvolver um ensaio para medição de tais propriedades. Deste modo, as atuais normas técnicas para especificação do CAP poderiam teoricamente ser revistas.

O projeto conduzido por Christensen e Tran (2022) selecionou 16 ligantes asfálticos de diferentes tipos e graus de desempenho, incluindo sete formulações com polímeros, uma formulação com borracha moída de pneus, duas preparadas com fundo de óleo de motor reciclado (REOB), dois materiais oxidados, uma formulação com ácido polifosfórico (PPA) e quatro ligantes asfálticos de produção direta (*straight-run binders*). Esta pesquisa envolveu a realização de ensaios de fadiga nas misturas asfálticas – uniaxial e de flexão em viga – e correlacionou os resultados com os provenientes do CAP, posteriormente selecionando as melhores correlações entre os resultados. Os dados coletados pelos autores identificaram o parâmetro *Glover-Rowe* (G-R ou *GRP*) como uma proposta interessante de substituição do atual parâmetro de fadiga para o CAP nas normas AASHTO M 320 e AASHTO M 332 (AASHTO, 2021a, 2021b).

Outros trabalhos como Ahmed *et al.* (2021) e Zhang, Sias e Dave (2022) mencionam que o parâmetro *G-R* é utilizado na avaliação da suscetibilidade do CAP ao trincamento. A base desta abordagem foi originalmente proposta por Glover *et al.* (2005), os quais correlacionaram o valor de *G-R* com a ductilidade do CAP. É importante destacar que a ductilidade foi inicialmente correlacionada com a resistência do material ao trincamento a partir de estudos de campo, feitos nos anos 1950 e 1960. Posteriormente, Rowe (2011) sugeriu algumas simplificações para o critério de Glover, destacando uma nova expressão matemática para análise do desempenho dos ligantes asfálticos à fadiga (Equação 15):

$$G - R = \frac{G^*(\cos \delta)^2}{\sin \delta} \quad (15)$$

Rowe, King e Anderson (2014) e Rowe e Sharrock (2016) propuseram um valor 180 kPa para representar o início do dano. Os autores também sugeriram que valores superiores a 600 kPa indicam um trincamento significativo na amostra. Tais valores foram determinados com base em um estudo com amostras extraídas de pavimentos reais, que apresentaram trincamentos em bloco e desagregação na superfície.

O cálculo de $G-R$ utiliza os dados provenientes do ensaio de varredura de frequência no DSR. Mais especificamente, os dados da curva mestre são transladados à temperatura de referência de 15°C, considerando os valores de $|G^*|$ e δ na frequência de 0,005 rad/s. O projeto NCHRP 9-59 (CHRISTENSEN e TRAN, 2022) sugere os limites máximos de 5.000 e 8.000 kPa para $G-R$ após 20 e 40 h de envelhecimento na estufa de vaso pressurizado – PAV (ASTM, 2019a), respectivamente.

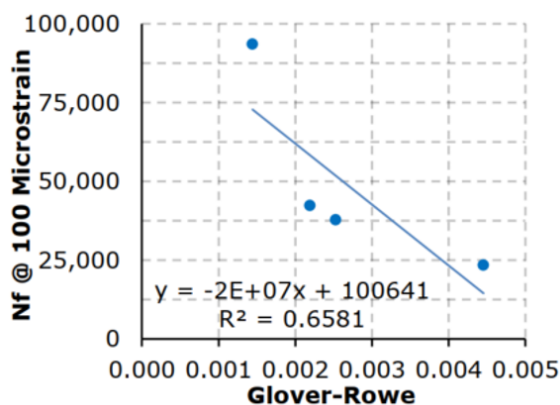
Chen e Bahia (2022) identificaram boas correlações ($R^2 = 0,79$) entre os valores de $G-R$ e a vida de fadiga do CAP obtida através do ensaio LAS. Também foi feita uma proposta de valores limites para o ensaio LAS e para $G-R$, em função de diferentes condições de tráfego (Tabela 3). Outras pesquisas como Pires (2018) e Chen et al. (2023) também obtiveram boas correlações entre $G-R$ e os ensaios de desempenho à fadiga em misturas (Figura 15) e em ligantes asfálticos (Figura 16).

Tabela 3 – Valores limites propostos para o LAS e o parâmetro $G-R$ em função do tráfego

tráfego	velocidade					
	Parado (<20 km/h)		lento (>20 e <70 Km/h)		padrão (>70 km/h)	
volume	deformação máxima permitida (ensaio LAS)					
1000	S	(18%)	H	(9%)	H	(9%)
3000	S	(14%)	V	(7%)	V	(7%)
10000	H	(9%)	E	(5%)	E	(5%)
30000	V	(7%)	E	(3%)	E	(3%)
volume	valor máximo permitido (kPa), parâmetro $G-R$					
1000	S	(325)	H	(1400)	H	(1400)
3000	S	(625)	V	(1950)	V	(1950)
10000	H	(1400)	E	(2675)	E	(2675)
30000	V	(1950)	E	(3700)	E	(3700)

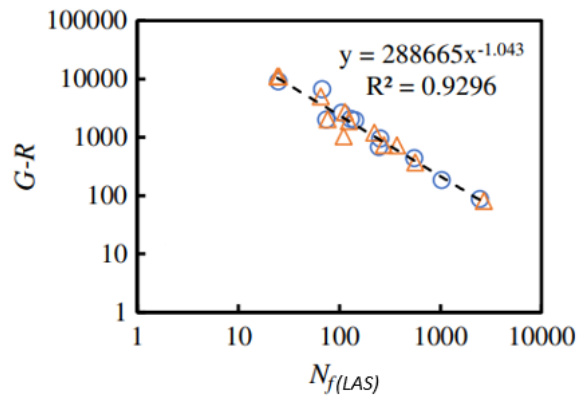
Fonte: Adaptado de Chen e Bahia (2022)

Figura 15 – Correlação entre o parâmetro $G-R$ e a vida de fadiga em misturas asfálticas



Fonte: Pires (2018)

Figura 16 – Correlação entre o parâmetro G-R e a vida de fadiga do CAP no LAS (N_f)



Fonte: Adaptado de Chen *et al.* (2023)

Outro parâmetro que tem sido avaliado por pesquisadores e adotado por vários Departamentos de Transportes dos Estados Unidos é designado como “Delta T_c ” (ΔT_c). Proposto por Anderson *et al.* (2011), o ΔT_c se relaciona com a durabilidade e ao envelhecimento do CAP em campo. Este parâmetro indica de que forma as propriedades de relaxação do ligante asfáltico podem contribuir para minimizar o trincamento não relacionado ao carregamento em si, mas ao envelhecimento do material (OSMARI, 2021; BERNUCCI *et al.*, 2022).

O ΔT_c é obtido a partir de um simples cálculo proveniente dos resultados do ensaio de BBR. Este cálculo (Equação 16) é definido como a diferença numérica entre a temperatura mínima do grau contínuo no critério de temperatura quando o módulo de rigidez S é igual a 300 MPa (vide Equação 17) e a temperatura mínima determinada quando o parâmetro de relaxação m é igual a 0,3 (vide Equação 18).

$$\Delta T_c = T_{c,S} - T_{c,m} \quad (16)$$

$$T_{c,S} = T_1 + \left(\frac{(T_1 - T_2) * (\log 300 - \log S_1)}{\log S_1 - \log S_2} \right) - 10 \quad (17)$$

$$T_{c,m} = T_1 + \left(\frac{(T_1 - T_2) * (0,300 - m_1)}{m_1 - m_2} \right) - 10 \quad (18)$$

em que: $T_{c,S}$ = temperatura na qual $S = 300$ MPa ($^{\circ}\text{C}$);

$T_{c,m}$ = temperatura na qual $m = 0,3$ ($^{\circ}\text{C}$);

ΔT_c = Parâmetro Delta T_c ($^{\circ}\text{C}$);

T_1 = temperatura em que S e m são atendidos ($^{\circ}\text{C}$);

T_2 = temperatura em que S e m não são atendidos ($^{\circ}\text{C}$);

S_1 = módulo de rigidez na temperatura T_1 (MPa);

S_2 = módulo de rigidez na temperatura T_2 (MPa);

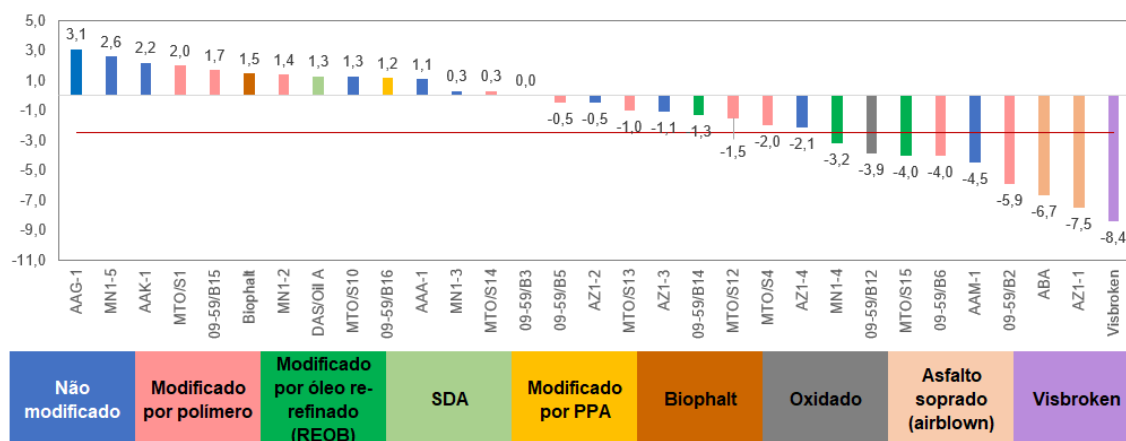
m_1 = parâmetro de relaxação na temperatura T_1 ; e

m_2 = parâmetro de relaxação na temperatura T_2 .

Segundo o Instituto do Asfalto dos Estados Unidos (ASPHALT INSTITUTE, 2019), inúmeros fatores podem afetar o valor de ΔT_c tais como a origem do CAP, o tipo de petróleo de origem, o processo de produção, o tipo de modificador e o nível de envelhecimento. A Figura 17 representa esquematicamente todas estas variáveis e os resultados correspondentes de ΔT_c . Ainda segundo a mesma publicação, valores inferiores a $-2,5^{\circ}\text{C}$ para ΔT_c indicam um alerta de que o material está prestes a atingir o trincamento. O valor de $-5,0^{\circ}\text{C}$ já sinaliza o início do processo de trincamento.

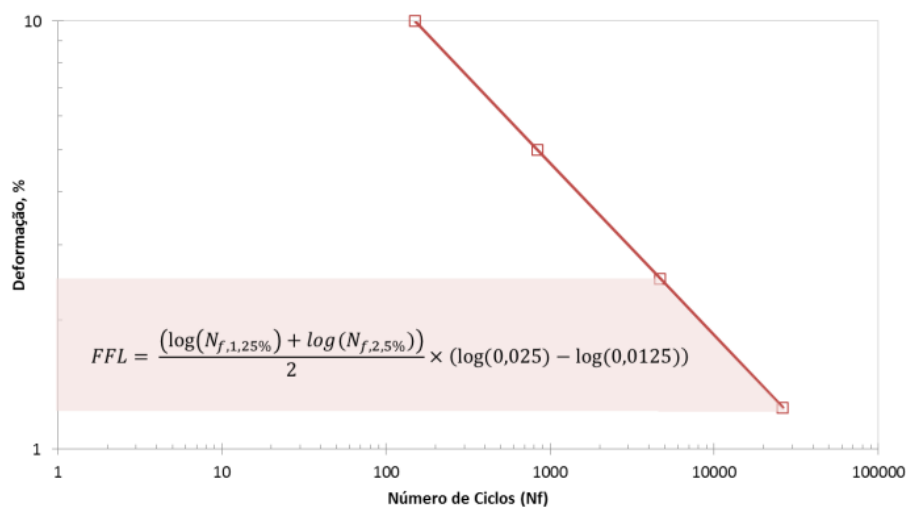
No Brasil, Martins (2014) sugeriu o cálculo do fator de fadiga do CAP (parâmetro *FFL*). O valor de *FFL* consiste na área sobre a curva bi-log de fadiga para deformações entre 1,25% e 2,50%, conforme exemplificado na Figura 18. O estabelecimento destes limites de deformação na escala do ligante asfáltico foi baseado nas considerações de Underwood (2011), em que se assumiu que deformações variando entre 200 e 400 microstrains são comuns em pavimentos asfálticos. Também se assumiu na pesquisa de Underwood (2011) que o ligante asfáltico está sujeito a uma deformação 122,5 vezes maior que a sofrida pela mistura asfáltica como um todo. A curva de fadiga é obtida conforme Equação (11) a partir dos dados do ensaio LAS.

Figura 17 – Valores de ΔT_c obtidos para tipos variados de ligantes asfálticos a partir do banco de dados do projeto de pesquisa NCHRP 9-60



Fonte: Adaptado de Asphalt Institute (2019)

Figura 18 – Cálculo do fator de fadiga do CAP (*FFL*) a partir da sua curva de fadiga



Fonte: Martins (2014)

2.4. FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

2.4.1. Fundamentos e principais critérios de ruptura

Diversos pesquisadores vêm estudando o fenômeno da fadiga em pavimentos asfálticos nas últimas décadas. Conforme revisão bibliográfica feita por Nuñez (2013), o primeiro trabalho que relacionou o surgimento das trincas em pavimentos flexíveis ao carregamento cíclico causado pelo tráfego foi publicado na década de 1940, sendo que outros foram publicados nas décadas de 1950 e 1970. No Brasil, o primeiro estudo sobre vida de fadiga em misturas asfálticas foi apresentado no início da década de 1980.

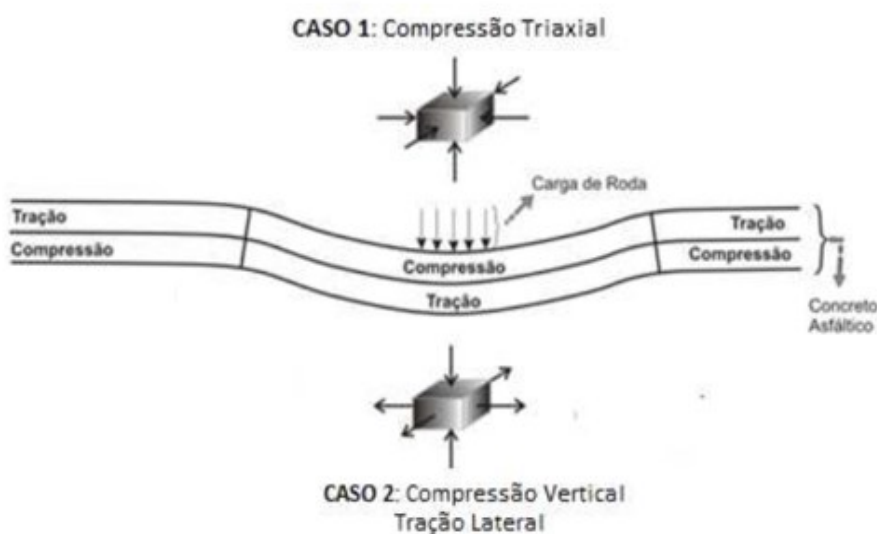
Atualmente se assume que o trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos é causado pelas cargas cíclicas do tráfego, podendo ocorrer por meio de dois diferentes mecanismos de fissuração. O primeiro mecanismo, designado como topo-base (*top-down cracks*), tem início na superfície do revestimento e se propaga para baixo. Esse tipo de trincamento manifesta-se como trincas longitudinais na posição das trilhas de roda, sendo provocado pelas altas deformações cisalhantes impostas pelo tráfego dos veículos (HINTZ, 2012).

O outro tipo de trincamento existente em pavimentos asfálticos, designado como base-topo (*bottom-up cracks*), tem início na parte inferior de um revestimento asfáltico

ou camada de base asfáltica, propagando-se posteriormente até a superfície. Esta é a forma mais comum de ocorrência do dano por fadiga, sendo caracterizado na superfície do revestimento por trincas interconectadas e chamadas popularmente de “couro de jacaré”. O trincamento em questão se inicia na região de máxima tensão ou deformação de tração, estando também associado à flexão do pavimento asfáltico (HINTZ, 2012).

A Figura 19 ilustra o estado de tensões de uma camada de revestimento de concreto asfáltico em serviço. Colpo (2014) explica que o Caso 1 representa o estado de tensões em um ponto na superfície da camada de revestimento, ao passo que o Caso 2 representa o estado de tensões na base da camada de revestimento. Ambas estão posicionadas imediatamente abaixo da carga. É possível observar que a região inferior da camada asfáltica está submetida às tensões de tração, responsáveis pelo trincamento do tipo base-topo.

Figura 19 – Tensões em uma camada de concreto asfáltico submetida ao carregamento repetido do tráfego



Fonte: Adaptado de Colpo (2014)

Muitos fatores exercem influência no desempenho à fadiga das misturas asfálticas tais como as variáveis climáticas, o comportamento das camadas subjacentes quanto à deformabilidade, à velocidade e às cargas do tráfego atuante. Em relação à mistura asfáltica propriamente dita, variáveis como o tipo e o teor de CAP e o volume de vazios interferem significativamente na resistência à fadiga do material, sendo que o tipo de agregado possui menor influência comparativamente às outras variáveis (BAHIA *et al.*, 2001; FONTES, 2009).

Além destes fatores, o envelhecimento do CAP também demanda estudos. Zhang, Sias e Dave (2022) citam que o envelhecimento da mistura asfáltica consiste em dois processos primários: volatilização e oxidação. A volatilização ocorre durante as etapas de mistura e compactação em função das altas temperaturas (acima de 150°C), enquanto que a oxidação ocorre durante o processamento do material na usina e ao longo da vida útil do pavimento. A oxidação causa o aumento da polaridade nas moléculas do CAP, aumentando a rigidez e a fragilidade da mistura asfáltica e diminuindo a capacidade de relaxamento das tensões. Conseqüentemente, as misturas asfálticas mais envelhecidas têm uma suscetibilidade maior ao dano por fadiga.

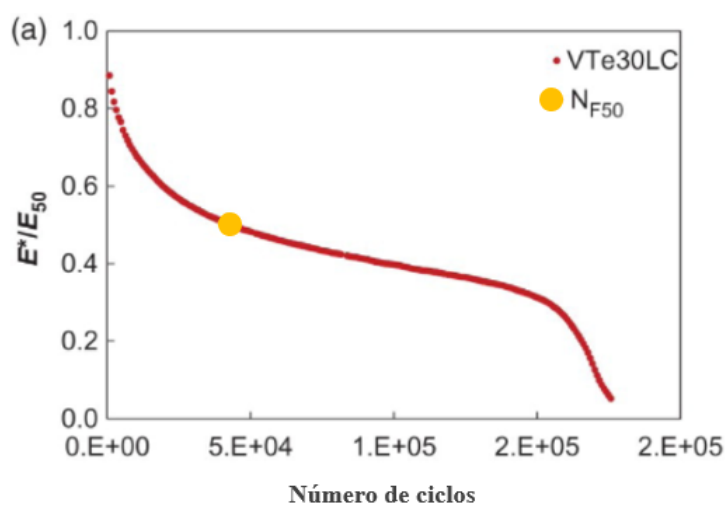
Apesar do fato de o trincamento por fadiga em misturas asfálticas ser uma das principais formas de deterioração de pavimentos, ainda não existem protocolos de ensaio e análise eficazes e que possam ser realizados de forma fácil e rápida. Essa deficiência se deve em parte à natureza complexa do fenômeno da fadiga, que está relacionado às propriedades dos materiais e às estruturas dos pavimentos de concreto asfáltico (UNDERWOOD, 2011). Ainda assim, a principal forma de estudo do fenômeno da fadiga em misturas asfálticas consiste em ensaios laboratoriais, uma vez que estes permitem a investigação das misturas quanto à resistência ao dano sob condições de tensão e deformação previamente estabelecidas e controladas nos equipamentos (SCHUSTER, 2018; POSSEBON, 2021).

Os ensaios de fadiga em misturas asfálticas permitem que seja determinada a vida de fadiga N_f , sendo esta definida em termos de “vida de fratura” ou “vida de serviço”. A “vida de fratura” é entendida como o número total de aplicações de carga necessária para fratura completa do corpo de prova. A “vida de serviço” é entendida como o número total de solicitações dessa mesma carga, capazes de reduzir o desempenho e a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido (FRITZEN, 2016; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Para fins de verificação do desempenho à fadiga de misturas asfálticas em laboratório, o critério de ruptura é fundamental. Assim, é possível avaliar o desempenho de forma objetiva e definir a vida de fadiga da mistura ensaiada. Em termos da resistência à fadiga, existem vários critérios de ruptura baseados em parâmetros distintos, pois a falha não coincide necessariamente com a fratura visível da amostra. Entretanto, não há um consenso a respeito de qual critério é mais apropriado para visualização do fim da vida útil do material (ZHANG *et al.*, 2013; POSSEBON, 2021).

A abordagem clássica define que a falha por fadiga ocorre quando há uma redução de 50% no módulo dinâmico da amostra em relação ao seu valor inicial, sendo Nf_{50} a designação do número de ciclos correspondente a este ponto. Tal critério não é considerado um bom indicativo de falha devido à sua arbitrariedade, já que as misturas podem ter capacidades diferentes de resistência ao dano. Além disso, as misturas asfálticas também podem apresentar reduções distintas dos seus módulos no momento da ruptura. A Figura 20 exemplifica a localização do parâmetro Nf_{50} em um gráfico que representa a queda da rigidez de uma mistura asfáltica quando submetida a um ensaio de carregamento cíclico para avaliação da fadiga. Nota-se que a falha por fadiga definida por essa abordagem e para a mistura asfáltica em questão está longe da capacidade real de dano do material (ZHANG *et al.*, 2013; MENSCHING *et al.*, 2016).

Figura 20 – Localização do parâmetro Nf_{50} na curva de rigidez e segundo a abordagem clássica



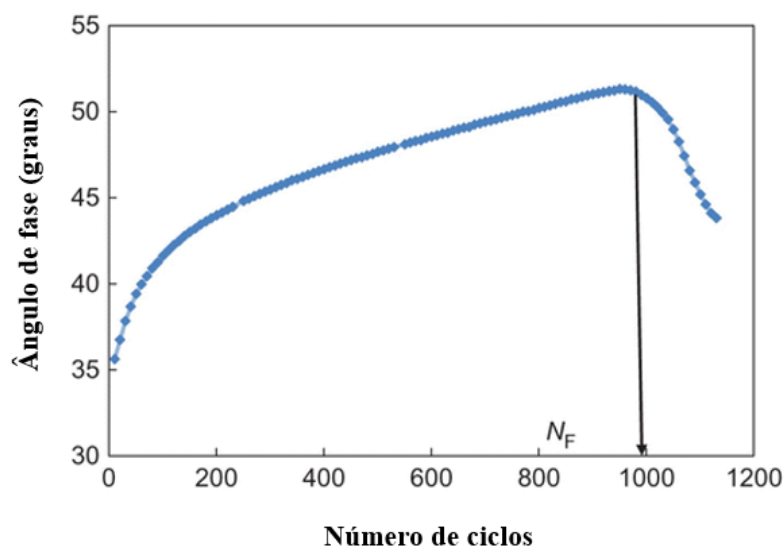
Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2013)

Outra abordagem leva em consideração a ruptura total da amostra, sem a aplicação de qualquer critério rigoroso para determinação da falha do material. Tal abordagem é selecionada em ensaios como o de tração por compressão diametral, padronizado no Brasil segundo a norma DNIT 135/2018 – ME (DNIT, 2018b). Isso permite que o ensaio seja realizado sem a necessidade de instrumentação para medição da resposta às tensões aplicadas, exigindo apenas um sistema controlado de aplicação da carga. Em contrapartida, tem-se a desconsideração da resposta

mecânica do material às solicitações, além do fato de que o corpo de prova pode iniciar a ruptura por fadiga muito antes da sua ruptura total (MOCELIN, 2018).

Uma terceira abordagem consiste no critério de ruptura do material a partir da queda do seu ângulo de fase, inicialmente proposta nos anos 1990. Segundo este critério, o ponto de ruptura consiste no ponto de inflexão da curva do ângulo de fase *versus* número de ciclos. Nesta abordagem, há uma redução da elasticidade do material à medida que a amostra sofre danos na forma de microfissuras, acarretando aumentos no ângulo de fase. Em termos gráficos (curva típica na Figura 21), o ângulo de fase geralmente exibe um aumento estável durante o carregamento cíclico, seguido por uma diminuição acentuada. O ponto de inflexão corresponde ao pico deste ângulo e representa uma mudança no comportamento mecânico do material devido ao acúmulo de danos por fadiga, sendo então considerado como a vida de fadiga da amostra (ZHANG *et al.*, 2013; POSSEBON, 2021).

Figura 21 – Definição do critério de falha em função da queda do ângulo de fase



Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2013)

Conforme Zhang *et al.* (2013) e Sabouri e Kim (2014), o critério de queda do ângulo de fase leva em consideração o comportamento viscoelástico do material e aparentemente define bem a sua vida de fadiga. Todavia, um problema relacionado a esta abordagem é que os modelos de dano contínuo – caso do VECD – não são capazes de prever a evolução do ângulo de fase e tampouco sua queda. Em outras palavras, o critério é capaz de definir a falha, mas não é capaz de prevê-la.

2.4.2. Evolução do dano por fadiga e principais ensaios laboratoriais

Segundo Lemaitre (1996), o termo “dano” pode ser entendido como a deterioração que ocorre no material antes da sua falha, ainda que geralmente isso não possa ser visto a olho nu. Para Kim (2009), o dano é caracterizado como uma perda de resistência do material devido a algum mecanismo de falha – trincamento por fadiga ou deformação permanente, por exemplo. Conforme Zhang, Sias e Dave (2021), os protocolos de ensaios laboratoriais para avaliação do dano por fadiga em ligantes asfálticos podem ocorrer nos regimes de viscoelasticidade linear – tensão proporcional à deformação – ou não-linear.

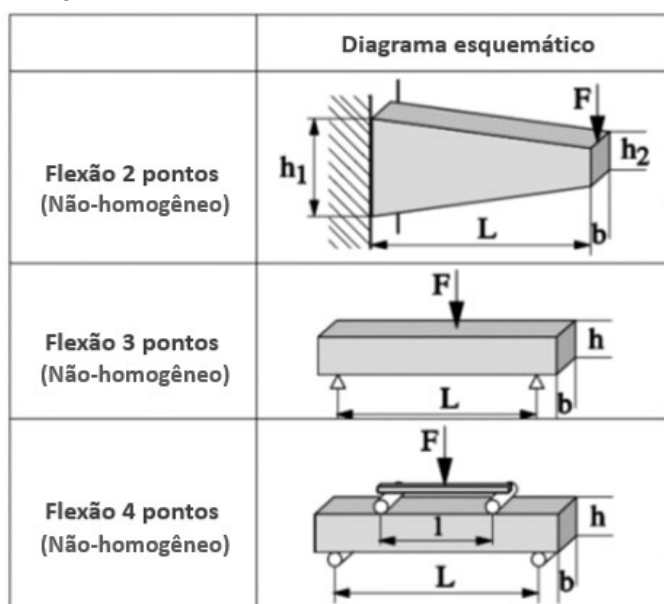
Há diferentes ensaios de fadiga na literatura científica, mas todos eles consistem basicamente na aplicação de cargas repetidas até a falha ou ruptura completa do material. Uma das variações entre os ensaios está na forma de controle das aplicações das cargas, que pode ser através do controle de tensões (tensão controlada) ou de deformações (deformação controlada). Nos ensaios realizados sob tensão controlada, a amplitude da tensão permanece constante. Isto faz com que as deformações no corpo de prova aumentem à medida que a rigidez da mistura asfáltica diminui. No caso de ensaios sob deformação controlada, a amplitude da deformação é mantida constante ao longo do ensaio. Isto acarreta a necessidade de redução das tensões aplicadas à medida que a rigidez do material diminui (FONTES, 2009).

Outras variações entre os diferentes ensaios de fadiga residem na geometria da amostra e na forma da aplicação da carga. Desta maneira, os ensaios podem ser classificados em ensaios de flexão (Figura 22) e de tração, tanto direta quanto indireta (Figura 23). Nota-se que apenas o ensaio uniaxial de tração-compressão em corpos de prova cilíndricos é considerado um ensaio homogêneo, ou seja, assume-se a hipótese de que todos os pontos do material estão sujeitos a uma mesma solicitação, para uma determinada seção transversal. Por outro lado, os ensaios de flexão em viga e o ensaio de tração indireta são considerados não homogêneos, pois o estado de deformações na amostra não é uniforme. Cabe destacar que os ensaios de fadiga comumente realizados no Brasil são os seguintes: flexão em corpos de prova trapezoidais, flexão em viga de quatro pontos, tração-compressão e compressão diametral.

O ensaio de tração direta – ou ensaio uniaxial cíclico de tração-compressão – é baseado em trabalhos realizados por pesquisadores norte-americanos ao longo de

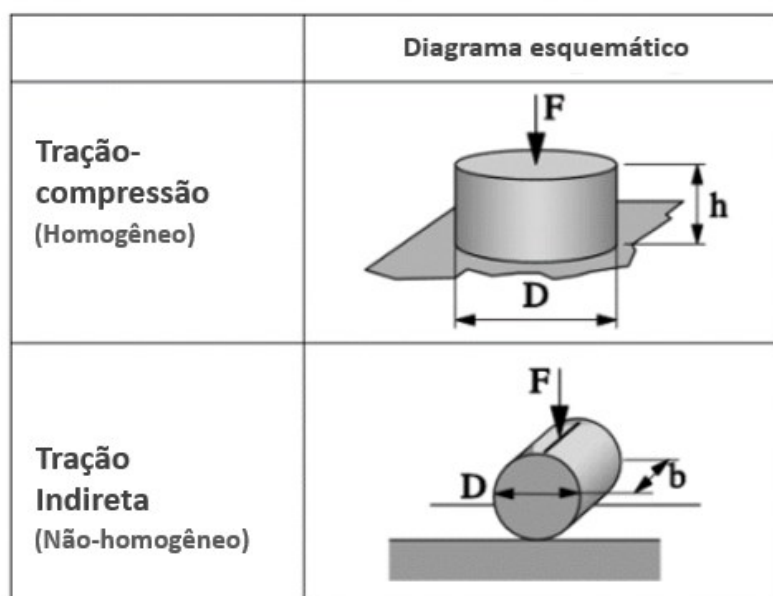
muitos anos (FRITZEN, 2016). Autores como Daniel e Kim (2002) e Underwood e Kim (2009) apresentam detalhes técnicos e teóricos a respeito do seu desenvolvimento. Este ensaio adota o modelo S-VECD e vem sendo proposto por pesquisadores como um novo procedimento para determinação da vida de fadiga, já que permite a interpretação teórica dos resultados de forma mais consistente em relação a outros tipos de ensaio (FRITZEN, 2016; POSSEBON, 2021).

Figura 22 – Esquema representativo dos diferentes modelos de ensaio de fadiga por flexão



Fonte: Adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

Figura 23 – Esquema representativo dos diferentes modelos de ensaio de fadiga por tração



Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

O ensaio de fadiga mais comum no Brasil é o ensaio de tração indireta, ou ainda tração por compressão diametral (FRITZEN, 2016; BESSA, 2017). Trata-se de um ensaio de tensão controlada, no qual um corpo de prova é submetido a um carregamento senoidal diametral e a uma frequência de 1,0 Hz (0,1 s de carregamento e 0,9 s de repouso). A temperatura é controlada em 25°C, e as cargas correspondem a quatro níveis de tensão escolhidos entre 5% e 40% da resistência do material à tração. O teste é encerrado quando o corpo de prova atinge a ruptura completa. As equações de fadiga possíveis de serem derivadas do ensaio podem ser relacionadas à tensão de tração inicial, à deformação de tração inicial, à diferença de tensões no centro da amostra ou à relação da tensão aplicada pela resistência à tração estática (DNIT, 2018a). As Equações (19) a (22) a seguir mostram as relações entre as variáveis:

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^{k_2} \quad (19)$$

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{k_2} \quad (20)$$

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{k_2} \quad (21)$$

$$N = k_1 \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_r} \right)^{k_2} \quad (22)$$

em que: N = número de repetições de carga necessárias à ruptura do material;

σ_t = tensão de tração aplicada;

ε_i = deformação de tração inicial;

$\Delta\sigma$ = diferença entre as tensões horizontal e vertical;

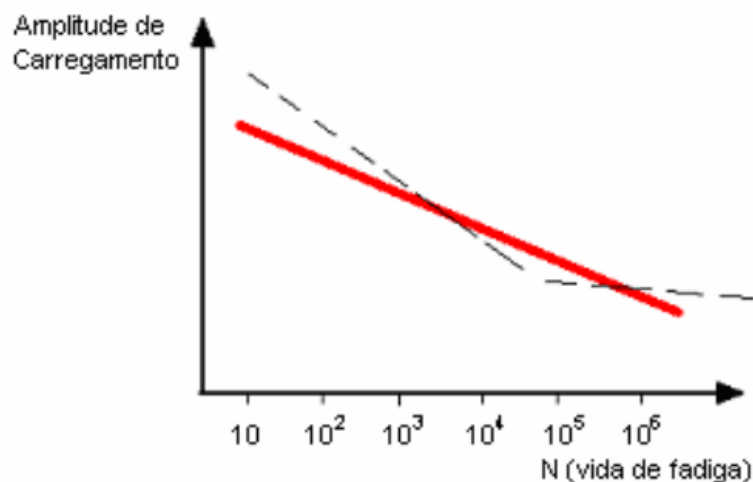
σ_r = resistência à ruptura estática do material; e

k_1 e k_2 = parâmetros de ajuste de cada modelo.

A interpretação dos ensaios de fadiga costuma ocorrer através da plotagem gráfica da curva representativa da vida de fadiga do material, isto é, do número de ciclos até a ruptura (N) *versus* a amplitude do carregamento aplicado (deslocamento ou força), ambos em escala logarítmica. Conforme esquema ilustrativo na Figura 24, tais curvas são conhecidas por curvas de Wöhler e simbolizam uma relação entre o

desempenho à fadiga do material e o tipo de sollicitação. Desta maneira, é possível calcular outras deformações ou tensões desejadas através da equação representativa da ligação entre os pontos da curva (BOEIRA, 2018; MOCELIN, 2018).

Figura 24 – Exemplo da curva de Wöhler



Fonte: Barra (2009)

Existem algumas desvantagens associadas ao ensaio de tração indireta. Dentre elas, uma das mais relevantes é a possibilidade de acúmulo de deformações permanentes no corpo de prova durante a aplicação das cargas, fazendo com que a vida de fadiga do material seja subestimada (COLPO, 2014). Além disso, o ensaio de fadiga à tensão controlada considera a tensão sollicitante na amostra como constante. Também admite que o corpo de prova é constituído por um material elástico, isotrópico e sem danos. Tais fatos são apenas aproximações, uma vez que há dano progressivo no corpo de prova à medida que o carregamento é repetido. Cabe destacar que as misturas asfálticas são materiais claramente inelásticos (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Por outro lado, a vantagem do ensaio de tração indireta reside no fato de ser um ensaio simples e de fácil execução quanto aos procedimentos e à preparação das amostras. Além disso, amostras de campo também podem ser submetidas a este ensaio. Tais vantagens fizeram com que o mesmo fosse escolhido para o desenvolvimento do MEDINA. Segundo Bernucci *et al.* (2022), a opção pela continuação do uso do ensaio de fadiga por tração indireta no MEDINA foi tomada devido ao maior acesso aos equipamentos necessários pelos laboratórios nacionais. Também foi considerado um grande acervo de experiência acumulada de uso desse ensaio no Brasil desde a década de 1990.

O método MEDINA utiliza um parâmetro definido como Fator de Fadiga da Mistura Asfáltica (*FFM*) para fins de comparação entre as curvas de fadiga de misturas asfálticas diferentes. O *FFM* leva em consideração a inclinação de cada curva e, conseqüentemente, a variação da vida de fadiga com o nível de deformação imposto. Proposto inicialmente por Nascimento *et al.* (2014), o *FFM* utiliza a curva de fadiga de deformação inicial *versus* número de ciclos – vide Equação (20) – e sua obtenção se dá a partir do cálculo da área sob a curva entre as deformações de 100 e 250 microstrains, conforme Equação (23). Tais deformações compreendem valores tipicamente encontrados nas camadas de revestimento asfáltico quando em serviço (MARTINS, 2014; FRANCO e MOTTA, 2020; BERNUCCI *et al.*, 2022).

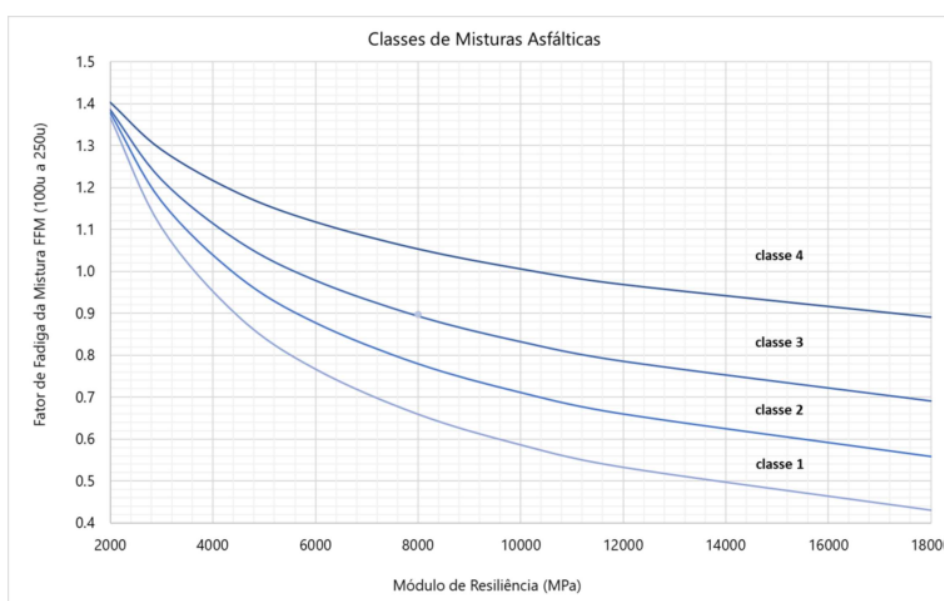
$$FFM = \frac{(\log(N_{f,100\mu\epsilon}) + \log(N_{f,250\mu\epsilon}))}{2} \times (\log(250) - \log(100)) \quad (23)$$

em que: $N_{f,100\mu\epsilon}$ = vida de fadiga à deformação de 100 microstrains; e

$N_{f,250\mu\epsilon}$ = vida de fadiga à deformação de 250 microstrains.

Quando correlacionado com o M_R da mistura, o parâmetro *FFM* permite elencar a qualidade das misturas asfálticas em termos da resistência à fadiga, conforme classes de fadiga inseridas no MEDINA e obtidas por Fritzen *et al.* (2019) – vide Figura 25 (FRANCO e MOTTA, 2020; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Figura 25 – Classes de fadiga consideradas no método MEDINA



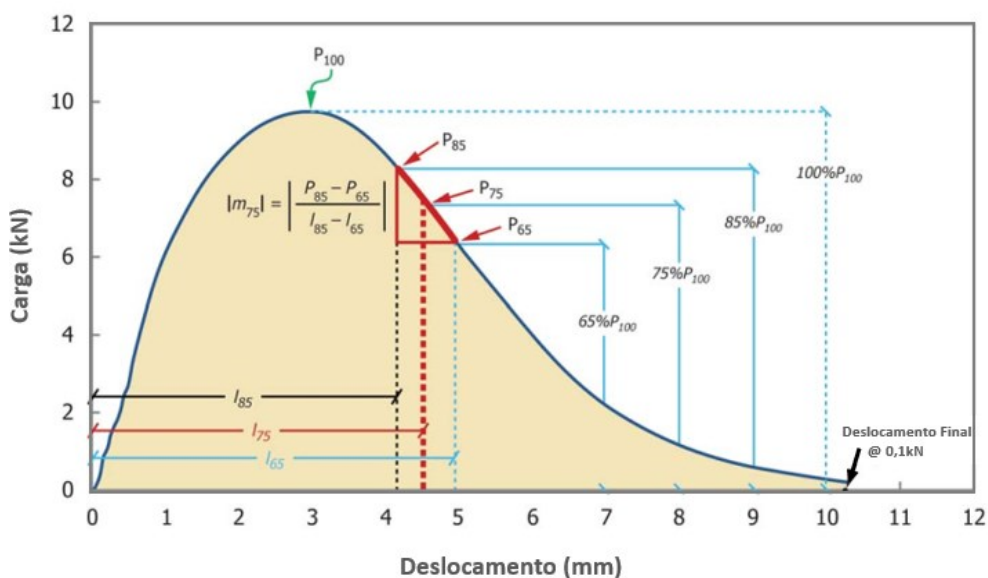
Fonte: Franco e Motta (2020)

2.4.3. Ensaio IDEAL-CT para avaliação da resistência ao trincamento

Embora existam vantagens e desvantagens relacionadas a cada método de ensaio de fadiga, todos podem ser considerados tecnicamente indisponíveis em nível de uso rotineiro nos processos de dosagem e de controle de qualidade das misturas asfálticas. Esse fato ocorre em função dos elevados custos de aquisição dos equipamentos e da complexidade técnica para sua execução e interpretação.

Com o intuito de desenvolver um ensaio que possa ser correlacionado ao desempenho à fadiga das misturas asfálticas, apresente repetibilidade e prático o suficiente para ser aplicado à rotina dos laboratórios de pavimentação e que seja simples e sensível às variações da composição dos materiais, o Instituto de Transportes do Texas propôs o método de ensaio denominado IDEAL-CT (ZHOU *et al.*, 2017). Normalizado segundo a ASTM D8225 (ASTM, 2019b), o IDEAL-CT utiliza uma prensa de baixa complexidade, similar às utilizadas no ensaio de resistência a tração por compressão diametral (DNIT, 2018d). O método consiste na aplicação de uma carga monotônica diametral à velocidade constante de 50 mm/min, considerando uma temperatura fixa de 25°C. Ao se utilizar a curva formada pela carga (kN) versus deslocamento (mm), exemplificada na Figura 26, é possível determinar o índice de tolerância ao trincamento (CT_{index}), conforme Equações (24), (25) e (26):

Figura 26 – Gráfico carga versus deslocamento obtido durante o ensaio IDEAL-CT



Fonte: Adaptado de ASTM (2019b)

$$W_f = \sum_{i=1}^{n-1} \left((l_{i+1} - l_i) \times P_i + \frac{1}{2} \times (l_{i+1} - l_i) \times (P_{i+1} - P_i) \right) \quad (24)$$

$$G_f = \frac{W_f}{D \times t} \times 10^6 \quad (25)$$

$$CT_{index} = \frac{t}{62} \times \frac{l_{75}}{D} \times \frac{G_f}{|m_{75}|} \times 10^6 \quad (26)$$

em que: W_f = trabalho para a falha (Joules);

P_i = carga aplicada (kN) na aplicação de carga i ;

P_{i+1} = carga aplicada (kN) na aplicação de carga $i+1$;

l_i = deslocamento (mm) na etapa i ;

l_{i+1} = deslocamento (mm) na etapa $i+1$;

G_f = energia para a falha (Joules/m²);

D = diâmetro do corpo de prova (mm);

t = espessura do corpo de prova (mm);

$|m_{75}|$ = valor absoluto da inclinação pós-pico; e

l_{75} = deslocamento a 75% da carga de pico após o pico (mm).

Conforme descrito na mesma norma ASTM D8225 (ASTM, 2019b), o CT_{index} é um indicador de desempenho da resistência ao trincamento de misturas asfálticas elaboradas com diferentes ligantes asfálticos, diferentes modificadores do CAP, misturas de agregados, fibras e materiais reciclados. Em geral, maiores valores de CT_{index} indicam uma maior resistência ao trincamento e, conseqüentemente, menor quantidade de trincas em campo. O intervalo de aceitabilidade do parâmetro varia de acordo com os tipos de mistura e as aplicações específicas associadas.

Apesar do fato de não poder ser conceituado como um ensaio de fadiga – uma vez que não há aplicação de carregamento cíclico – e não permitir a previsão do desempenho à fadiga das misturas asfálticas, o IDEAL-CT tem se mostrado uma boa ferramenta para avaliação das misturas asfálticas quanto à resistência ao trincamento, tendo apresentado boas correlações com o desempenho à fadiga em campo. O método vem sendo estudado por pesquisadores e por várias agências estaduais norte-americanas como uma potencial ferramenta de projeto e controle das misturas

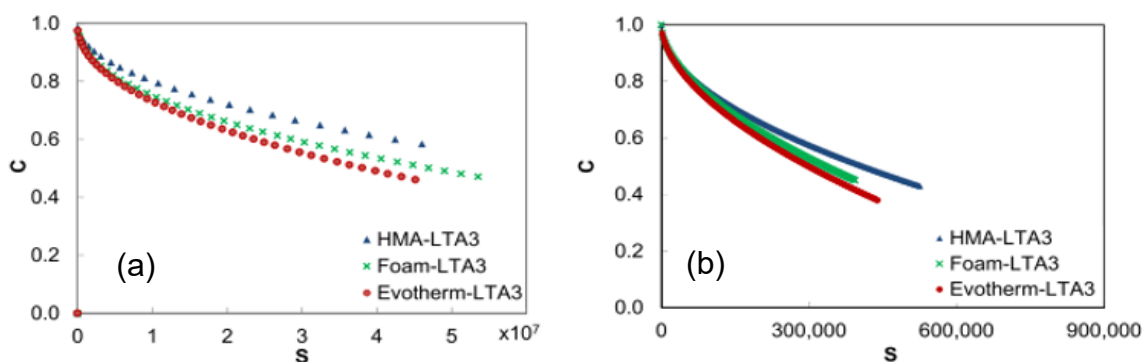
asfálticas quanto à suscetibilidade ao trincamento (ZHOU *et al.*, 2017; SEITLLARI *et al.*, 2020; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020; ZHOU, HU e NEWCOMB, 2020; CHEN *et al.*, 2021; CHOWDHURY, NOOJILLA e REDDY, 2022; SALA *et al.*, 2022).

2.5. CORRELAÇÕES ENTRE OS DESEMPENHOS À FADIGA DE LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS

Têm sido expressivos os esforços de pesquisadores nas últimas duas décadas para desenvolvimento de novos ensaios laboratoriais e novos parâmetros de caracterização das misturas asfálticas quanto ao desempenho à fadiga. Estes diferentes métodos de ensaio para o CAP e a mistura asfáltica podem avaliar, de forma distinta, o desempenho esperado dos materiais em campo. Além disso, a relação entre as propriedades de fadiga do CAP e o comportamento à fadiga da mistura asfáltica ainda não é completamente compreendida, e um dos motivos para tal constatação é justamente a complexidade do fenômeno de fadiga.

Vários estudos foram recentemente conduzidos para explorar essa relação. Por exemplo, Safaei, Castorena e Kim (2016) avaliaram as propriedades de fadiga de ligantes e misturas asfálticas através dos ensaios LAS e tração direta, respectivamente. Foram comparadas as curvas características de dano nos ligantes e nas misturas asfálticas para diferentes níveis de envelhecimento. Os resultados demonstraram boa concordância nas tendências entre os dados obtidos. A Figura 27 ilustra estas tendências similares de comportamento nas curvas do CAP e da mistura asfáltica.

Figura 27 – Comparação entre as curvas características de dano obtidas para os ligantes asfálticos (a) e as misturas asfálticas (b)



Fonte: Adaptado de Safaei, Castorena e Kim (2016)

Em outro estudo, Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018) investigaram a correlação entre os dados dos ensaios LAS e de fadiga por flexão em viga de quatro pontos no CAP e na mistura asfáltica, respectivamente. As formulações dos ligantes asfálticos foram preparadas a partir de dois materiais puros, classificados como PG 58-22 e PG 64-22. Estes foram modificados com 4%, 8% e 12% de gilsonita e 3% e 5% de SBS, totalizando 12 diferentes formulações. A pesquisa observou que a classificação sequencial das misturas e dos ligantes asfálticos foi exatamente a mesma (Figura 28), o que não aconteceu com o parâmetro $G^*sen\delta$.

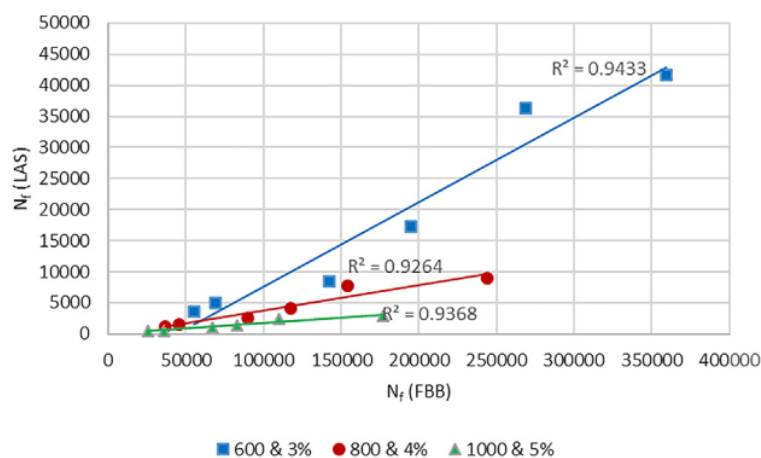
Figura 28 – Classificação sequencial de misturas e ligantes asfálticos quanto à fadiga nos ensaios LAS e flexão em viga de quatro pontos (FBB)

Tipo de ligante asfáltico	Ordem de classificação		
	FBB (N_f)	LAS (N_f)	$G^*sen\delta$
58-22	6	6	3
58-22 + GIL12	2	2	5
58-22 + SBS5	4	4	2
64-22	5	5	4
64-22 + GIL12	1	1	6
64-22 + SBS5	3	3	1

Fonte: Adaptado de Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018)

O trabalho de Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018) também determinou as correlações (R^2) entre os parâmetros N_f dos ligantes asfálticos obtidos pelo ensaio LAS e os parâmetros N_f das misturas e obtidos pelo ensaio de flexão em viga de quatro pontos. O valor de N_f foi definido segundo o critério de redução de 35% no parâmetro $|G^*sen\delta$ para o ensaio LAS e segundo o critério de redução de 50% no módulo inicial para o ensaio de fadiga por flexão em viga de quatro pontos. A Figura 29 apresenta as correlações obtidas na pesquisa, sendo que as curvas se referem aos níveis de deformação de 3%, 4% e 5% no CAP. Estas curvas foram correlacionadas com os níveis de deformação correspondentes a 600, 800 e 1000 $\mu\epsilon$ nas misturas asfálticas. Verificou-se que o LAS é um ensaio eficaz para previsão do desempenho à fadiga de misturas asfálticas a partir da escala do CAP, mesmo quando são utilizados materiais rígidos como no caso das formulações com altas porcentagens de gilsonita.

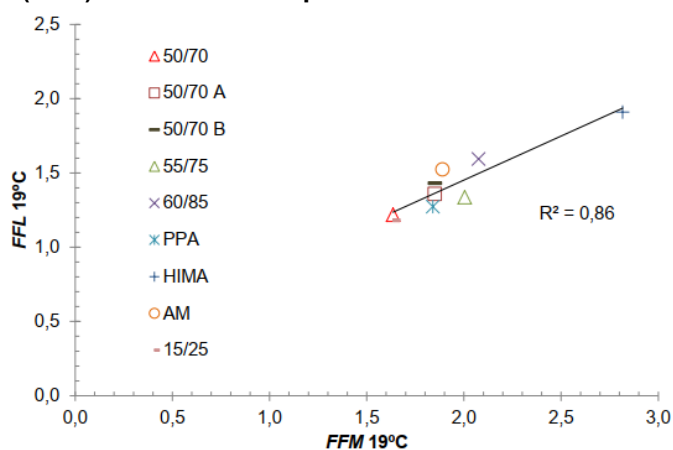
Figura 29 – Correlações entre os parâmetros N_f do ensaio LAS e N_f do ensaio por flexão em viga de quatro pontos (FBB), para diferentes amplitudes de deformação



Fonte: Adaptado de Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018)

Martins (2014) avaliou a correlação entre o desempenho à fadiga de nove tipos de ligantes asfálticos segundo os protocolos do LAS. No caso das misturas asfálticas correspondentes, foram adotados os dados do ensaio de fadiga por carregamento cíclico uniaxial. O princípio de dano contínuo viscoelástico simplificado, ou S-VECD, também foi considerado na pesquisa. Para avaliar tal correlação, foram selecionados os fatores de fadiga da mistura (FFM) e do CAP (FFL), além do parâmetro a_f proveniente do LAS. A pesquisa obteve coeficiente de correlação (R^2) igual a 0,86 no caso dos parâmetros FFM e FFL (Figura 30), ambos determinados à temperatura de 19°C. Isto sugere que tais critérios e ensaios são adequados para classificar ligantes e misturas asfálticas quanto aos seus desempenhos à fadiga.

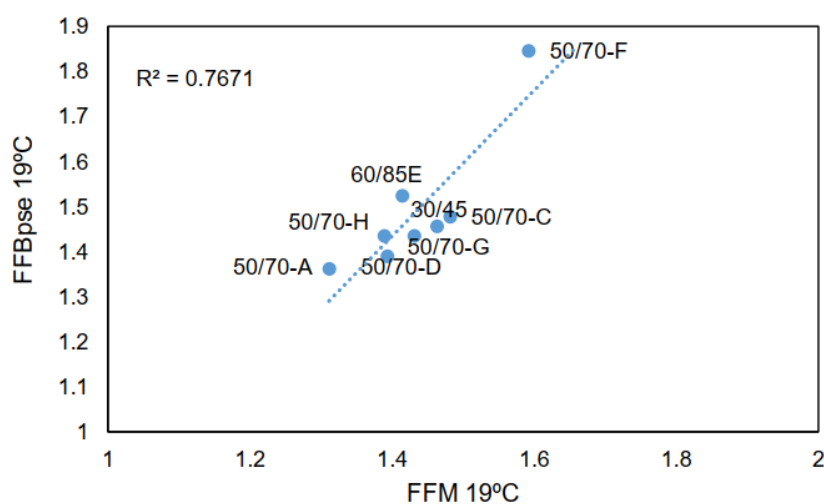
Figura 30 – Correlação entre os fatores de fadiga do ligante asfáltico (FFL) e da mistura asfáltica (FFM) coletados à temperatura de 19°C



Fonte: Martins (2014)

Possebon (2021) caracterizou doze ligantes asfálticos produzidos em sete refinarias brasileiras, sendo nove deles classificados como 50/70, um CAP 30/45, uma formulação preparada com borracha moída de pneus e outra com copolímero SBS. Os ensaios LAS foram feitos à temperatura de 19°C e em amostras envelhecidas a curto prazo. O ensaio de tração direta foi realizado nas misturas asfálticas para determinação da resistência à fadiga, mantendo-se a mesma temperatura de 19°C. A correlação entre os fatores de fadiga do CAP e da mistura asfáltica – *FFL* e *FFM*, respectivamente – apresentou boa correlação ($R^2 = 0,77$) conforme Figura 31, e isto sinaliza que as propriedades das misturas asfálticas podem ser estimadas a partir dos resultados de ensaios na escala do CAP.

Figura 31 – Correlação entre os fatores de fadiga do ligante asfáltico (*FFL*) e das misturas asfálticas (*FFM*) à temperatura de 19°C



Fonte: Adaptado de Possebon (2021)

Ainda no âmbito dos parâmetros de fadiga do CAP e que estão relacionados ao desempenho das respectivas misturas asfálticas em campo, persistem limitações de análise na literatura científica. Neste sentido, o projeto NCHRP 09-59 (CHRISTENSEN e TRAN, 2022) avaliou a viabilidade técnica de quatro parâmetros em relação ao desempenho de três pistas de teste construídas em diferentes regiões dos Estados Unidos. Foram observadas correlações razoavelmente boas entre o parâmetro *G-R* e o desempenho à fadiga em campo. Por outro lado, as correlações para o parâmetro $G^* \sin \delta$ também se mostraram boas em alguns casos.

Uma síntese dos resultados obtidos por Christensen e Tran (2022) é apresentada na Tabela 4. Observa-se que os níveis de correlação são diferentes em

função do parâmetro escolhido, oscilando entre bom, moderado e inexistente. Tais variações estão relacionadas a elementos como as diferentes temperaturas dos locais estudados, as condições estruturais de cada seção, a classificação PG e os níveis de envelhecimento do CAP. Os autores comentam que a obtenção de uma conclusão única em relação aos ensaios e análises do projeto NCHRP 09-59 é difícil, tendo em vista um conjunto complexo de variáveis que contribuem para o desempenho das misturas asfálticas à fadiga. Assim, a eliminação total dos fatores que podem causar danos precoces por fadiga é provavelmente impossível.

Tabela 4 – Correlações entre os parâmetros do CAP e o desempenho à fadiga em campo para três pistas de teste construídas nos Estados Unidos

pista de teste	coeficiente de correlação R^2 obtido em relação à área trincada da pista (m ²)			Valor-R
	$ G^* sen\delta$ (kPa)	G-R (kPa)	$ G^* (R/2)^2$ (kPa)	
AZ US-93	93%	91%	53%	49%
MN US-112	0%	85%	96%	60%
NCAT	66%	52%	47%	2%

Fonte: Adaptado de Christensen e Tran (2022)

Christensen e Tran (2022) comentam também que as variabilidades nos níveis de correlação entre os dados do CAP e da mistura asfáltica decorrem parcialmente da complexidade do fenômeno de fadiga em pavimentos de concreto asfáltico. Ainda, muitos outros fatores além das propriedades do CAP podem afetar o desempenho do pavimento. Tais fatores incluem o teor de CAP, a compactação das camadas do pavimento, a segregação da mistura asfáltica durante a construção e as temperaturas da mistura durante as etapas de produção, armazenamento e transporte.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo destaca o planejamento da pesquisa, as características dos agregados e dos ligantes asfálticos utilizados e as informações mais importantes sobre as misturas asfálticas correspondentes. Também são apresentados detalhes sobre os procedimentos laboratoriais, as ferramentas de análise dos dados e as correlações entre os resultados do CAP e da mistura asfáltica.

3.1. PLANEJAMENTO DA PESQUISA

De forma a alcançar os objetivos propostos para o estudo, foram definidas as etapas resumidas a seguir:

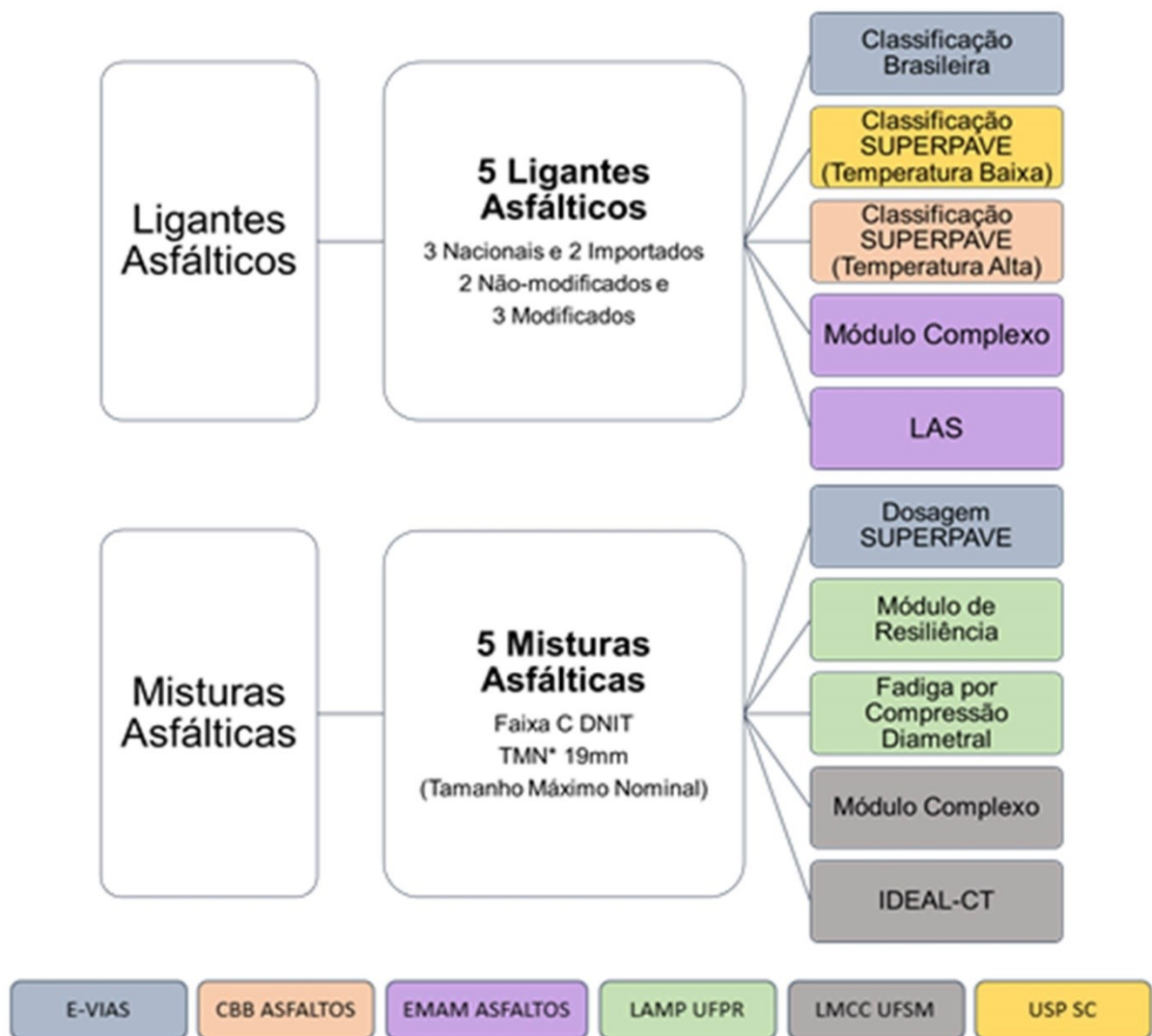
- Seleção da fonte de agregados e coleta dos materiais, dando prioridade àqueles com condições satisfatórias de forma, limpeza e resistência à abrasão;
- Definição e coleta dos ligantes asfálticos de base (brasileiro) e oriundos de países como Rússia e Colômbia;
- Caracterização inicial dos agregados e do ligante asfáltico para elaboração das dosagens das misturas asfálticas;
- Definição da composição de agregados segundo a metodologia de tentativa, almejando um enquadramento da mistura asfáltica na faixa granulométrica “C”, da especificação de serviço de misturas convencionais do DNIT (2006);
- Elaboração das dosagens SUPERPAVE para definição do teor de projeto por tipo de ligante asfáltico;
- Moldagem dos corpos de prova e realização dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, módulo complexo, IDEAL-CT e fadiga por compressão diametral; e
- Caracterização dos ligantes asfálticos segundo o método SUPERPAVE, determinação do ângulo de fase e do complexo e ensaio LAS.

Tanto os ensaios de caracterização básica dos agregados e dos ligantes asfálticos quanto as etapas de dosagem das misturas asfálticas e preparação dos corpos de prova (CPs) para ensaios mecânicos foram realizados no laboratório da

empresa E-VIAS Tecnologia em Infraestrutura Viária, Curitiba/PR. Os ensaios de caracterização reológica do CAP foram realizados nos laboratórios das empresas EMAM Asfaltos (Ibirité/MG) e CBB Asfaltos (Curitiba/PR).

Os ensaios de módulo de resiliência e fadiga por compressão diametral foram conduzidos no Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira, localizado no Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná (UFPR), em Curitiba/PR. Quanto aos ensaios de módulo complexo das misturas asfálticas e IDEAL-CT, estes foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), sediado em Santa Maria/RS. A Figura 32 fornece um diagrama das etapas laboratoriais desta investigação.

Figura 32 – Planejamento da pesquisa



Fonte: Autoria Própria (2023)

3.2. MATERIAIS UTILIZADOS NO ESTUDO

3.2.1. Agregados pétreos

Os agregados selecionados para esta pesquisa são tipificados mineralogicamente como gnaiss e oriundos da pedreira Brasil Mineração (Colombo/PR). Foram coletadas três frações de material na unidade de britagem, sendo elas pó de pedra, pedrisco (brita 3/8”) e Brita 0 (brita 3/4”). A Tabela 5 mostra uma síntese da caracterização inicial destes agregados, feita em conformidade com os seguintes protocolos de ensaio:

- Massa específica, densidade relativa e absorção do agregado graúdo: Norma DNIT 413/2021 – ME (DNIT, 2021a);
- Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado miúdo: Norma DNIT 411/2021 – ME (DNIT, 2021b);
- Determinação da densidade real do agregado miúdo: Norma DNER-ME 084/95 (DNER, 1995);
- Determinação da massa específica real do filler: Norma DNER-ME 085/94 (DNER, 1994a);
- Determinação da abrasão “Los Angeles”: Norma DNER-ME 035/98 (DNER, 1998a);
- Avaliação da durabilidade pelo emprego de solução de sulfato de sódio: Norma DNER-ME 089/94 (DNER, 1994b);
- Determinação do equivalente de areia: Norma DNER-ME 054/97 (DNER, 1997);
- Determinação do índice de forma com crivos: Norma DNIT 424/2020 – ME (DNIT, 2020a);
- Determinação da porcentagem de partículas fraturadas em agregados graúdos: Norma DNIT 430/2020 – ME (DNIT, 2020b); e
- Teor de vazios de agregados miúdos não compactados: Norma DNIT 415/2019 – ME (DNIT, 2019b).

Observa-se ainda que os agregados apresentam características consideradas satisfatórias para uso em pavimentação asfáltica. Com relação à granulometria das

frações, os ensaios foram realizados conforme norma DNER-ME 083/98 (DNER, 1998b) e os resultados são apresentados na Tabela 6.

Tabela 5 – Caracterização dos agregados

propriedade	unidade	agregado		
		graúdo ¹	miúdo ²	fíler ³
absorção	%	0,36	-	-
		-	0,65	-
massa específica real	g/cm ³	2,785	-	-
		-	2,782	-
		-	-	2,742
massa específica aparente	g/cm ³	2,757	-	-
		-	2,687	-
abrasão Los Angeles	%	11,6	-	-
durabilidade	%	1,15	5,8	-
equivalente de areia	%	-	67,1	-
índice de forma com crivos	%	0,81%	-	-
porcentagem de partículas fraturadas em agregados graúdos	%	100	-	-
teor de vazios de agregados miúdos não compactados	%	-	49,0	-

¹Material passante na peneira 3/4" e retido na peneira n°4.

²Material passante na peneira n°4 e retido na peneira n°200.

³Material passante na peneira n°200.

Fonte: Aatoria Própria (2023)

Tabela 6 – Curvas granulométricas individuais dos agregados selecionados na pesquisa

peneira	diâmetro (mm)	porcentagens passantes (%)		
		brita 3/4"	brita 3/8"	pó de pedra
3/4"	19,1	100	100	100
1/2"	12,7	41,2	100	100
3/8"	9,5	8,5	91,4	100
# 4	4,75	1,0	18,9	100
# 10	2	0,8	1,4	57,0
# 40	0,42	0,7	1,1	28,0
# 80	0,18	0,6	1,0	17,2
# 200	0,075	0,5	0,9	10,0

Fonte: Aatoria própria (2023)

3.2.2. Ligantes asfálticos

Os ligantes asfálticos utilizados na pesquisa foram selecionados em função da origem – nacionais ou importados – e da presença ou ausência do copolímero SBS.

Foram considerados ao todo cinco diferentes tipos de materiais, classificados da seguinte forma: três nacionais, um importado da Rússia e um importado da Colômbia. Destes cinco ligantes asfálticos, dois são convencionais ou não modificados (designados como CAPs) e três são modificados por SBS, aqui designados como Asfaltos Modificados por Polímero (AMPs). Os modificadores do tipo SBS são os mais utilizados em escala comercial; em virtude deste fator, foram selecionados no estudo em questão. A nomenclatura utilizada na pesquisa e a descrição dos ligantes asfálticos estão descritas a seguir, ao passo que a Tabela 7 resume os principais resultados dos ensaios para caracterização inicial de cada material.

- CAP 50-70 BR: CAP 50-70 brasileiro convencional e proveniente da refinaria REPAR, sediada em Araucária/PR;
- CAP 60-70 CO: CAP 60-70 de origem colombiana, convencional;
- AMP 60/85 BR: AMP 60/85-E brasileiro, modificado por polímero SBS;
- AMP 65/90 RU: AMP 65/90-E de origem russa e modificado por polímero SBS; e
- HiMA BR: AMP 65/90-E brasileiro, altamente modificado por polímero (HiMA).

Tabela 7 – Resultados dos ensaios para caracterização inicial dos ligantes asfálticos

propriedade	unidade	CAP 50-70 BR	CAP 60-70 CO	AMP 60/85 BR	AMP 65/90 RU	HiMA BR
penetração	0,1mm	55	60	53	62	45
ponto de amolecimento	°C	50	52	68	67	85,5
visc. Brookfield 135 °C	cP	355	363	890	1415	1796
visc. Brookfield 150 °C	cP	180	178	455	656	732
visc. Brookfield 177 °C	cP	68	63	171	251	273
ponto de fulgor	°C	258	271	250	276	252
recuperação elástica	%	-	-	91	95,5	97,5
ductilidade	cm	100	100	-	-	-
densidade relativa	-	1,010	1,018	1,008	1,009	1,007
após o RTFOT						
variação em massa	%	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
ductilidade	%	100	100	-	-	-
aumento do ponto de amolecimento	°C	4	6	0	2,5	0
redução do ponto de amolecimento	°C	-	-	3	0	1,5
penetração retida	%	58	50	61	72	64
recuperação elástica original	%	-	-	89	87	92

Fonte: Autoria Própria (2023)

É importante lembrar que os ensaios de caracterização mostrados na Tabela 7 foram realizados segundo os protocolos estabelecidos nas normas a seguir.

- Penetração a 25°C: NBR 6576 (ABNT, 2007);
- Ponto de amolecimento pelo método do anel e bola: NBR 6560 (ABNT, 2016);
- Viscosidade rotacional ou Brookfield: NBR 15184 (ABNT, 2021);
- Ponto de fulgor: NBR 11341 (ABNT, 2014);
- Solubilidade em tricloroetileno: NBR 14855 (ABNT, 2015);
- Recuperação elástica no ductilômetro, caso dos AMPs: NBR 15086 (ABNT, 2016);
- Ductilidade, caso dos CAPs: NBR 6293 (ABNT, 2015);
- Massa específica e densidade relativa: NBR 6296 (ABNT, 2012); e
- Efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional, ou ensaio da estufa de filme fino rotativo (RTFOT): NBR 15235 (ABNT, 2009).

3.2.3. Misturas asfálticas

Tendo em vista que o objetivo geral da pesquisa está vinculado ao estudo da influência do tipo de CAP no comportamento à fadiga das misturas asfálticas, optou-se por manter a mesma composição granulométrica em todas as misturas avaliadas. Em outras palavras, somente o tipo de CAP e o seu teor – função do teor de projeto – foram modificados de uma mistura asfáltica para outra. Foram dosadas misturas asfálticas densas e enquadradas na “Faixa C” da Especificação de Serviço DNIT 031/2006 – ES (DNIT, 2006), por se tratar de uma granulometria comum na pavimentação nacional. A Tabela 8 mostra as proporções dos agregados (brita 3/4”, pedrisco e pó de pedra) na composição das misturas asfálticas, bem como os percentuais passantes em cada peneira que compõe a “Faixa C” do DNIT (2006).

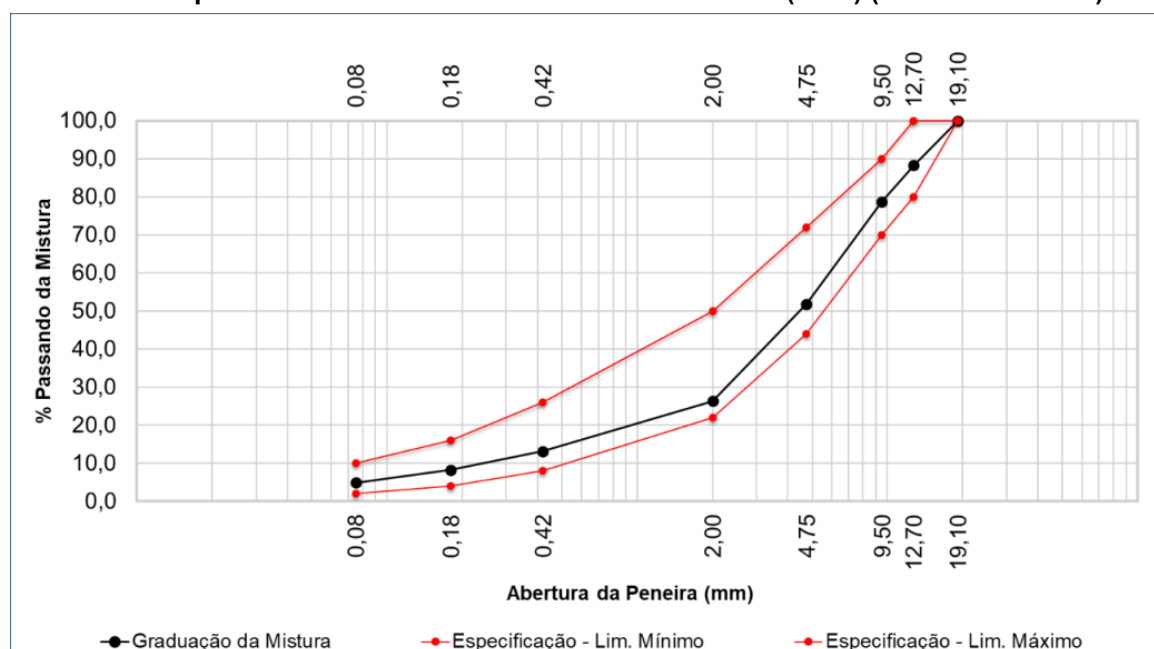
A Figura 33 destaca o gráfico da curva granulométrica selecionada para as misturas asfálticas, juntamente com os limites superior e inferior da mesma “Faixa C”. Pode-se visualizar que a mistura possui uma graduação contínua e mais próxima aos limites mínimos da especificação nacional para a Faixa “C”, porém respeitando os intervalos referentes aos mínimos e máximos percentuais passantes em cada peneira.

Tabela 8 – Composição granulométrica dos agregados nas misturas asfálticas

peneira	mm	% passante			
		brita 3/4" (20%)	pedrisco 3/8" (35%)	pó de pedra (45%)	mistura
3/4"	19,1	100	100	100	100
1/2"	12,7	88,2	80,0	100,0	88,2
3/8"	9,5	78,2	70,0	90,0	78,7
# 4	4,75	51,8	44,0	72,0	51,8
# 10	2	26,3	22,0	50,0	26,3
# 40	0,42	13,1	8,0	26,0	13,1
# 80	0,18	8,2	4,0	16,0	8,2
# 200	0,075	4,9	2,0	10,0	4,9

Fonte: Autoria Própria (2023)

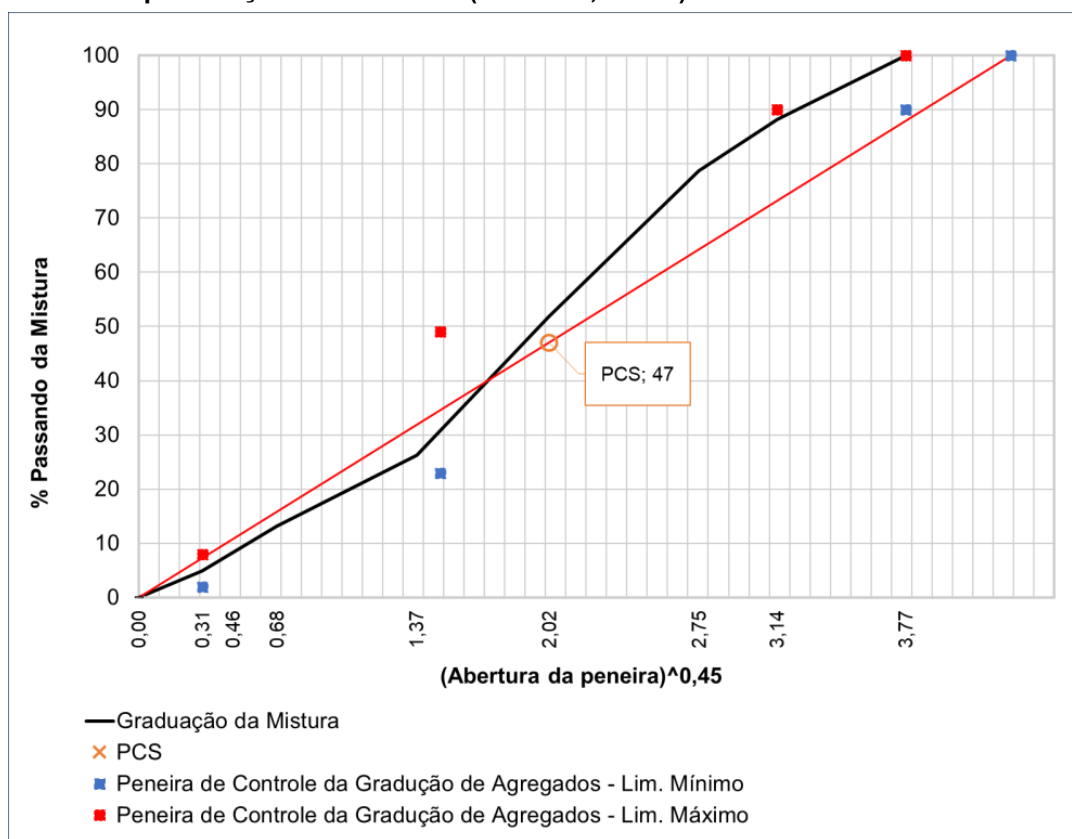
Figura 33 – Curva granulométrica das misturas asfálticas (linha escura) e seu enquadramento nos limites da “Faixa C” do DNIT (2006) (linhas vermelhas)



Fonte: Autoria Própria (2023)

No que se refere à especificação SUPERPAVE, a Figura 34 posiciona a curva granulométrica escolhida para as misturas asfálticas nos pontos de controle desta mesma especificação, em observância à norma AASHTO M 323 (AASHTO, 2017a). Segundo a mesma norma, trata-se de uma granulometria cujo Tamanho Máximo Nominal (TMN) é igual a 19 mm. Tal curva granulométrica também pode ser classificada como de granulometria fina, uma vez que passa acima do ponto de controle definido pela Peneira de Controle Primário, ou *Primary Control Sieve* (PCS) em inglês.

Figura 34 – Enquadramento da curva granulométrica nos pontos de controle da especificação SUPERPAVE (AASHTO, 2017a)



Fonte: Autoria Própria (2023)

As cinco misturas asfálticas foram designadas da seguinte maneira: CA50-70BR, CA60-70CO, CA65/90RU, CA60/85BR e CAHiMABR. Nesta notação, “CA” é a sigla para concreto asfáltico. Os números e o termo “HiMA” indicam a classificação do ligante asfáltico utilizado na preparação da mistura, seja por penetração, seja por recuperação elástica. Finalmente, os códigos BR (Brasil), CO (Colômbia) e RU (Rússia) indicam o país de procedência do material.

3.3. MÉTODOS

3.3.1. Dosagem das misturas asfálticas

Os parâmetros de dosagem para cada uma das misturas asfálticas são mostrados resumidamente na Tabela 9. Todas estas dosagens foram realizadas nos laboratórios da empresa E-VIAS. Os corpos de prova foram produzidos em um

Compactador Giratório Superpave (CGS) modelo G2 e produzido pela fabricante norte-americana PINE. O preparo dos CPs ocorreu segundo os procedimentos da norma técnica DNIT 178/2018 – PRO (DNIT, 2018c), considerando uma pressão de compactação igual a 600 kPa, um ângulo de rotação externo igual a 1,25° e uma velocidade de rotação igual a 30 rpm.

Tabela 9 – Parâmetros de dosagem SUPERPAVE adotados nas misturas asfálticas

parâmetro	limite	resultados por tipo de ligante asfáltico				
		CA50-70 BR	CA60-70 CO	CA60/85 BR	CA65/90 RU	CAHiMA BR
teor de CAP (%)	-	4,7	5,1	5,0	4,7	4,6
volume de vazios (%)	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
vazios do agregado mineral (em %)	> 13	14,1	15,6	14,3	14,8	14,5
vazios cheios de asfalto (%)	65 a 75	72,5	75,5	75,0	74,0	73,2
relação filler/CAP	0,6 a 1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1

Fonte: Autoria Própria (2023)

Conforme Nascimento, Leite e Campos (2006) e a norma DNIT 178/2018 – PRO (DNIT, 2018c), a estrutura do esqueleto pétreo formada pela compactação giratória tem maior similaridade com aquela obtida em campo e segundo os procedimentos de compactação típicos de uma obra de pavimentação rodoviária. Portanto, o CGS deve ter preferência de uso tanto na dosagem quanto na preparação de CPs para os ensaios mecânicos.

Durante o preparo dos agregados para composição da curva granulométrica final, estes foram fracionados em todas as oito peneiras da “Faixa C” do DNIT (2006). Essa etapa tem por objetivo a redução da dispersão entre as amostras e a eliminação de fatores que não são objetos de investigação na pesquisa, tais como possíveis variações granulométricas e/ou volumétricas entre os CPs. Os agregados e os ligantes asfálticos foram aquecidos, misturados e compactados conforme as faixas de temperaturas de mistura e de compactação apresentadas na Tabela 10. É importante ressaltar que as temperaturas em questão foram definidas pelas empresas fornecedoras de cada material.

A mistura dos agregados com o CAP foi feita em um misturador mecânico da marca Troxler, capaz de misturar até 10 Kg de material por vez. A compactação dos CPs foi precedida de um condicionamento de curto prazo, sendo este fixado em duas

horas conforme requisitos do DNIT (2018c). Os CPs foram moldados com as dimensões de 150 mm de diâmetro e 115 mm de altura. O número de giros ($N_{projeto}$) foi igual a 100 em todos os CPs, e tal valor corresponde a um tráfego do tipo pesado segundo os critérios nacionais (DNIT, 2018c). No caso da norma AASHTO R 35 (AASHTO, 2017b), esta quantidade de giros corresponde a um nível de tráfego entre 3 e 30 milhões de passadas de um eixo-padrão simples (ESALs). Os parâmetros de dosagem foram então definidos para este nível de tráfego e segundo os requisitos da AASHTO M 323 (AASHTO, 2017a), conforme detalhamento a seguir:

- 4% de volume de vazios para $N_{projeto} = 100$ giros;
- Vazios do Agregado Mineral (VAM) maior que 13%;
- Vazios Cheios de Betume (VCB) entre 65 e 75%; e
- Proporção finos/ligante asfáltico entre 0,6 e 1,2.

Tabela 10 – Temperaturas de usinagem e compactação utilizadas em cada dosagem

propriedade ou intervalo de valores	unidade	CAP 50-70 BR	CAP 60-70 CO	AMP 60/85 BR	AMP 65/90 RU	HiMA BR
processo de mistura ou usinagem						
faixa de viscosidade	cP	75 - 95	75 - 95	125 - 152	125 - 152	125 - 152
faixa de temperatura	°C	151 - 158	150 - 157	161 - 166	171 - 177	173 - 178
processo de compactação						
faixa de viscosidade	cP	105 - 125	105 - 125	249 - 305	249 - 305	249 - 305
faixa de temperatura	°C	143 - 148	143 - 148	142 - 148	153 - 158	156 - 160

Fonte: Autoria Própria (2023)

Para obtenção do volume de vazios de 4% após 100 giros no CGS, foram preparadas duas amostras para teores de ligante asfáltico entre 4% e 5,5%, com intervalo de 0,5% entre cada teor. Foram então moldados dois CPs para cada um dos seguintes teores: 4,0%, 4,5%, 5,0% e 5,5%. O cálculo do volume de vazios do CP (V_v) foi feito conforme AASHTO R 35 (AASHTO, 2017b) e dado pela Equação (24) abaixo discriminada:

$$V_v = 100 \left(1 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{mm}} \right) \right) \quad (24)$$

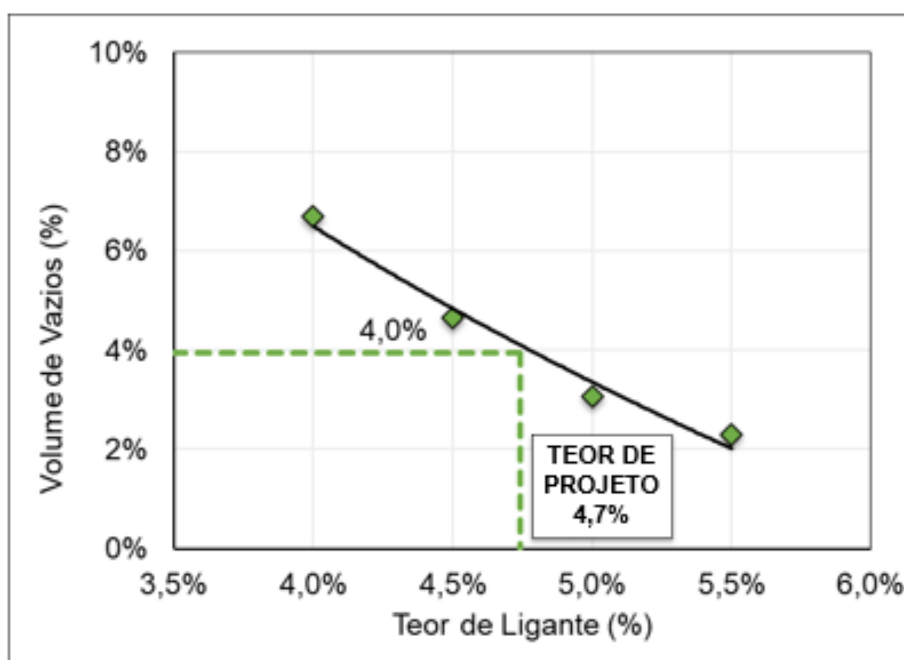
em que: V_v = volume de vazios (%);

G_{mb} = densidade aparente do CP, calculada conforme a norma técnica DNIT 428/2022 – ME (DNIT, 2022a); e

G_{mm} = densidade máxima medida, obtida conforme a norma técnica DNIT 427/2020 – ME (DNIT, 2020c).

Com base na curva dada pela plotagem de V_v (eixo das ordenadas) *versus* teor de CAP (eixo das abscissas), é possível determinar o teor de projeto para cada mistura asfáltica. A título de exemplo, a Figura 35 mostra o gráfico para definição do teor de projeto da mistura CA50-70BR. Os dados indicam que, para $V_v = 4\%$, este teor é de aproximadamente 4,7%. A mesma sequência de etapas foi observada para os outros ligantes asfálticos considerados no presente estudo.

Figura 35 – Teor de projeto para a mistura asfáltica preparada com o CAP 50/70



Fonte: Autoria Própria (2023)

Após a definição do teor de projeto para todas as misturas asfálticas, procedeu-se à checagem dos parâmetros para este mesmo teor. Assim, foram realizados novos ensaios de densidade máxima medida (DNIT, 2020c) e compactados dois CPs adicionais com o referido teor de projeto, por tipo de CAP. Os dados reportados anteriormente na Tabela 9 fornecem os resultados finais para a mistura asfáltica CA50-70BR e todas as outras misturas.

3.3.2. Ensaio mecânicos nas misturas asfálticas

O ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), também chamado de ensaio de tração indireta, é conhecido internacionalmente como “ensaio brasileiro” porque foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro no Instituto Nacional de Tecnologia e no ano de 1943. O objetivo inicial deste ensaio era a determinação da resistência à tração em CPs de concreto de cimento Portland. Atualmente, o RTCD está incluído nas especificações de serviço nacionais como um critério de aceitação de dosagens de misturas asfálticas (SPECHT, 2004; DNIT, 2006; DER/PR, 2017).

O RTCD foi feito em conformidade com os protocolos da norma DNIT 136/2018 – ME (DNIT, 2018d) e utilizando uma prensa Marshall automática da marca Solotest, localizada nos laboratórios da empresa E-VIAS. O método consiste basicamente na aplicação de uma carga de compressão vertical em um CP cilíndrico através de dois planos paralelos diametralmente opostos, possibilitando a obtenção de tensões de tração ao longo do diâmetro horizontal (perpendicular à carga).

Para determinação da resistência à tração em cada mistura asfáltica (parâmetro σ_R), foram moldados três CPs no CGS e com volume de vazios de 4%. Estes CPs continham um diâmetro de 101 mm e uma altura de 62 mm. Previamente à execução do ensaio, as amostras foram condicionadas à temperatura de 25°C durante um período de tempo de quatro horas. A velocidade de aplicação da carga é de 0,08 mm/s, e o valor de σ_R é calculado pela Equação (25) a seguir. Adotou-se como resultado final a média aritmética simples dos três CPs ensaiados na prensa.

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi \times D \times H} \quad (25)$$

em que: σ_R = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F = carga de ruptura (N);

D = diâmetro do corpo de prova (mm); e

H = altura do corpo de prova (mm).

O ensaio de Módulo de Resiliência (MR) seguiu as etapas estabelecidas pela norma DNIT 135/2018 – ME (DNIT, 2018b). Assim como no ensaio de RTCD, os CPs do ensaio de MR foram moldados no CGS e tinham 101 mm de diâmetro, 62 mm de

altura e volume de vazios de 4%. A temperatura foi fixada em 25°C e a frequência de aplicação de carga foi mantida em 1,0 Hz, sendo 0,1 s o tempo de carregamento e 0,9 s o tempo de repouso, por ciclo. Todos os CPs foram previamente condicionados à temperatura de ensaio por quatro horas antes do início efetivo dos mesmos. Cada CP foi posicionado na horizontal no ensaio de MR, assim como no caso do ensaio RTCD. Todavia, o carregamento é do tipo cíclico no MR e não leva o CP à ruptura. Uma prensa da marca IPC Global e modelo UTM-14, localizada no Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira da UFPR, foi selecionada para realização dos ensaios de MR.

Segundo o DNIT (2018b), a carga do ensaio de MR deve estar entre 5% e 25% do valor médio de σ_R obtido no ensaio RTCD. Em termos desta pesquisa, adotou-se o valor de 10% da resistência à tração da mistura asfáltica, independentemente do tipo de modificação do CAP. O valor numérico do módulo de resiliência (M_R) é obtido conforme Equação (26):

$$M_R = \frac{P}{|\Delta H|t} \times (0,9976\mu + 0,2692) \quad (26)$$

em que: M_R = módulo de resiliência (MPa);

P = carga vertical cíclica (N);

ΔH = deslocamento horizontal elástico ou resiliente (mm);

t = altura do corpo de prova (mm); e

μ = coeficiente de Poisson, comumente adotado como 0,3 para ensaios à temperatura de 25°C.

Os ensaios de módulo dinâmico (E^*) ocorreram em uma prensa da marca IPC Global e modelo UTM-25, situada no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSC. A norma técnica DNIT 416/2019 – ME (DNIT, 2019a) foi observada em todos estes ensaios. Duas réplicas foram moldadas no CGS com 5,5% de volume de vazios para cada tipo de CAP, considerando os teores de projeto definidos por material. As dimensões dos CPs foram iguais a 100 mm de diâmetro e 170 mm de altura, sendo que uma espessura de 1,0 cm foi serrada em cada face para garantia da regularidade da superfície de contato com o atuador de carga e a base. A altura final dos CPs ensaiados foi então fixada em 150 mm.

As frequências de carregamento utilizadas nestes ensaios de módulo complexo foram iguais a 25, 10, 5, 1, 0,5 e 0,1 Hz, e as temperaturas escolhidas foram 4, 20 e 40°C. Os CPs foram instrumentados com transdutores e, posteriormente, ensaiados em todas as frequências supracitadas e para cada uma das temperaturas. Inicialmente, foi escolhida a menor temperatura e as frequências iniciaram pelo maior valor, prosseguindo até o menor valor. Na sequência, o mesmo CP teve a sua temperatura de condicionamento aumentada e o processo foi então repetido, de tal modo que todas as temperaturas foram consideradas no protocolo de ensaio. A Tabela 11 lista os tempos de estabilização (ou equilíbrio) necessários aos CPs após cada mudança de temperatura ou início de ensaio.

Tabela 11 – Tempos de equilíbrio adotados nos ensaios de módulo dinâmico

temperatura (°C)	tempo de equilíbrio desde a temperatura ambiente	tempo de equilíbrio desde a temperatura anterior de ensaio
4	Durante a noite	4 horas
20	1 hora	3 horas
40	2 horas	2 horas
54	3 horas	1 hora

Fonte: Adaptado de DNIT (2019a)

A magnitude da tensão cíclica aplicada durante o ensaio varia em função da rigidez do material e da temperatura. Para uma correta determinação da carga do ensaio, um processo designado como *fingerprint* foi considerado. Segundo o DNIT (2019a), o *fingerprint* deve ser adotado em cada CP e temperatura de ensaio, à frequência de 10 Hz. Desta maneira, foi possível obter os níveis de tensão necessários para garantir que o material seja ensaiado nos limites de comportamento linear. Esse procedimento foi realizado após o condicionamento do CP e antes do ensaio de módulo dinâmico.

O módulo dinâmico E^* e o ângulo de fase δ foram calculados automaticamente pelo *software* da prensa, em todas as temperaturas e frequências escolhidas. Uma vez que cada ligante asfáltico foi ensaiado em duplicata, os valores finais de E^* e δ correspondem à média aritmética simples dos resultados individuais. De posse dos módulos, foram então elaboradas as curvas mestre para cada mistura asfáltica.

A avaliação do comportamento à fadiga das misturas asfálticas ocorreu através dos ensaios por compressão diametral e à tensão controlada, considerando os protocolos estabelecidos pelo DNIT 183/2018 – ME (DNIT, 2018a). A prensa utilizada

nestes ensaios de compressão diametral foi a mesma selecionada para os ensaios de MR. Em síntese, o método consiste na aplicação diametral de um carregamento senoidal a uma frequência de 1,0 Hz, sendo 0,1 s o tempo de carregamento e 0,9 s o tempo de repouso. Isto foi feito até que o CP atingisse a ruptura completa.

Para o ensaio de fadiga por compressão diametral, foram moldados 15 CPs no CGS – 12 CPs para os ensaios propriamente ditos e três como reserva – e no teor de CAP de projeto, considerando um volume de vazios de 4%. As dimensões dos CPs foram iguais a 101 mm de diâmetro por 63 mm de altura. Estes CPs foram colocados na câmara de temperatura controlada da prensa e expostos à temperatura de 25°C por pelo menos quatro horas antes do seu início. Os quatro níveis de carregamento escolhidos no estudo foram definidos como 20, 30, 35 e 40% da resistência à tração. A carga mínima de 20% foi definida porque cargas inferiores a esse nível tendem a consumir muito tempo de ensaio, além de inviabilizar a sua realização em misturas asfálticas de resistência elevada (BESSA *et al.*, 2019).

O índice de tolerância ao trincamento ou CT_{index} foi obtido através do ensaio IDEAL-CT realizado na prensa UTM-25 da UFSM, observando-se a norma ASTM D8225 (ASTM, 2019b). Três réplicas foram moldadas no CGS e contendo 7,0% de volume de vazios para cada mistura asfáltica, considerando os teores de projeto definidos por ligante asfáltico. As dimensões dos CPs foram 150 mm de diâmetro e 62 mm de altura, fixando-se a temperatura em 25°C. Para execução do ensaio, foi aplicada uma carga com taxa de deslocamento constante de 50 mm/min. Isto significa que a carga é variável e seu valor é corrigido ao longo do ensaio, de forma a manter o deslocamento constante – mesmo após o início do rompimento do CP. Através da curva formada pelo gráfico carga (kN) *versus* deslocamento (mm) foi calculado o valor parâmetro CT_{index} .

3.3.3. Envelhecimento e caracterização reológica dos ligantes asfálticos

As amostras de CAP foram envelhecidas a curto prazo na estufa de filme fino rotativo, ou *Rolling Thin-Film Oven Test* (RTFOT) e segundo os requisitos da norma NBR 15235 (ABNT, 2009). Os experimentos foram conduzidos em uma estufa situada no laboratório da empresa E-VIAS. O ensaio simula o envelhecimento ao qual os ligantes asfálticos são expostos durante os processos de usinagem, transporte e

aplicação. O método consiste em dispor 35 g de CAP em recipientes de vidro, de forma a obter uma película delgada. Os recipientes são então acoplados na posição horizontal e dentro do carrossel da estufa, onde giram a uma velocidade de 15 rpm por 85 min e a 163°C. O CAP fica constantemente exposto a jatos de ar quente (fluxo de 4.000 mL/min) durante todo este tempo. Os materiais residuais foram então submetidos aos ensaios de varredura de frequência, MSCR e LAS.

A partir das amostras envelhecidas a curto prazo no RTFOT, também foi realizado o envelhecimento a longo prazo em estufa de vaso pressurizado (PAV) conforme ASTM D6521 (ASTM, 2019a). O PAV tem por objetivo simular a atuação do clima ao longo da vida útil do CAP, a princípio considerado como 10 anos (BERNUCCI *et al.*, 2022). As amostras de CAP foram dispostas em bandejas circulares e submetidas a 2,1 MPa de pressão de ar por um período de 20 horas a 100°C. Na sequência, foram submetidas a uma estufa a vácuo para remoção de bolhas de ar formadas pela pressurização.

Os ensaios feitos no DSR e destinados à análise reológica dos ligantes asfálticos fazem parte dos procedimentos estabelecidos pelo SUPERPAVE. Tais ensaios foram realizados em DSRs da marca Anton Paar, modelos SmartPave 102 (empresa CBB Asfaltos) e modelo SmartPave 302 (empresa EMAM Asfaltos). Inicialmente, foram conduzidos ensaios para determinação da alta temperatura do PG do CAP e segundo os protocolos da norma AASHTO T 315 (AASHTO, 2020b). O experimento consiste na aplicação de tensões de cisalhamento em regime oscilatório e em amostras de 25 mm de diâmetro por 1,0 mm de espessura, para diferentes temperaturas – intervalos de 6°C entre uma temperatura para outra. Isto foi feito até a obtenção dos valores mínimos de $G^*/\text{sen}\delta$ igual a 1,0 KPa para o ligante asfáltico virgem e igual a 2,2 KPa para o material envelhecido no RTFOT, conforme norma AASHTO M 320 (AASHTO, 2021a).

Quando o resultado de $G^*/\text{sen}\delta$ em determinada temperatura atingiu o limite mínimo de 1,0 ou 2,2 kPa, foi então definida a temperatura alta do PG do CAP – sempre considerando o menor dos valores entre o material virgem e o envelhecido a curto prazo. Foram também definidos os valores do PG contínuo ou PG verdadeiro (*true grade*, em inglês) para todas as formulações, sendo o *true grade* a temperatura real na qual o CAP atinge o valor exato do limite especificado para $G^*/\text{sen}\delta$.

Além do ensaio de cisalhamento em regime oscilatório, os ligantes asfálticos também foram submetidos ao ensaio MSCR conforme norma técnica AASHTO M 332

(AASHTO, 2021b). O MSCR permite determinar as condições adequadas de tráfego às quais o CAP pode ser submetido em campo, tendo em vista a sua resistência à deformação permanente (compliance não-recuperável J_{nr}). Com os resultados deste ensaio, é então definida a letra correspondente à classificação do tráfego. Cabe enfatizar que a AASHTO (2021b) atribui uma quantidade de passadas de eixo-padrão simples (ESALs) e/ou uma velocidade média para o fluxo de veículos, em função do tráfego mais apropriado para o material. Em qualquer um dos casos, a diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis ($J_{nr,diff}$) deve ser de no máximo 75% para que o CAP não tenha alta sensibilidade às variações de tensão em um pavimento real – e, assim, apresente ruptura precoce por deformação permanente.

Os ligantes asfálticos envelhecidos a longo prazo foram ensaiados no reômetro de viga à flexão (BBR) e segundo os protocolos da norma ASTM D6648 (ASTM, 2016). Isto permitiu a determinação da temperatura baixa da classificação PG e o cálculo do parâmetro ΔT_c . Tanto o envelhecimento a longo prazo quanto o ensaio de BBR foram conduzidos nos laboratórios do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo (São Carlos/SP). Em síntese, o ensaio de BBR consiste no condicionamento de amostras de CAP – moldadas segundo as dimensões de 6,35 x 12,7 x 127 mm – a um carregamento constante de 980 mN. O ensaio foi realizado em temperaturas negativas, sempre em intervalos de 6°C (-6°C, -12°C, -18°C, -24°C e -30°C). Ao se monitorar as deformações da viga nos tempos de 8, 15, 30, 60, 120 e 240 s e utilizar fundamentos da mecânica, é possível calcular a rigidez estática (S) de acordo com a Equação (27). O módulo de relaxação (m) pode ser obtido através da inclinação da curva logarítmica rigidez *versus* tempo.

$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\delta(t)} \quad (27)$$

onde: $S(t)$ = rigidez do ligante no tempo t (MPa);

P = carga constante aplicada (0,98 N);

L = distância entre os suportes (102 mm);

b = comprimento da viga (12,5 mm);

h = espessura da viga (6,25 mm);

$\delta(t)$ = deflexão da viga no tempo t .

Finalmente, a determinação da temperatura baixa da classificação PG de cada ligante asfáltico ocorreu segundo os critérios da norma AASHTO M 320 (AASHTO, 2021a). Esta norma limita a rigidez S do CAP em no máximo 300 MPa e o módulo de relaxação m em no mínimo 0,30 para um tempo de 60 s.

Ainda no que concerne à caracterização reológica do CAP, foram conduzidos ensaios de varredura de frequência no DSR e sob diferentes temperaturas para obtenção do módulo complexo G^* e das curvas mestre segundo a norma ASTM D7175 (ASTM, 2015). As amostras foram ensaiadas com geometrias de 1,0 mm de espessura por 25 mm de diâmetro ou 2,0 mm de espessura por 8,0 mm de diâmetro, considerando a geometria de placas paralelas em ambos os casos. Durante o experimento, uma das placas oscila em relação à outra e em frequências pré-selecionadas e amplitudes de deformação rotacional (controle de deformação). A tensão necessária ou a amplitude de deformação depende do valor de G^* para o CAP que está sendo ensaiado. Para garantir que o material estivesse na faixa de viscoelasticidade linear, inicialmente foram realizados ensaios de varredura de deformação (*strain sweep*) para determinação destes limites máximos.

As frequências de carregamento oscilatório adotadas durante os experimentos de varredura de frequência oscilaram entre 0,1 e 30 Hz, assumindo uma rampa logarítmica crescente e temperaturas iguais a 5, 15, 25, 35, 45, 55 e 65°C. As amostras foram ensaiadas na sua forma virgem (sem envelhecimento) e na condição de envelhecimento a curto prazo. Isto permitiu uma comparação direta com os resultados dos ensaios de módulo complexo nas misturas asfálticas, uma vez que estas também foram envelhecidas a curto prazo durante o processo de dosagem. O módulo complexo G^* do CAP e o seu ângulo de fase δ são calculados automaticamente pelo *software* fornecido pelo fabricante do DSR.

A caracterização dos ligantes asfálticos desta pesquisa quanto ao comportamento à fadiga foi realizada através do ensaio de varredura de amplitude linear (LAS). Tal ensaio é padronizado nacionalmente pelo DNIT 439/2022 – ME (DNIT, 2022b), que prevê a utilização de amostras envelhecidas a curto prazo e ensaiadas a uma temperatura padrão de 19°C. O LAS foi realizado em duas etapas. A primeira consiste em uma varredura de frequências e que tem por objetivos a avaliação das propriedades reológicas do material sem dano e a determinação do parâmetro α . Neste caso, foi aplicado um carregamento oscilatório a 19°C e com

amplitude constante, tendo como base as frequências de 2/10, 4/10, 6/10, 8/10, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 20 e 30 Hz. Tanto G^* quanto δ foram obtidos em cada frequência.

A segunda etapa do LAS compreendeu uma varredura de deformações com o objetivo de determinar as características de dano no CAP. Este procedimento leva em consideração um cisalhamento oscilatório no modo de deformação controlada e a uma frequência constante de 10 Hz. A deformação aumenta linearmente dentro do intervalo de valores de 0,1% a 30%, considerando um tempo máximo de duração de cinco minutos (3.100 ciclos). Os dados obtidos a partir do LAS foram analisados segundo as definições do DNIT (2022b). O critério de falha considerado foi a máxima pseudoenergia de deformação, ou “pico de energia de pseudo-deformação” (W_S^R), conforme sugerido por Wang *et al.* (2015) e a norma brasileira do ensaio.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. LIGANTES ASFÁLTICOS

4.1.1. Caracterização no regime de viscoelasticidade linear

As classificações dos ligantes asfálticos segundo a especificação SUPERPAVE estão apresentadas na Tabela 12. Ao se comparar os resultados entre as diversas formulações, nota-se que o CAP 50-70 BR tem o menor PG contínuo na temperatura alta do pavimento. Conforme esperado, os ligantes asfálticos modificados tiveram melhores desempenhos em temperaturas altas, sobretudo no caso do HiMA BR e do material de origem russa (AMP 65/90 RU). Já em relação à classificação PG em temperaturas baixas, somente o AMP 65/90 RU registrou uma temperatura menor em relação aos outros ligantes asfálticos. Na prática, esta formulação tem menor suscetibilidade ao trincamento de origem térmica no pavimento de campo, ainda que os pavimentos brasileiros exijam uma classificação PG de apenas -10°C devido às condições climáticas (FACCIN *et al.*, 2021).

Tabela 12 – Classificações dos ligantes asfálticos segundo a especificação SUPERPAVE

ligante asfáltico	PG	PG contínuo e na temperatura alta ($^{\circ}\text{C}$)
CAP 50-70 BR	64S-22	65,7
CAP 60-70 CO	64H-22	67,6
AMP 60/85 BR	70H-22	72,6
AMP 65/90 RU	76S-28	77,7
HiMA BR	82V-22	86,5

Fonte: Autoria Própria (2023)

A partir dos resultados do ensaio de BBR, também foi possível o cálculo do parâmetro ΔT_c para cada uma das amostras estudadas. Os resultados são apresentados na Tabela 13. Em relação aos valores de ΔT_c , é possível visualizar que a amostra colombiana (CAP 60-70 CO) registrou um resultado abaixo do limite inferior de $-2,5^{\circ}\text{C}$, o que é considerado nível de alerta para o trincamento. A formulação de origem russa (AMP 65/90 RU) apresentou o menor valor de ΔT_c dentre todos os materiais avaliados na pesquisa ($-8,0^{\circ}\text{C}$), cabendo ressaltar que valores inferiores a -5°C indicam criticidade para o trincamento.

Tabela 13 – Resultados dos ensaios de BBR para obtenção do parâmetro ΔT_c , da classificação PG e do PG contínuo em temperaturas baixas

ligante asfáltico	rigidez na temperatura do PG (S, MPa)	parâmetro de relaxação m na temperatura do PG	PG contínuo (°C)	ΔT_c
CAP 50-70 BR	221,6	0,304	-22,6	-2,1
CAP 60-70 CO	133,5	0,329	-26,4	-3,7
AMP 60/85 BR	222,9	0,316	-23,7	-1,1
AMP 65/90 RU	124,7	0,304	-28,6	-8,0
HiMA BR	170,1	0,331	-25,7	-1,7

Fonte: Autoria Própria (2023)

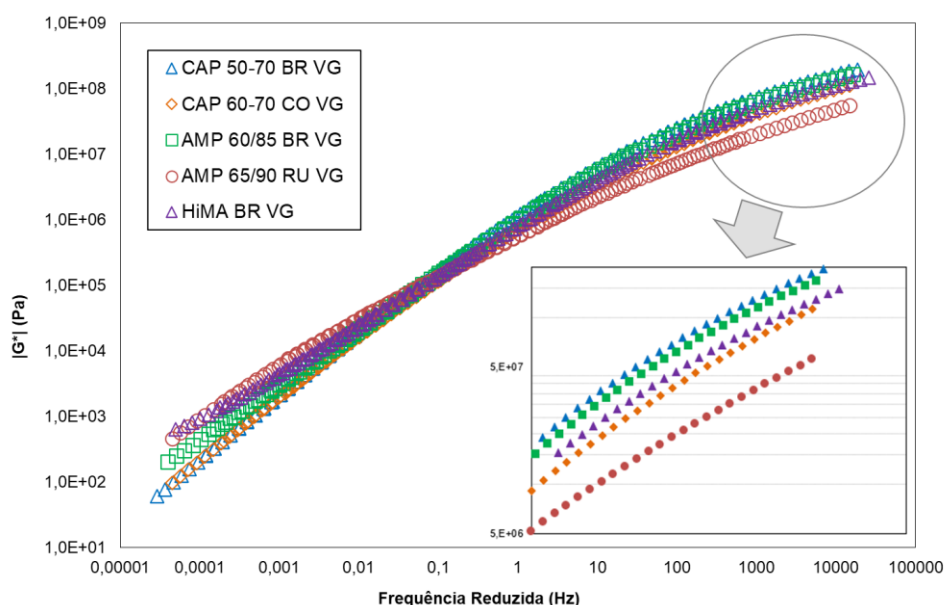
A literatura indica que, dependendo do tipo de copolímero SBS utilizado no processo de modificação (radial ou linear) e da presença ou ausência de outros aditivos como o enxofre, os valores de ΔT_c podem variar significativamente de uma formulação para outra. Valores entre 0°C e -4°C aparentam ser comuns para modificações com SBS, sobretudo quando os teores são maiores que 2% (LIN, HUANG e XIAO, 2017; CHEN *et al.*, 2023). Quando $\Delta T_c < 0^\circ\text{C}$, o CAP tem maior propensão ao trincamento devido à sua capacidade limitada de relaxação (LIN, HUANG e XIAO, 2017). Já no caso do AMP 65/90 RU, o resultado aparenta ser crítico e indica que tal formulação pode sofrer trincamentos de origem térmica de maneira precoce, além de ser comparável a um CAP reciclado (MARGARITIS *et al.*, 2020). Entretanto, formulações desta natureza não podem ser analisadas apenas sob a ótica de ΔT_c , mas sim a partir de uma combinação dos resultados de S e m (KOMARAGIRI *et al.*, 2021). Críticas a respeito do uso de ΔT_c para formulações com SBS também podem ser vistas em estudos como Aurilio *et al.* (2023).

A partir do ensaio de varredura de frequência e utilizando o princípio da superposição tempo-temperatura, foram construídas as curvas mestre e os diagramas de Black para os ligantes asfálticos. A Figura 36 destaca a curva mestre de G^* , ao passo que a Figura 37 mostra esta mesma curva para δ . Foi considerada a temperatura referencial de 25°C em ambos os casos, comumente utilizada em estudos com ligantes e misturas asfálticas (CHANG e MEEGODA, 1999; ZHANG *et al.*, 2018).

É possível observar que, na faixa de frequências mais baixas ou temperaturas mais elevadas, o HiMA BR e o AMP 65/90 RU apresentam maiores valores de G^* . Tais formulações são seguidas pela formulação AMP 60/85 BR e finalmente pelos ligantes asfálticos convencionais CAP 50-70 BR e CAP 60-70 CO. Por outro lado, uma avaliação dos resultados de G^* na faixa de frequências mais elevadas (ou temperaturas

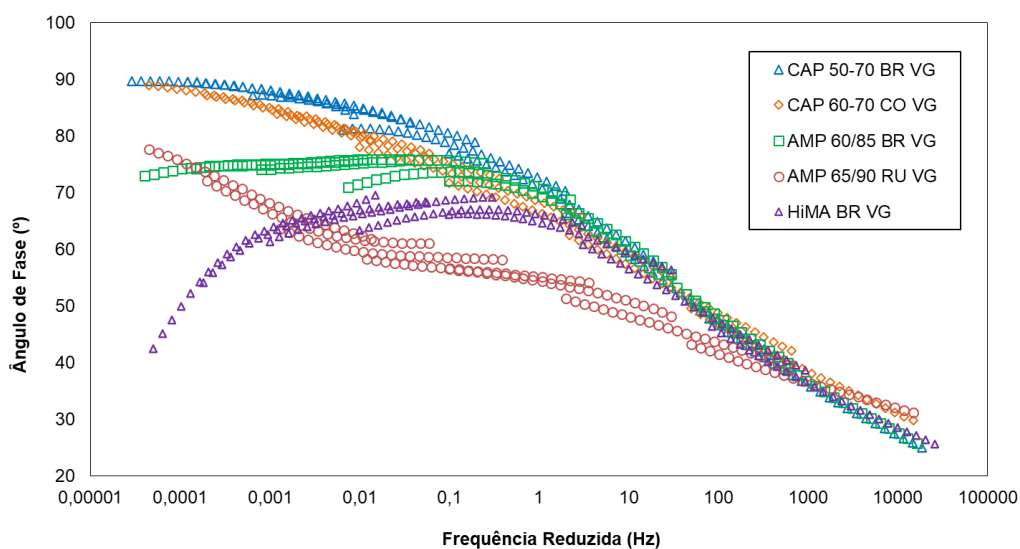
baixas) mostra efeito contrário, ou seja, o AMP 65/90 RU registra os menores valores. Esta formulação é seguida pelo CAP 60-70 CO e pelo HiMA BR. O AMP 60/85 BR tem módulos maiores que as duas formulações, porém ainda inferiores aos do CAP 50-70 BR. Em linhas gerais, os benefícios da modificação com SBS podem ser visualizados tanto na faixa de frequências altas quanto baixas, o que é desejável sob um ponto de vista de resistência aos mecanismos de ruptura do pavimento.

Figura 36 – Curvas mestre do módulo de cisalhamento dinâmico (G^*) versus frequência reduzida e para os ligantes asfálticos na condição virgem



Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 37 – Curvas mestre do ângulo de fase (δ) versus frequência reduzida e para os ligantes asfálticos na condição virgem

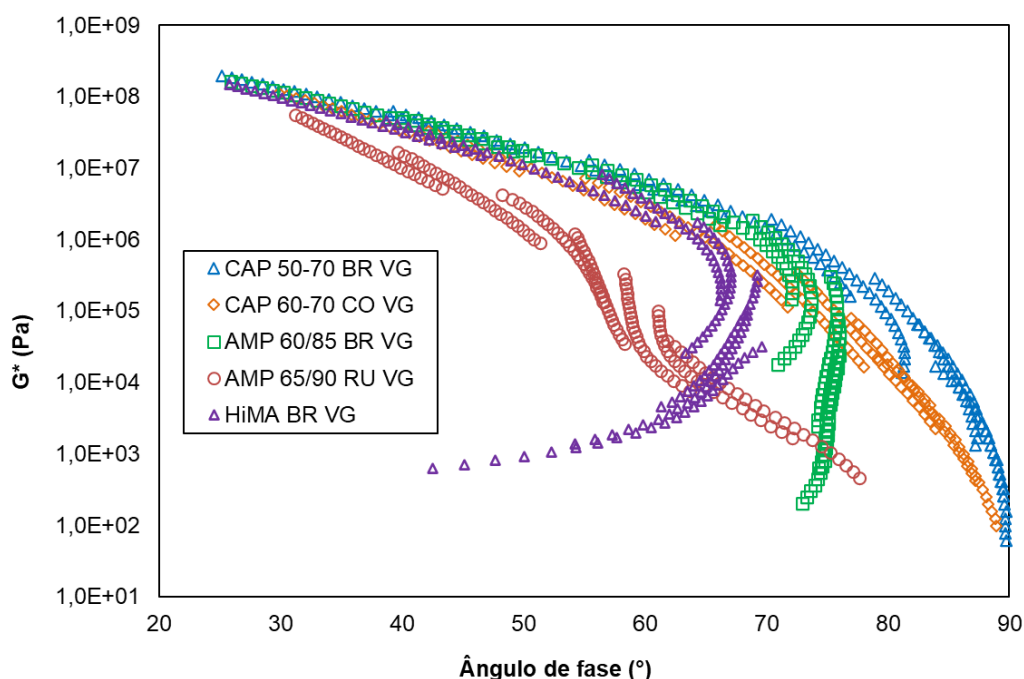


Fonte: Autoria Própria (2023)

Da curva mestre de δ (Figura 37), é possível observar os efeitos benéficos da adição de polímeros ao CAP por meio da redução do valor deste ângulo em frequências baixas (temperaturas altas). Os ligantes asfálticos puros CAP 50-70 BR e CAP 60-70 CO tendem a apresentar uma tendência constante de queda de δ com o aumento da frequência. Por outro lado, as três formulações com SBS – sobretudo o HiMA BR – apresentam valores muito menores de δ na faixa de frequências baixas (ou temperaturas altas), além de formatos irregulares e patamares. Este tipo de comportamento também pode ser visualizado em outras pesquisas como Yan *et al.* (2019) e, segundo os autores, tende a ser mais próximo ao do CAP puro após os envelhecimentos a curto e a longo prazo.

A Figura 38 apresenta os diagramas de Black para os ligantes asfálticos virgens. Nota-se que os materiais não modificados possuem uma curvatura suave e descendente, indicando que sua rigidez diminui à medida que o ângulo de fase aumenta. Por sua vez, as três formulações com o copolímero SBS mostram formatos irregulares e determinados platôs verticais, sobretudo quando $G^* < 10^6$ Pa. Isto é descrito na literatura como um comportamento do tipo borracha, ou *rubber like plateau* em inglês, e sinaliza a presença de uma fase rica em polímeros na matriz asfáltica (POROT *et al.*, 2019).

Figura 38 – Diagramas de Black para os ligantes asfálticos na condição virgem



Fonte: Autoria Própria (2023)

Autores como Clara *et al.* (2023) observaram comportamento similar para o CAP altamente modificado com polímero (HiMA) em comparação aos ligantes asfálticos CAP 50-70 e AMP 60/85. Estes autores constataram ainda que o HiMA apresenta menores valores de δ para um mesmo módulo complexo G^* , indicando menor atraso na resposta aos esforços aplicados. Isto também confirma a contribuição do componente elástico G' no comportamento reológico do material. Geng, Clopotel e Bahia (2013) também reportaram tendências parecidas de comportamento para ligantes asfálticos com altos teores de SBS – no caso, 13,5% e modificador do tipo linear.

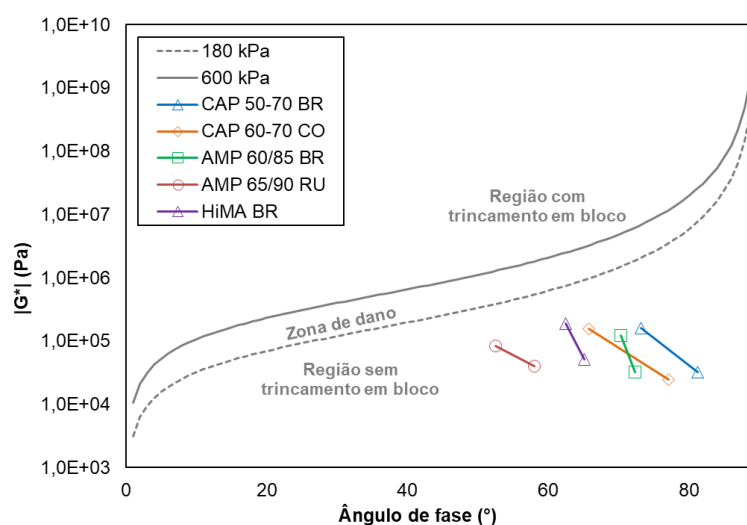
A partir dos ensaios de varredura de frequência, também foram obtidos os parâmetros Glover-Rowe (G-R) para os ligantes asfálticos. A Tabela 14 apresenta estes valores para os materiais nas condições virgem e envelhecida a curto prazo. Por sua vez, a Figura 39 traz uma plotagem dos resultados em relação às zonas indicativas de início de dano e trincamento em bloco, sugeridas por Rowe, King e Anderson (2014) e Rowe e Sharrock (2016) – formato de diagrama de Black.

Tabela 14 – Parâmetros Glover-Rowe (G-R) por tipo de CAP e nível de envelhecimento valores (kPa) por condição de envelhecimento

ligante asfáltico	valores (kPa) por condição de envelhecimento	
	virgem	RTFOT
CAP 50-70 BR	0,8	14,1
CAP 60-70 CO	1,2	29,1
AMP 60/85 BR	3,1	14,8
AMP 65/90 RU	13,4	39,2
HiMA BR	10,0	46,0

Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 39 – Resultados dos parâmetros Glover-Rowe (G-R) no diagrama de Black



Fonte: Autoria Própria (2023)

Em linhas gerais, o parâmetro $G-R$ tem sido interpretado como um indicativo importante da resistência dos ligantes asfálticos ao envelhecimento, de forma que os valores numéricos aumentam com o nível de envelhecimento (ROWE e SHARROCK, 2016; PIRES, 2018; ALMEIDA JÚNIOR, 2022). Nenhum dos cinco ligantes asfálticos estudados nesta pesquisa atingiu as zonas indicativas de dano conforme Figura 39, o que talvez possa ser explicado pela ausência do envelhecimento a longo prazo nas amostras. Osmari (2021) reportou constatação similar e, no estudo em questão, somente os ligantes asfálticos envelhecidos no PAV atingiram a zona de dano.

Ainda no âmbito dos resultados do parâmetro $G-R$ para além da zona de dano, Margaritis *et al.* (2020) apontam que o mesmo pode ocorrer com ligantes asfálticos reciclados, além da possibilidade de $G-R$ ser superestimado no caso da modificação do CAP com SBS. Na opinião dos autores, isto pode ser explicado pela presença de resquícios do copolímero SBS no CAP após o envelhecimento, levando a aumentos mais expressivos de G^* e reduções mais acentuadas de δ em relação ao CAP convencional. Em outras palavras, tais aumentos de G^* e reduções de δ podem não ser unicamente atribuídas ao envelhecimento do ligante asfáltico, mas também à presença de um modificador na formulação.

4.1.2. Ensaio de varredura de amplitude linear (LAS)

A caracterização dos ligantes quanto a resistência à fadiga ocorreu através do ensaio LAS, e, conforme a norma DNIT 439/2022 – ME (DNIT, 2022b), foram utilizadas amostras envelhecidas no RTFOT e ensaiadas à temperatura padrão de 19°C. O modelo S-VECD foi aplicado na interpretação dos resultados, e o critério de ruptura da máxima energia de pseudo-deformação (PSE) foi aplicado. Tanto a Tabela 15 quanto a Tabela 16 mostram os valores obtidos para os parâmetros deste modelo, bem como o máximo PSE correspondente por material e as respectivas vidas de fadiga (N_f) à deformação de 5%. Por sua vez, a Figura 40 mostra as evoluções das curvas de tensão versus deformação das cinco amostras estudadas no trabalho e os pontos de falha segundo o critério da máxima PSE. A Figura 41 exhibe as curvas de fadiga de todos os ligantes asfálticos e para os níveis de deformação de 1,25%, 2,5% e 5,0%. Finalmente, a Figura 42 destaca as curvas características de dano por material, também chamadas de curvas C versus S.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios LAS para os ligantes asfálticos

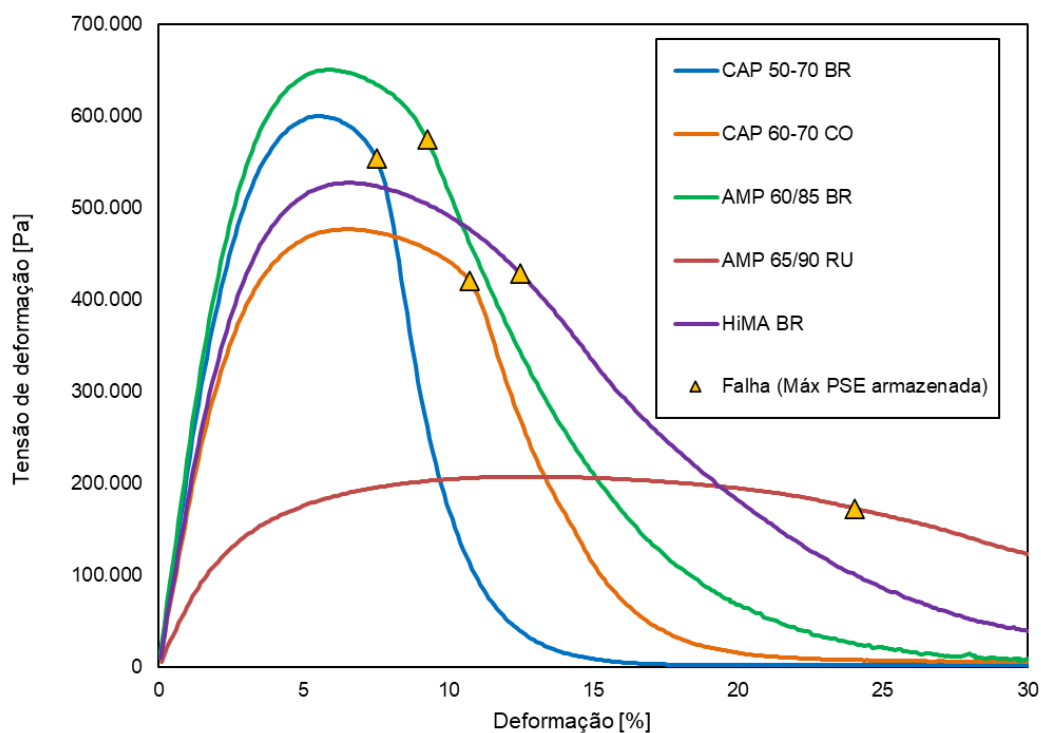
ligante asfáltico	$ G^* _{inicial}$ (MPa)	C_f	C_0	C_1	C_2	S_f	máxima energia de pseudo-deformação
CAP 50-70 BR	22,05	0,335	1,000	0,077	0,568	44	0,459
CAP 60-70 CO	17,67	0,222	1,000	0,112	0,456	69	0,399
AMP 60/85 BR	23,66	0,262	1,000	0,089	0,516	60	0,630
AMP 65/90 RU	7,20	0,100	1,000	0,222	0,274	165	0,149
HiMA BR	18,68	0,184	1,000	0,112	0,443	87	0,500

Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 16 – Parâmetros das curvas e vidas de fadiga segundo o ensaio LAS

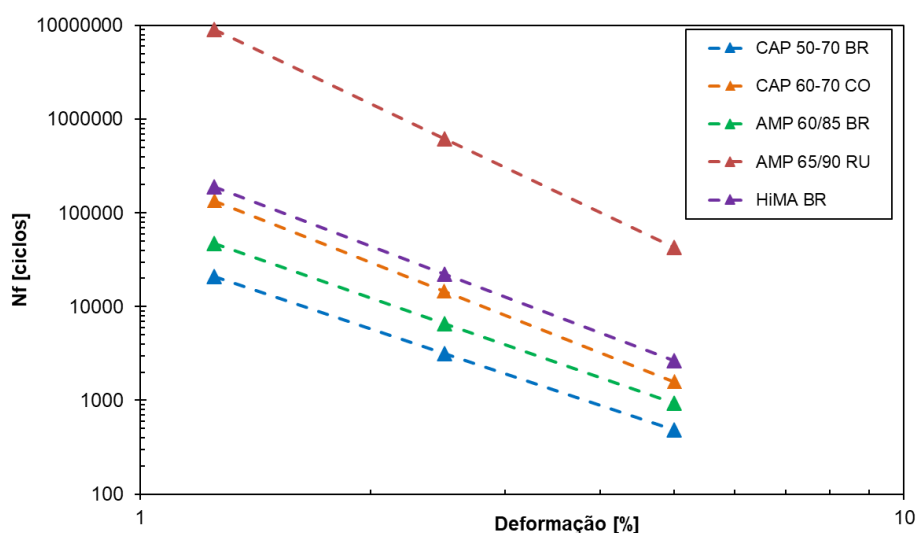
ligante asfáltico	α	k	A	B	vida de fadiga (N_f) a 5%, ciclos
CAP 50-70 BR	1,36	1,59	3,836E+04	-2,721	770
CAP 60-70 CO	1,60	1,87	2,744E+05	-3,202	1100
AMP 60/85 BR	1,41	1,68	8,819E+04	-2,825	950
AMP 65/90 RU	1,93	2,40	2,130E+07	-3,854	2470
HiMA BR	1,54	1,86	3,765E+05	-3,080	1280

Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 40 – Curvas tensão versus deformação do ensaio LAS para os ligantes asfálticos

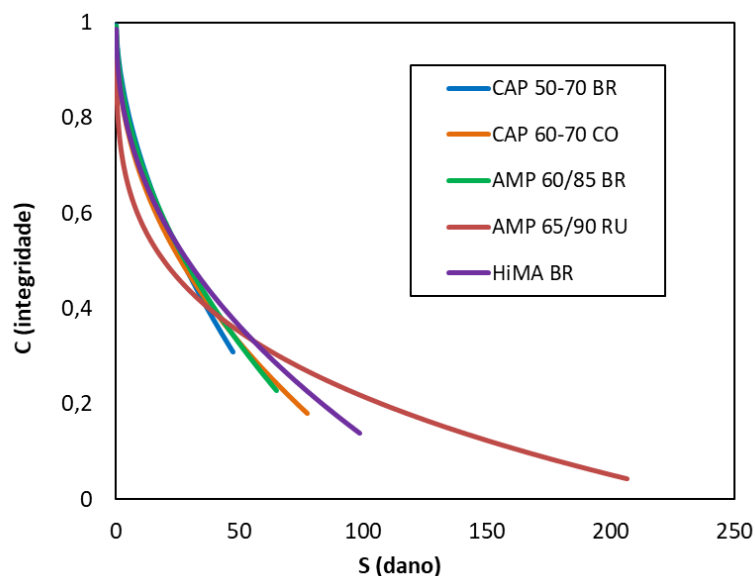
Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 41 – Curvas de fadiga dos ligantes asfálticos



Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 42 – Curvas características de dano (C versus S) para os ligantes asfálticos



Fonte: Autoria Própria (2023)

É possível observar que a formulação de origem russa AMP 65/90 RU apresenta o menor valor para $|G^*|_{inicial}$, o que também já havia sido observado nos ensaios de varredura de frequência. Esta formulação igualmente possui o maior valor para o dano acumulado no momento da falha (S_f) e a maior vida de fadiga (N_f), o que sugere uma maior resistência ao dano dentre todos os materiais estudados. Por outro lado, o CAP convencional nacional (CAP 50-70 BR) mostrou a menor vida de fadiga até o momento da ruptura, somente 770 ciclos. Interessante notar que o CAP

convencional colombiano (CAP 60-70 CO) registrou uma vida de fadiga 16% superior em relação à formulação nacional modificada com SBS (AMP 60/85 BR) e um resultado comparável ao da formulação HiMA BR.

É notória esta diferença quanto às vidas de fadiga para os diferentes tipos de ligantes asfálticos, em função do seu petróleo de origem. Após a conclusão de uma pesquisa envolvendo três tipos de ligantes asfálticos provenientes de petróleos diferentes do Catar, Roja e Masad (2019) observaram que CAPs com maiores índices de absorção no envelhecimento – uma razão entre o total de asfaltenos solúveis e a soma das resinas e aromáticos a 500 nm – possuem menores vidas de fadiga no LAS. Ainda segundo os mesmos autores, isto pode ser explicado por uma maior oxidação do CAP quando o índice é mais elevado e, conseqüentemente, uma ruptura antecipada no LAS. Ainda que ensaios químicos não tenham sido feitos neste trabalho, tal explicação parece justificar os resultados tão discrepantes entre o CAP 50-70 BR e o CAP 60-70 CO, ambos puros.

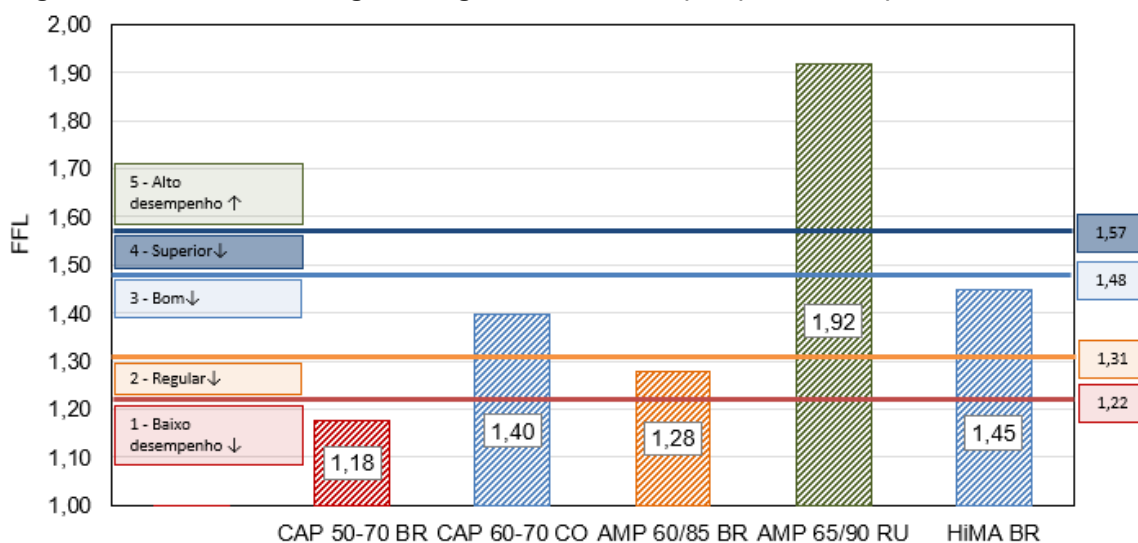
Já no caso da modificação do ligante asfáltico com SBS, Wang, Huang e Lin (2022) apontam que tal modificação cria uma rede polimérica tridimensional na matriz asfáltica. Conseqüentemente, isto faz com que a formulação tenha maior resistência à ruptura por fadiga no LAS. Esta parece ser a causa das maiores vidas de fadiga para o AMP 60/85 BR e o HiMA BR em relação ao CAP 50-70 BR. Raciocínio similar pode ser aplicado ao AMP 65/90 RU, cujo valor de N_f é o mais elevado dentre todos os ligantes asfálticos. Tal resultado promissor para a formulação russa também é demonstrada na sua curva C versus S (Figura 42) e nas vidas de fadiga muito altas para deformações iguais a 1,25% e 2,5% (Figura 41), podendo facilmente ultrapassar os 100.000 ciclos.

Em termos dos outros ligantes asfálticos, visualiza-se na Figura 42 que o CAP 50-70 BR apresenta a menor perda de integridade na ruptura, chegando ao nível mais baixo de danos induzidos dentre todos os materiais avaliados. Por sua vez, as curvas do CAP 60-70 CO e do AMP 60/85 BR apresentam comportamento similar, em uma faixa semelhante de ruptura quanto à perda de integridade e danos. Quanto aos valores numéricos das constantes A e B (Tabela 16), nota-se que tanto o CAP 60-70 CO quanto o HiMA BR possuem resultados da ordem de $A \approx 10^5$ e $|B| > 3,0$. Isto sinaliza uma maior capacidade de ambos os materiais em manterem sua integridade com o aumento do número de ciclos, além de uma menor redução das suas vidas de fadiga

quando os níveis de deformação são maiores – em comparação ao CAP 50-70 BR e ao AMP 60/85 BR (SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018).

A Figura 43 destaca os fatores de fadiga dos ligantes asfálticos (FFL), além das suas respectivas classificações segundo os critérios de Nascimento (2021). Observa-se que o CAP 60-70 CO tem um valor de FFL superior ao da formulação AMP 60/85 BR, o que pode ser justificado pela sua maior vida de fadiga N_f . Por outro lado, o CAP 50-70 BR tem o menor FFL e, conseqüentemente a classificação mais baixa (Classe 1). A formulação russa AMP 65/90 RU foi a única a registrar a maior classe (Classe 5) e, no caso dos outros ligantes asfálticos, as classes oscilaram entre 2 (Regular) e 3 (Bom). É importante destacar que os resultados inferiores para o CAP 50-70 BR divergem dos fatores coletados por Possebon (2021), os quais permitiram a obtenção de Classe 3 ou superior para todas as nove formulações estudadas.

Figura 43 – Fatores de fadiga dos ligantes asfálticos (FFL) e classes (NASCIMENTO, 2021)



Fonte: Autoria Própria (2023)

4.2. MISTURAS ASFÁLTICAS

4.2.1. Resistência à tração e módulo de resiliência

O ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral das misturas asfálticas (DNIT, 2018d) representa um importante parâmetro de caracterização do material, uma vez que faz parte de diversas especificações de serviço nacionais como

o DNIT 031/2006-ES (DNIT, 2006). A metodologia tornou-se popular em função da sua simplicidade e rapidez na execução, além do fato de utilizar amostras cilíndricas, que são de fácil obtenção (BOEIRA, 2018; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Os resultados dos ensaios de RTCD foram utilizados como base para seleção dos níveis de tensão aplicados nos ensaios de MR e fadiga. No caso do ensaio de MR, foi considerado o valor de 10% da resistência à tração da mistura asfáltica correspondente. Os resultados médios de três CPs por mistura asfáltica e os respectivos parâmetros estatísticos (desvio padrão e coeficientes de variação) são apresentados na Tabela 17 e para ambos os ensaios RTCD e MR.

Tabela 17 – Resultados dos ensaios de Resistência a Tração por Compressão Diametral (RTCD) e Módulo de Resiliência (MR)

mistura asfáltica	RTCD			MR		
	valor médio (MPa)	desvio padrão (MPa)	coeficiente de variação	valor médio (MPa)	desvio padrão (MPa)	coeficiente de variação
CA 50-70 BR	1,4	0,01	1%	5.610	557	10%
CA 60-70 CO	1,3	0,04	3%	3.736	308	8%
CA 60/85 BR	1,7	0,07	4%	5.902	481	8%
CA 65/90 RU	1,1	0,02	2%	3.874	304	8%
CA HiMA BR	1,8	0,03	2%	7.628	245	3%

Fonte: Autoria Própria (2023)

Valores típicos de σ_R para as misturas asfálticas estão no intervalo de 0,5 a 2,0 MPa quando estas são recém-moldadas e envelhecidas por duas horas em estufa (BERNUCCI *et al.*, 2022). Quanto às especificações de serviço do DNER/DNIT, a norma DNIT 031/2006-ES (DNIT, 2006) fixa um valor mínimo de σ_R igual a 0,65 MPa para misturas asfálticas densas e preparadas com ligantes asfálticos convencionais. Já no caso de ligantes asfálticos modificados com polímeros, a norma DNER-ES 385/99 (DNER, 1999) estabelece o intervalo de 0,7 a 1,2 MPa para o valor de σ_R . Neste sentido, nota-se que as misturas nacionais CA60/85BR e CAHiMABR apresentaram valores acima de 1,2 MPa.

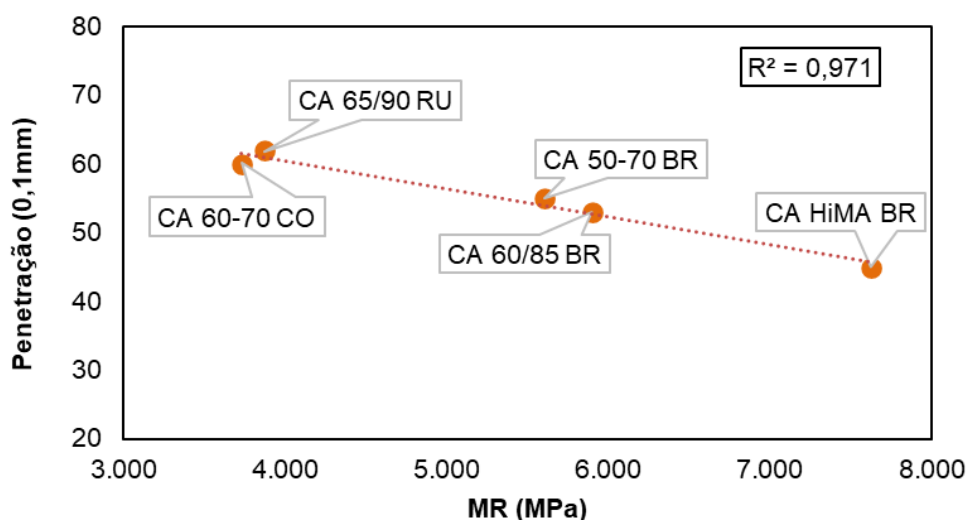
Quanto aos valores típicos observados para os ensaios de MR a 25°C e em misturas asfálticas nacionais, tem-se uma faixa abrangente de valores (entre 2.000 e 12.000 MPa). O M_R pode variar de acordo com o tipo de mistura, composição granulométrica, tipo de CAP, energia de compactação e temperatura de ensaio, dentre outras variáveis. Resultados menores correspondem a misturas preparadas

com ligantes asfálticos modificados, ao passo que resultados maiores correspondem a misturas com CAPs de consistência dura (BERNUCCI *et al.*, 2022). Em termos desta pesquisa, visualiza-se que os três CAPs nacionais (CA50-70BR, CA60/85BR e CAHiMABR) possuem os maiores módulos de resiliência – acima de 5.000 MPa.

Em uma comparação direta entre os resultados de σ_R e M_R coletados na pesquisa com os obtidos por Possebon (2021), várias similaridades podem ser constatadas. Primeiramente, as formulações com CAPs modificados (CA60/85BR, CA65/90RU e CAHiMABR) têm valores de σ_R próximos aos dos ligantes asfálticos puros (CA50-70BR e CA60-70CO). Além disso, os módulos de resiliência de todos os materiais variam de no máximo 4.000 MPa entre uma formulação e outra, e os ligantes asfálticos puros geralmente têm M_R maior que os modificados por polímero. As variabilidades entre os resultados de σ_R e M_R não são elevadas, no máximo 10%. É importante frisar que um M_R maior não necessariamente significa uma resistência maior da mistura asfáltica ao dano.

Ao se correlacionar a penetração do CAP com o respectivo valor de M_R , constata-se uma excelente correlação ($R^2 = 0,97$) conforme Figura 44. Isto sinaliza que módulos maiores são encontrados nas misturas asfálticas com CAP mais duro, ou seja, penetração menor. Porém, isto não pode ser interpretado como uma correlação definitiva entre os parâmetros devido à natureza empírica do ensaio de penetração.

Figura 44 – Correlação entre penetração e Módulo de Resiliência (MR)



Fonte: Autoria Própria (2023)

4.2.2. Resistência à fadiga e índice de tolerância ao trincamento

Com os resultados dos ensaios de fadiga por compressão diametral à tensão controlada, foram obtidas as curvas de fadiga de deformação inicial *versus* número de ciclos para falha em cada uma das misturas (Equação 20). A partir destas curvas, foram então calculados os Fatores de Fadiga da Mistura (*FFM*) e as vidas de fadiga para os níveis de deformação de 100 e 250 microstrains. Cabe lembrar que tais deformações são tipicamente encontradas nos revestimentos de pavimentos asfálticos de campo. A Tabela 18 resume os principais resultados obtidos neste ensaio, bem como as respectivas vidas de fadiga a 100 microstrains ($N_{fm(100\mu)}$) e a 250 microstrains ($N_{fm(250\mu)}$).

Tabela 18 – Coeficientes, fatores de fadiga das misturas (*FFM*) e vidas de fadiga a 100 microstrains ($N_{fm(100\mu)}$) e a 250 microstrains ($N_{fm(250\mu)}$)

mistura asfáltica	resultados e níveis de correlação					
	coeficiente K_1	coeficiente K_2	R^2	<i>FFM</i>	$N_{fm(100\mu)}$, ciclos	$N_{fm(250\mu)}$, ciclos
CA50-70BR	3,85E-09	3,029	0,94	1,23	5.031	314
CA60-70CO	1,08E-12	4,059	0,89	1,38	18.534	450
CA60/85BR	5,91E-15	4,622	0,92	1,33	18.117	262
CA65/90RU	4,39E-13	4,273	0,96	1,55	54.131	1.079
CAHiMABR	3,78E-15	4,817	0,91	1,55	69.896	847

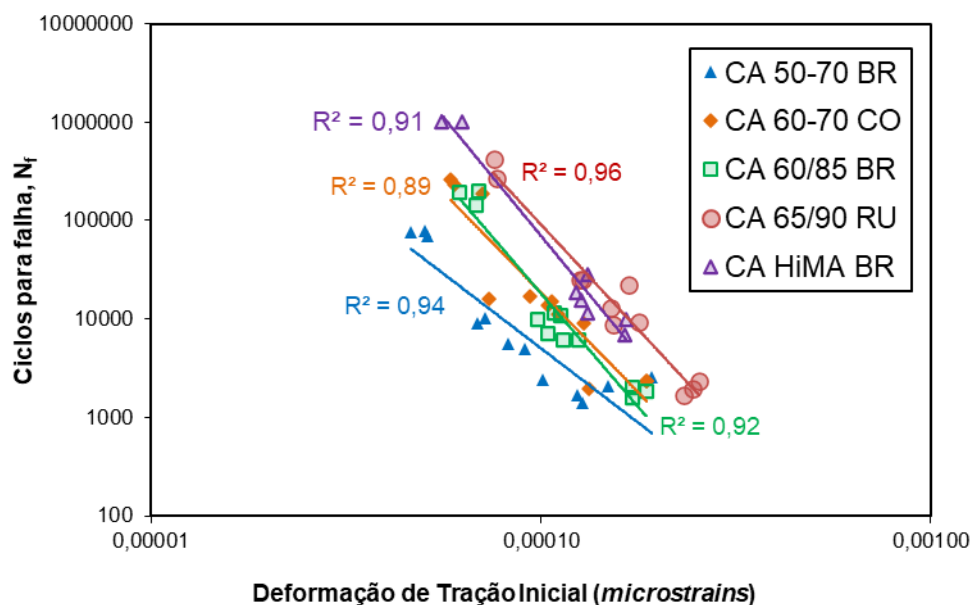
Fonte: Autoria Própria (2023)

Da mesma forma que no caso dos ensaios LAS, as três misturas asfálticas com os melhores desempenhos à fadiga e os maiores fatores de fadiga são CA60-70CO, CA65/90RU e CAHiMABR. Tais misturas são capazes de suportar ao menos 18.500 ciclos à deformação de 100 microstrains e pelo menos 450 ciclos à deformação de 250 microstrains. Interessante notar que, na escala da mistura asfáltica, a formulação HiMA BR apresentou um desempenho superior à formulação de origem russa AMP 65/90 RU, apesar de ambas terem se destacado positivamente nos ensaios de fadiga por compressão diametral.

A Figura 45 exibe as curvas de fadiga de todas as misturas asfálticas ensaiadas. Ao se analisar uma curva de Wöhler, as misturas localizadas no quadrante superior direito geralmente são capazes de suportar um maior número de

ciclos antes da falha. Em outras palavras, estas misturas possuem uma maior capacidade de resistir à fadiga. Por outro lado, uma interpretação direta das curvas pode levar a conclusões equivocadas. Isto ocorre porque as misturas asfálticas têm diferentes valores de rigidez e, conseqüentemente, distribuem as tensões de maneira diferente (BOEIRA, 2018).

Figura 45 – Curvas de fadiga das misturas asfálticas a 25°C e à frequência de 1 Hz

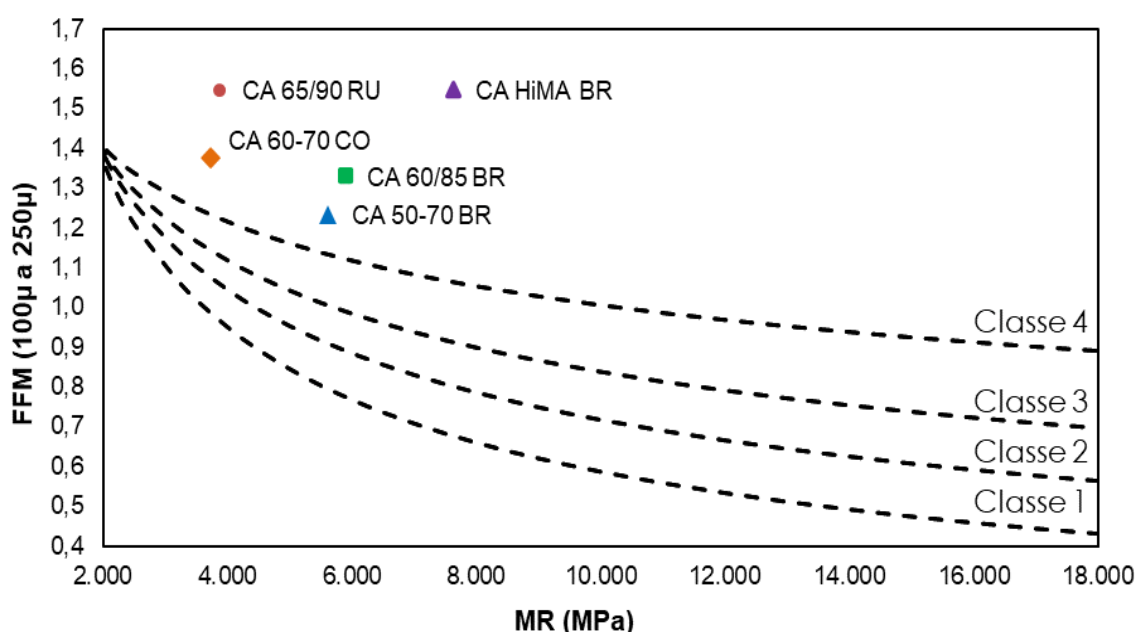


Assim como especificado pelo DNIT (2018a), todos os coeficientes de determinação R^2 obtidos a partir das curvas de fadiga foram superiores a 0,8 – podendo ser considerados como satisfatórios. As curvas das duas misturas com os melhores desempenhos (CA65/90RU e CAHiMABR) são próximas entre si, ao passo que a mistura CA50-70BR tem o menor FFM e o menor $N_{fm(100\mu)}$ dentre os materiais ensaiados. Interessante notar que, mesmo sendo produzida com CAP puro, a mistura CA60-70CO tem um desempenho comparável ao da mistura CA60/85BR, produzida com CAP modificado por SBS. Esta tendência também foi constatada na escala do CAP, ou seja, os padrões de desempenho dos ligantes asfálticos no LAS também foram observados na escala das misturas asfálticas.

Ao se correlacionar FFM com os valores correspondentes de M_R por mistura asfáltica, é possível atribuir a cada mistura uma classe de fadiga conforme estabelecido pelo método MEDINA. Os dados plotados na Figura 46 mostram que

todas as cinco misturas asfálticas são classificadas como Classe 4. Na prática, todas elas podem ser colocadas em pavimentos com níveis de tráfego $N > 10^7$, independentemente da modificação do CAP. No entanto, Possebon (2021) menciona que o comportamento das misturas asfálticas não é ditado apenas pelo resultado de *FFM*. Isto ocorre porque cada formulação tem um valor diferente de M_R e, no pavimento, os desempenhos à fadiga são influenciados por diversos outros fatores como espessura da camada, temperatura e resistências das camadas inferiores.

Figura 46 – Classes de fadiga das misturas asfálticas em função do Fator de Fadiga da Mistura (*FFM*) e do Módulo de Resiliência (M_R)



Fonte: Autoria Própria (2023)

Os índices de tolerância ao trincamento (CT_{index}) por mistura asfáltica são reportados na Tabela 19. Visualiza-se que a mistura CA60/85BR tem o maior valor de CT_{index} , ao passo que a mistura CAHiMABR apresenta o menor valor. A formulação de origem russa (CA65/90RU) resultou em um valor inferior a 100 e, no caso dos ligantes asfálticos puros do Brasil (CA50-70BR) e da Colômbia (CA60-70CO), os índices oscilam entre 150 e 170. Em linhas gerais, observa-se uma tendência de correlação entre o CT_{index} e o desempenho à fadiga de ligantes e misturas asfálticas, tal como já observado em outras pesquisas da literatura científica (ZHOU, 2019; ZHOU, HU e NEWCOMB, 2020; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020; CHOWDHURY, NOOJILLA e REDDY, 2022; BENNERT *et al.*, 2023).

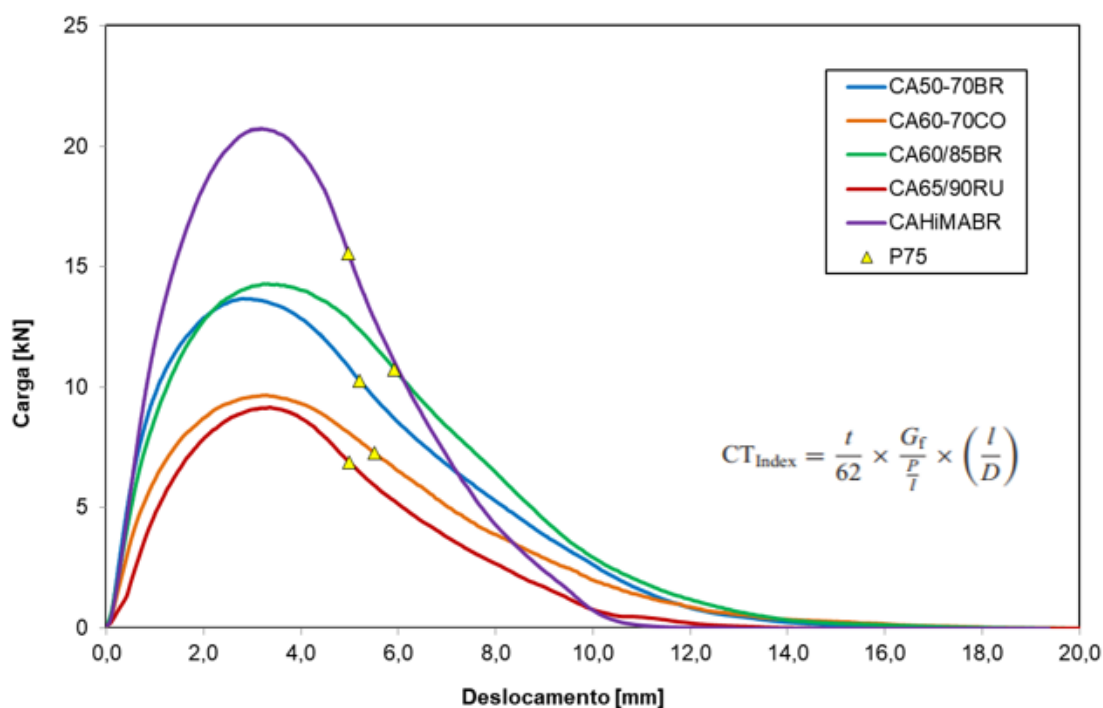
Em um estudo que apresenta o desenvolvimento do ensaio IDEAL-CT, Zhou *et al.* (2017) descrevem que misturas com maiores resultados de CT_{index} tendem a apresentar melhor desempenho à fadiga. Contudo, a mistura CAHiMABR apresentou o menor CT_{index} e a mistura CA50-70BR apresentou o maior valor, como observado na Tabela 19. Em face desta questão, foram plotadas as curvas de carga *versus* deslocamento ao longo do ensaio para cada uma das misturas (Figura 47), a fim de melhor avaliar o comportamento das misturas durante o ensaio e compreender as variáveis que afetam o resultado. Na sequência, foram analisados os parâmetros para cálculo do CT_{index} (Tabela 21).

Tabela 19 – Resultados dos ensaios de IDEAL-CT

mistura asfáltica	CT_{index} médio	desvio padrão	coeficiente de variação
CA 50-70 BR	157	18	11%
CA 60-70 CO	164	16	10%
CA 60/85 BR	187	9	5%
CA 65/90 RU	95	7	7%
CA HiMA BR	75	3	4%

Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 47 – Curvas carga *versus* deslocamento



Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 20 – Parâmetros de cálculo dos ensaios de IDEAL-CT

Índice	Unid.	CA50-70BR	CA60-70CO	CA60/85BR	CA65/90RU	CAHiMABR
t	mm	62,2	62,0	62,1	62,2	62,2
D	mm	150,0	149,9	149,9	149,7	149,8
P_{100}	N	13.064	10.051	14.533	9.139	20.902
G_f	J/m ²	9,677	7,461	10,976	5,678	12,357
l_{75}	mm	5,629	5,518	6,047	4,848	4,895
$ P_{85} - P_{65} $	N	2.613	2.010	2.907	1.828	4.180
$ l_{85} - l_{65} $	mm	1,1	1,2	1,2	0,9	0,8
$ m_{75} = P/l$	N/mm	2.323	1.682	2.368	1.949	5.396
l/D	-	0,0375	0,0368	0,0403	0,0324	0,0327
CT_{index}	-	157	164	187	95	75

Fonte: Autoria Própria (2023)

Nota-se que, assim como no caso do ensaio RTCD, o pico de carga P_{100} da mistura CAHiMABR é consideravelmente superior ao das outras misturas, enquanto as misturas produzidas com ligantes russo e colombiano apresentaram os menores resultados de P_{100} . Observa-se ainda que o cálculo do parâmetro CT_{index} é proporcional à energia de fratura G_f e inversamente proporcional à inclinação da curva após o pico de carga ($|m_{75}|$), mais precisamente no ponto em que a carga atinge 75% do valor de P_{100} . Dentre as misturas avaliadas, o CAHiMABR apresentou o maior valor para $|m_{75}|$ e a mistura CA60-70CO apresentou o menor resultado.

Quanto à inclinação da curva $|m_{75}|$, Zhou *et al.* (2017) citam que, quanto maior a rigidez da mistura, geralmente mais rápido será o crescimento da fissura, maior será a redução da carga e maior será o valor para $|m_{75}|$. Conseqüentemente, menor será a resistência ao trincamento. Em sendo assim, as misturas avaliadas nesta pesquisa não apresentaram comportamento aderente à tendência mencionada pelos autores. Isso provavelmente se deve ao fato de as misturas produzidas com AMP CAHiMABR e CA60/85BR possuírem os maiores valores de rigidez e estarem no grupo das melhores misturas em termos de resistência ao dano por fadiga.

No que se refere à parcela $\frac{l_{75}}{D}$ da equação, Zhou *et al.* (2017) mencionam que misturas com maiores resultados para esta parcela apresentam maior resistência ao trincamento que misturas com menores valores (ou seja, uma relação diretamente

proporcional). Sobre essa contribuição, observa-se que as misturas CA65/90RU e CAHiMABR possuem os menores valores para a referida parcela, mas apresentaram os melhores resultados no ensaio de fadiga por compressão diametral. Dessa forma, as misturas consideradas nesta pesquisa não estão em sintonia com a afirmação dos autores.

Cabe considerar que o método IDEAL-CT proposto por Zhou *et al.* (2017) mede, em última análise, a capacidade do corpo de prova em resistir à propagação de trincas. Isto pode ser correlacionado ao dano por fadiga em uma mistura asfáltica. Todavia, a análise de CT_{index} se dá após o rompimento inicial do corpo de prova, ou seja, após o pico de tensão de tração por compressão diametral – tomada como P_{100} . No caso das misturas asfálticas como o CAHiMABR, por exemplo, este pico é muito superior ao das outras misturas utilizadas na presente pesquisa.

Ao se avaliar o desempenho das misturas quanto ao ensaio de fadiga por compressão diametral, à luz da Norma DNIT 434/2021 – ME (DNIT, 2021c), verifica-se que são aplicadas tensões que atingem um pico máximo de 40% da resistência à tração. Diferentemente do IDEAL-CT, não se atinge o pico máximo no ensaio para fins de análise da resistência de propagação pós-ruptura. No ensaio de fadiga por compressão diametral, mede-se a capacidade de o corpo de prova iniciar a formação e a propagação de trincas em tensões inferiores à resistência máxima de tração. Esta diferença de concepção na análise de desempenho do corpo de prova pode estar correlacionada com a alteração nos ordenamentos dos resultados colhidos nos ensaios de CT_{index} e fadiga por compressão diametral.

4.2.3. Determinação do módulo dinâmico e das propriedades viscoelásticas lineares das misturas asfálticas

Os CPs das misturas asfálticas foram submetidos ao ensaio de módulo complexo (DNIT, 2019) e, a partir do princípio da superposição tempo-temperatura, foram geradas as curvas mestre e diagramas de Black na temperatura de referência de 25°C. A Figura 48 mostra as curvas mestre do módulo dinâmico na escala semi-log, ao passo que a Figura 49 mostra estas mesmas curvas na escala bi-log. Por sua vez, a Figura 50 destaca as curvas mestre do ângulo de fase versus frequência reduzida e a Figura 52 apresenta os diagramas de Black para todas as misturas.

Figura 48 – Curvas mestre do módulo dinâmico em escala semi-log

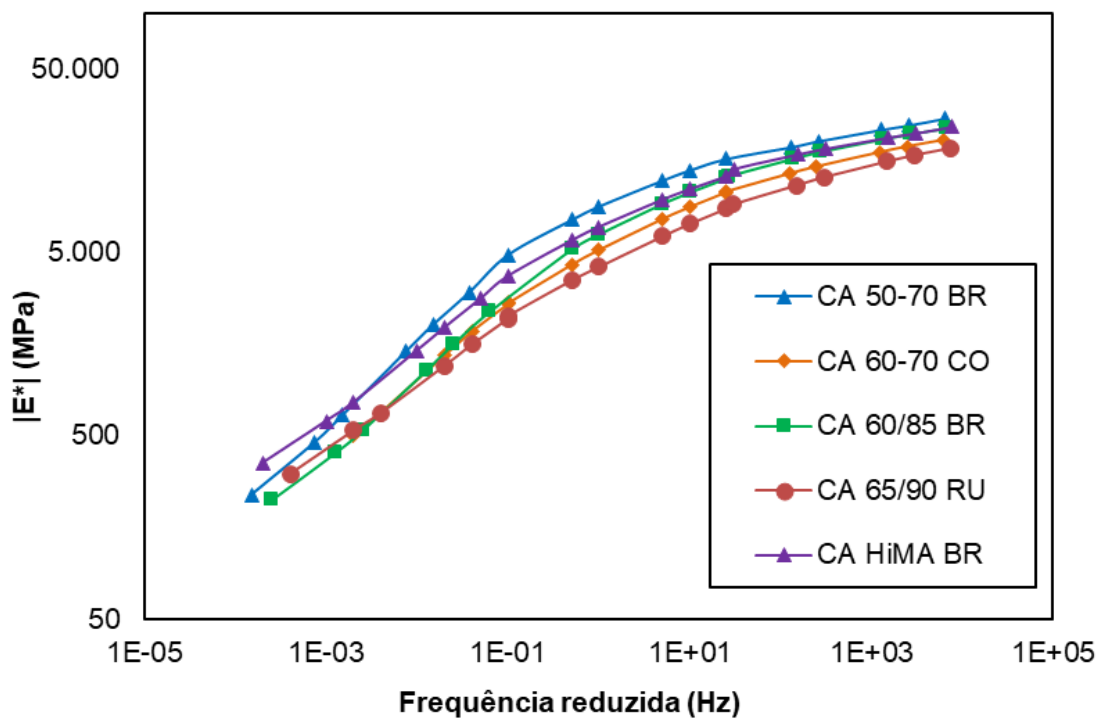


Figura 49 – Curvas mestre do módulo dinâmico *versus* frequência reduzida em escala log-log

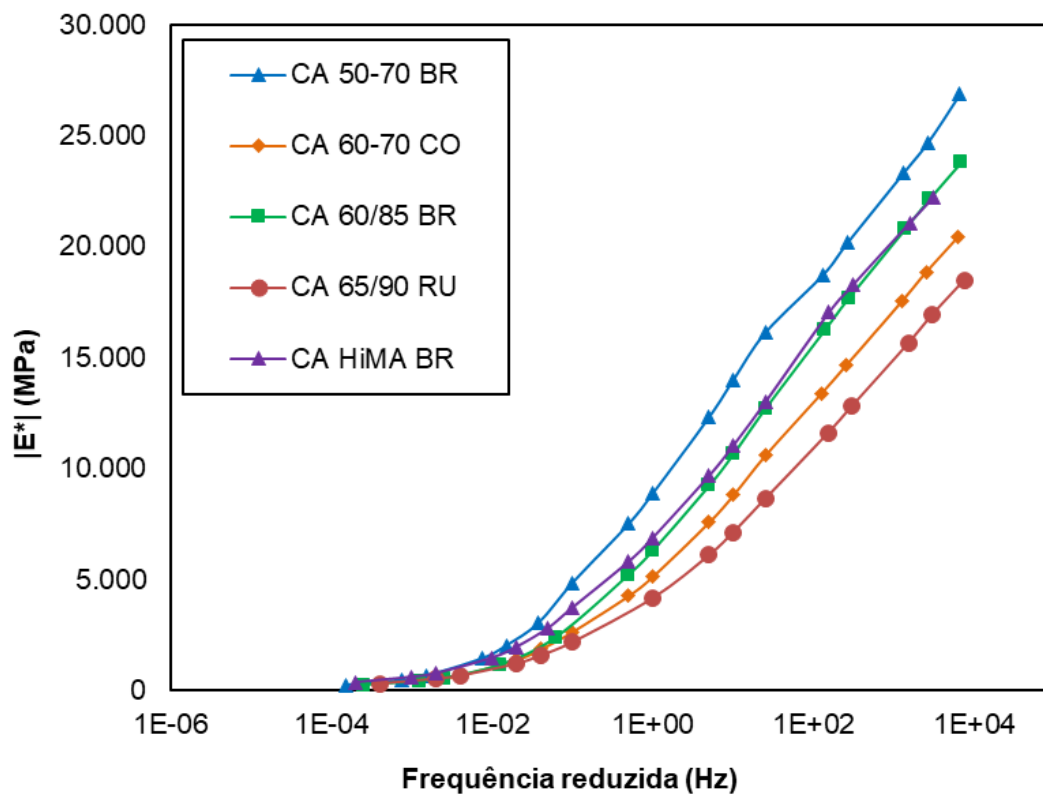
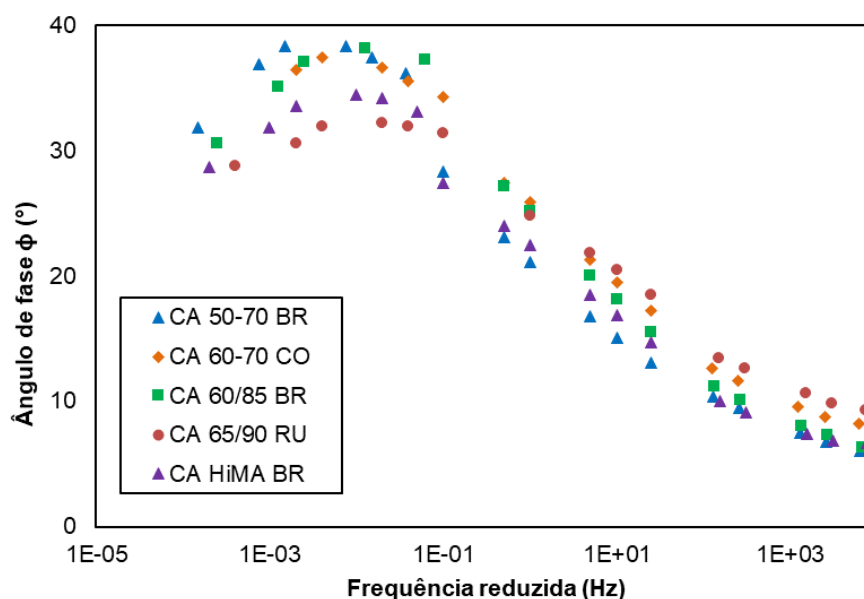
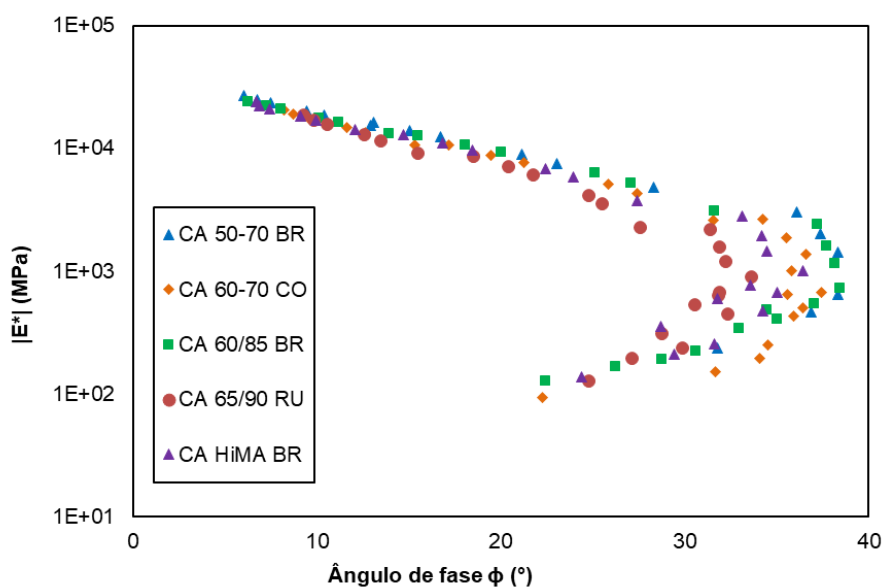


Figura 50 – Curvas mestre do ângulo de fase versus frequência reduzida



Fonte: Autoria Própria (2023)

Figura 51 – Diagramas de Black para as misturas asfálticas



Fonte: Autoria Própria (2023)

Em uma análise das curvas mestre do módulo dinâmico (Figura 48 e Figura 49), constata-se que o tipo de CAP exerce grande influência na rigidez das misturas asfálticas. Assim como na escala do CAP, a mistura CA65/90RU apresenta a menor rigidez em frequências elevadas (temperaturas baixas) e a mistura CA50-70BR, a menor rigidez. Padrões similares de comportamento são observados em frequências intermediárias, tipicamente entre 10^{-1} e 10^{+1} Hz. Já com relação às curvas mestre do

ângulo de fase (Figura 50), as misturas CA65/90RU e CAHiMABR apresentam menores ângulos de fase nas menores frequências – ou seja, comportamento menos viscoso em temperaturas elevadas. Da mesma forma que no caso dos ligantes asfálticos, estas curvas mestre do ângulo de fase apresentam patamares na faixa de frequências baixas ou temperaturas altas, principalmente no caso da mistura CA65/90RU e da mistura CAHiMABR. Em termos das curvas de Black (Figura 51), os platôs verticais são mais visíveis nas três formulações com SBS, tal como já visualizado também na escala do ligante asfáltico (Figura 38).

4.3. CORRELAÇÕES ENTRE OS PARÂMETROS DOS LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS

De modo a investigar as potenciais influências de comportamento entre os desempenhos do CAP e da mistura asfáltica à fadiga, foram elaborados gráficos comparativos. Tais gráficos também permitem verificar quais parâmetros e/ou propriedades reológicas do CAP têm maior correlação com os desempenhos das misturas asfálticas. Este tópico tem sido muito considerado em pesquisas há vários anos (BAHIA *et al.*, 2001; MARTINS, 2014; SAFAEI, CASTORENA E KIM, 2016; SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018; BESSA *et al.*, 2019; SHAFABAKHSH, RAJABI e SAHAF, 2019; POSSEBON, 2021; CHRISTENSEN e TRAN, 2022).

A Tabela 21 mostra as classificações adotadas nesta pesquisa, para fins de atribuição de níveis de correlação linear dependendo do valor numérico de R^2 . Equações de regressão linear têm sido comumente selecionadas na literatura (SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018; SHAFABAKHSH, RAJABI e SAHAF, 2019; POSSEBON, 2021), porém outros tipos de equação como a potência também podem ser encontrados em pesquisas como Bessa *et al.* (2019). A Figura 52 exhibe uma matriz com os diferentes coeficientes R^2 obtidos entre os parâmetros estudados no trabalho.

Tabela 21 – Critérios estatísticos para a qualidade do ajuste linear

correlação	R^2
excelente	>0,9
boa	0,70-0,89
moderada	0,40-0,69
fraca	0,20-0,39
muito fraca	<0,19

Fonte: Adaptado de Yussuf, Monieur e Airey (2010)

Além das correlações entre os dados do CAP e da mistura asfáltica, também foram realizados ordenamentos dos materiais segundo as suas resistências à fadiga, por ensaio e parâmetro (Tabela 22). Estes ordenamentos foram feitos com base em números de 1 a 5, em que números menores indicam materiais mais resistentes à fadiga e números maiores sinalizam materiais menos resistentes à fadiga. Em linhas gerais, as formulações HiMA BR e AMP 65/90 RU mantêm as melhores posições (1º e 2º) em todos os parâmetros e ensaios no CAP e na mistura asfáltica. Por outro lado, o CAP puro nacional (CAP 50-70 BR) registrou as piores posições em grande parte dos parâmetros avaliados. O CAP puro colombiano (CAP 60-70 CO) e a formulação nacional AMP 60/85 BR tipicamente oscilaram entre as posições 3 e 4, ou seja, desempenhos intermediários quanto à fadiga.

Tabela 22 – Ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas por parâmetro

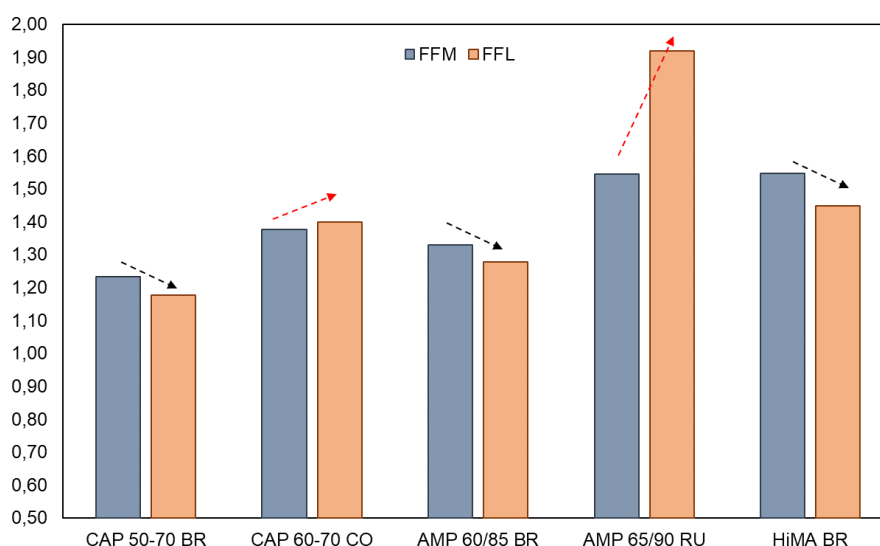
	parâmetro	HiMA BR	AMP 65/90 RU	CAP 60-70 CO	AMP 60/85 BR	CAP 50-70 BR
misturas asfálticas	<i>FFM</i>	1	2	3	4	5
	$N_{f(100)}$	1	2	3	4	5
	$N_{f(250)}$	2	1	3	5	4
	<i>RTCD</i>	1	5	4	2	3
	M_R	1	4	5	2	3
	$ E^* _{20^\circ\text{C } 10\text{Hz}}$	1	4	2	3	5
	CT_{index}	5	4	2	1	3
ligantes asfálticos	<i>FFL</i>	2	1	3	4	5
	A_{LAS}	2	1	3	4	5
	B_{LAS}	3	1	2	4	5
	N_{fl}	2	1	3	4	5
	PG temperatura baixa (PGL)	3	1	2	4	5
	PG temperatura alta (PGH)	1	2	4	3	5
	ΔT_c	2	5	4	1	3
	GRP_{VG}	1	2	4	3	5
	GRP_{RTFOT}	1	2	3	4	5
	$ G^* _{RTFOT 25^\circ\text{C } 10\text{Hz}}$	1	3	2	4	5
	$(WR)_s$	4	1	2	5	3

Fonte: Autoria Própria (2023)

Uma vez que o fator de fadiga do CAP (*FFL*) está sendo cotado para fazer parte da nova especificação brasileira para ligantes asfálticos, foram realizadas análises específicas para este parâmetro. Também é importante entender a resposta dos ligantes asfálticos em relação ao protocolo do ensaio LAS, associado à análise S-VECD e ao critério de ruptura W_S^R . Ainda, uma relação entre *FFL* e o desempenho à fadiga das misturas asfálticas segundo o método da tração por compressão diametral – adotado no MEDINA – se faz relevante.

Considerando todas estas justificativas, a Figura 53 mostra uma análise comparativa entre os parâmetros *FFL* e *FFM*, por formulação. Observa-se que os ligantes asfálticos importados (CAP 60-70 CO e AMP 65/90 RU) têm *FFL* superior ao *FFM* da respectiva mistura. Tal constatação é diferente da tendência observada com os ligantes asfálticos nacionais (CAP 50-70 BR, AMP 60/85 BR e HiMA BR) e em trabalhos anteriores como Martins (2014) e Nascimento (2021), nos quais *FFL* é menor que *FFM*. É possível que as composições químicas diferentes dos ligantes asfálticos nacionais em relação aos importados – além dos comportamentos peculiares dos CAPs de origem russa e colombiana no LAS – justifiquem estas tendências diferentes de comportamento.

Figura 53 – Comparação entre os fatores de fadiga do CAP (*FFL*) e da mistura asfáltica (*FFM*)

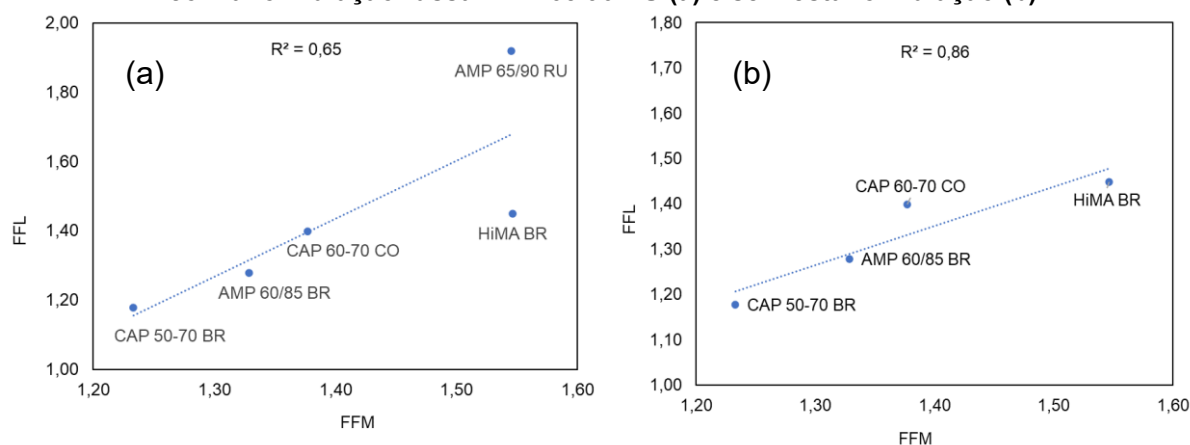


Fonte: Autoria Própria (2023)

Ainda no que concerne aos parâmetros *FFL* e *FFM*, a Figura 54 apresenta a correlação linear entre ambos, com e sem a inclusão do CAP de origem russa (AMP

65/90 RU). Ao se incluir a formulação AMP 65/90 RU, obtém-se um valor de $R^2 = 0,65$ conforme Figura 54(a), o que o classifica como “moderado” segundo os critérios de Yussof, Monieur e Airey (2010) e apresentados na Tabela 21. Ainda que tal correlação seja apenas “moderada”, nota-se uma tendência de comportamento já esperada para ambos os parâmetros. Mais especificamente, um CAP com maior fator de fadiga (maior FFL) teoricamente possui uma maior resistência à fadiga e, conseqüentemente, a mistura asfáltica derivada deste material também possuirá maior resistência (maior FFM).

Figura 54 – Correlações entre os fatores de fadiga do CAP (FFL) e da mistura asfáltica (FFM) com a formulação russa AMP 65/90 RU (a) e sem esta formulação (b)



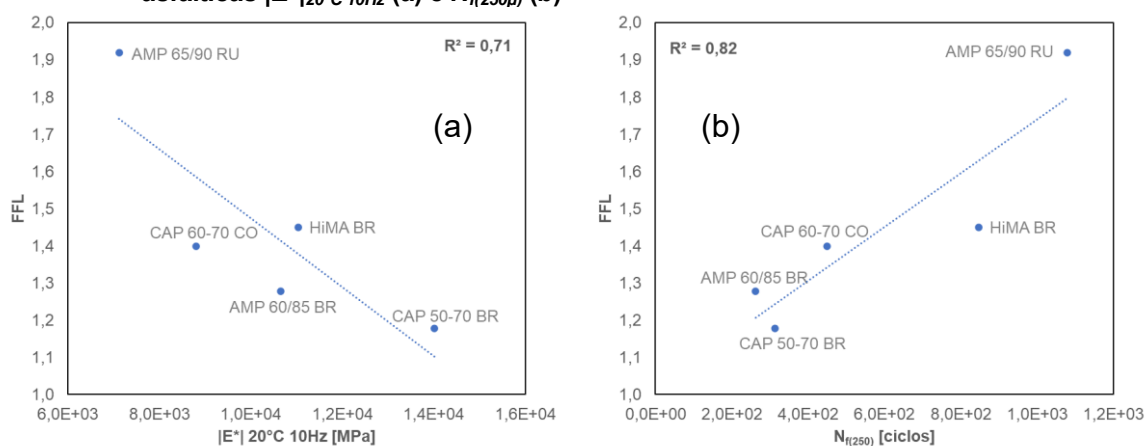
Fonte: Autoria Própria (2023)

Por outro lado, a não inclusão do CAP russo AMP 65/90 RU – vide Figura 54(b) – resultou em um coeficiente de determinação $R^2 = 0,86$, considerada como uma correlação “boa” segundo Yussof, Monieur e Airey (2010) e dados da Tabela 21. Tal coeficiente está mais próximo dos valores reportados por Martins (2014) e Possebon (2021), a saber, entre 0,77 e 0,86. Cabe destacar que a exclusão da formulação AMP 65/90 RU das análises é explicada pelo seu comportamento destoante em relação aos demais ligantes asfálticos, além do fato de ser um procedimento já adotado por outros pesquisadores. Cabe destacar que as variações entre os teores de CAP nas misturas asfálticas – vide Tabela 9 – também podem influenciar os valores de FFM , juntamente com os comportamentos peculiares de uma ou outra formulação no DSR (POSSEBON, 2021).

A matriz de correlações entre os dados do CAP e da mistura asfáltica (Figura 52) destaca ainda que as melhores correlações foram determinadas para a rigidez

$|E^*|_{20^\circ C 10Hz}$ ($R^2 = 0,71$) e a vida de fadiga da mistura asfáltica a 250 microstrains $N_{fm(250\mu)}$ ($R^2 = 0,82$). A Figura 55 ilustra tais correlações. Nota-se que, quanto menor é a rigidez da mistura asfáltica, maior é o fator de fadiga do CAP (FFL). Isto sugere que ligantes asfálticos com melhores desempenhos à fadiga compõem misturas asfálticas com menores valores de rigidez a $20^\circ C$ e à frequência de 10 Hz, além da indicação de que a rigidez não é um fator preponderante no combate à ruptura por fadiga no pavimento de campo. Possebon (2021) reportou tendências similares de correlação, porém utilizando a rigidez do CAP através do parâmetro $G^*sen\delta$ a $19^\circ C$ e o parâmetro FFM . Já com relação ao FFL e à vida de fadiga das respectivas misturas asfálticas (Figura 55(b)), nota-se que as formulações com maior resistência à fadiga – maior FFL – acarretam misturas asfálticas com maiores vidas de fadiga antes da falha (maior $N_{fm(250\mu)}$).

Figura 55 – Correlações entre o fator de fadiga do CAP (FFL) e os parâmetros das misturas asfálticas $|E^*|_{20^\circ C 10Hz}$ (a) e $N_{f(250\mu)}$ (b)

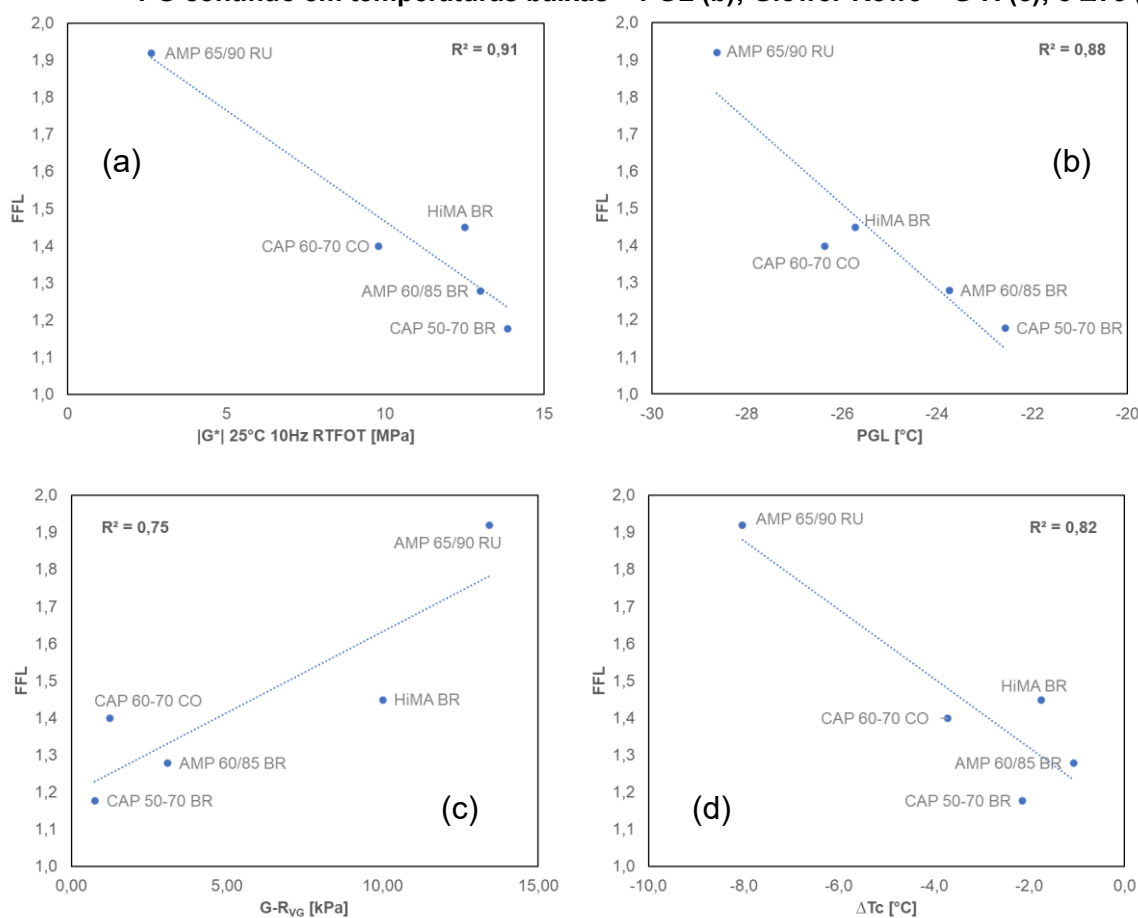


Fonte: Autoria Própria (2023)

Quanto aos fatores de fadiga do CAP e outros parâmetros dos ligantes asfálticos coletados no DSR, é possível constatar a existência de correlações boas ou excelentes em todos os casos, vide Figura 56. Isto se aplica à rigidez do material envelhecido a curto prazo $|G^*|$, ao PG contínuo em temperatura baixa (PGL), ao parâmetro Glower-Rowe ($G-R$) e ao parâmetro ΔTc . Tendências parecidas de comportamento podem ser encontradas em outras pesquisas da literatura científica, e. g., Osmari *et al.* (2023). As melhores correlações foram obtidas para a rigidez do CAP a $25^\circ C$ e a 10 Hz ($|G^*|_{25^\circ C 10Hz}$) na Figura 56(a) e o grau PG contínuo do CAP em temperaturas baixas, PGL (Figura 56(b)). Apesar dos valores promissores de R^2 ,

os ordenamentos dos ligantes asfálticos em cada um dos parâmetros – vide *Tabela 22* – não são semelhantes, e isto também já foi reportado por outros autores como Duarte e Faxina (2021). Em outras palavras, o uso destes parâmetros ainda requer estudos futuros para verificar suas reais aplicabilidades quanto à avaliação da resistência do CAP à fadiga.

Figura 56 – Correlações entre o fator de fadiga FFL e os parâmetros de rigidez $|G^*|_{25^\circ\text{C } 10\text{Hz}}$ (a); PG contínuo em temperaturas baixas – PGL (b); Glower-Rowe – $G-R$ (c); e ΔT_c (d)

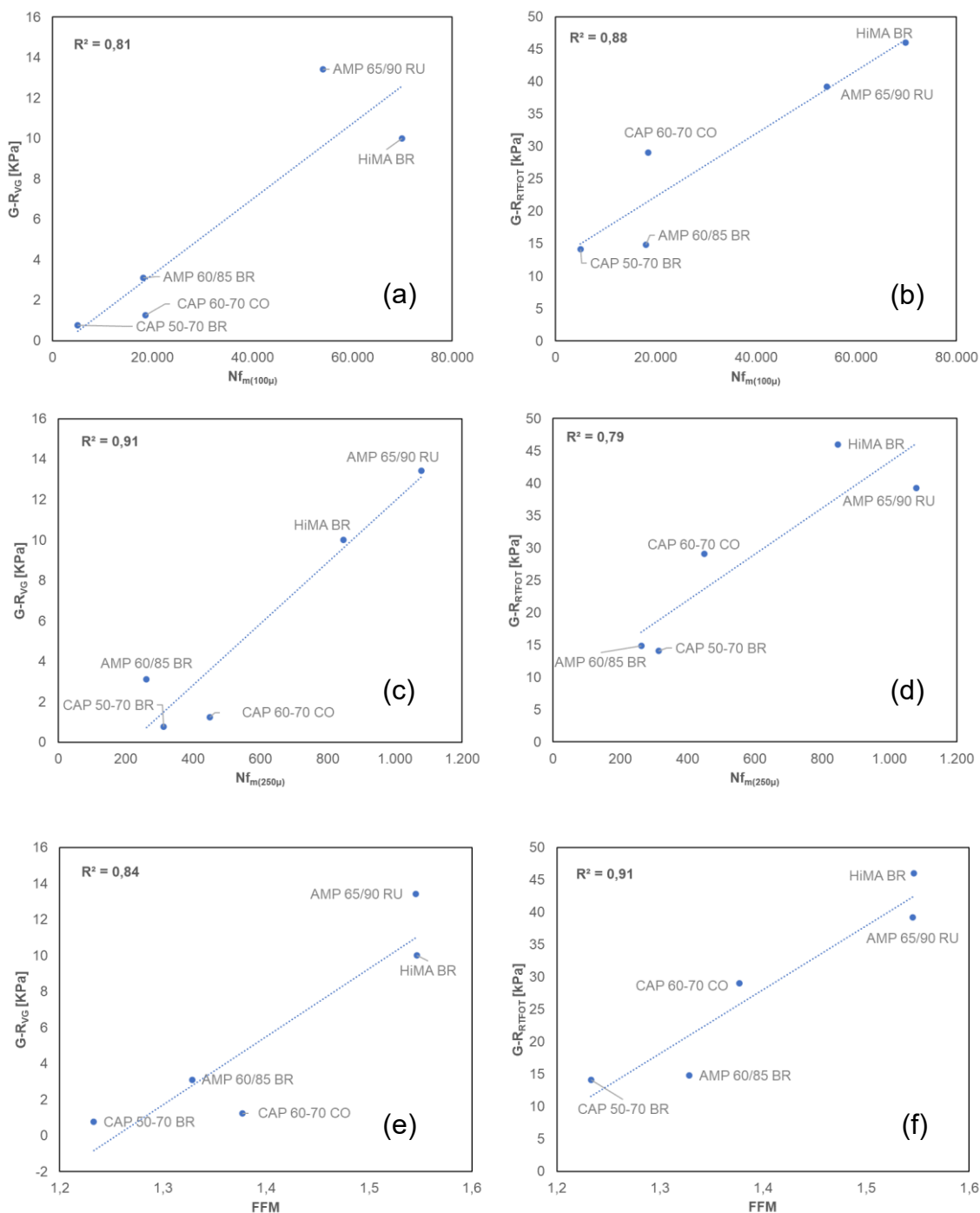


Fonte: Autoria Própria (2023)

Em relação às correlações entre o parâmetro Glower-Rowe ($G-R$) e os parâmetros de fadiga das misturas asfálticas ($N_{fm(100\mu)}$, $N_{fm(250\mu)}$, e FFM), os gráficos plotados na Figura 57 indicam que tais correlações oscilam entre 0,79 e 0,91 – ou seja, entre boas e excelentes segundo os critérios de Yussouf, Monieur e Airey (2010). Os maiores valores de R^2 foram determinados para o parâmetro $N_{fm(250\mu)}$ e $G-R$ na condição virgem ($G-R_{VG}$) conforme Figura 57(c), bem como entre $G-R$ na condição envelhecida a curto prazo ($G-R_{RTFOT}$) e o fator de fadiga da mistura asfáltica FFM ,

conforme Figura 57(f). Por outro lado, há sempre uma relação diretamente proporcional entre $G-R$ e o desempenho da mistura asfáltica à fadiga, diferentemente do esperado na literatura científica.

Figura 57 – Correlações entre os parâmetros Glower-Rowe nas condições virgem ($G-R_{VG}$) e envelhecida a curto prazo ($G-R_{RTFOT}$) e os parâmetros $N_{fm(100\mu)}$, $N_{fm(250\mu)}$ e FFM das misturas asfálticas



Fonte: Autoria Própria (2023)

As relações diretamente proporcionais entre os valores de $G-R$ e os desempenhos das misturas asfálticas à fadiga podem ser atribuídas ao nível de envelhecimento do CAP. Mais especificamente, há uma relação inversa entre $G-R$ e a resistência do CAP ao dano. Rowe, King e Anderson (2014) comentam que, à medida que o ligante asfáltico envelhece e oxida, o aumento da rigidez $|G^*|$ e a redução do ângulo de fase δ causam aumentos no valor de $G-R$. Isto pode ser observado nos trabalhos de Osmani (2021) e Almeida Júnior (2022), nos quais o parâmetro $G-R$ aumenta com o aumento do nível de envelhecimento do CAP. Ainda neste aspecto, Pires (2018) observou uma correlação linear ($R^2 = 0,66$) e inversamente proporcional entre $G-R$ de ligantes asfálticos reciclados e a vida de fadiga das misturas asfálticas a 100 microstrains ($N_{fm(100\mu)}$). Isto sugere que o parâmetro $G-R$ tem aplicabilidade limitada ao nível de envelhecimento de curto prazo do ligante asfáltico, possivelmente apresentando correlações melhores quando o CAP é envelhecido a longo prazo.

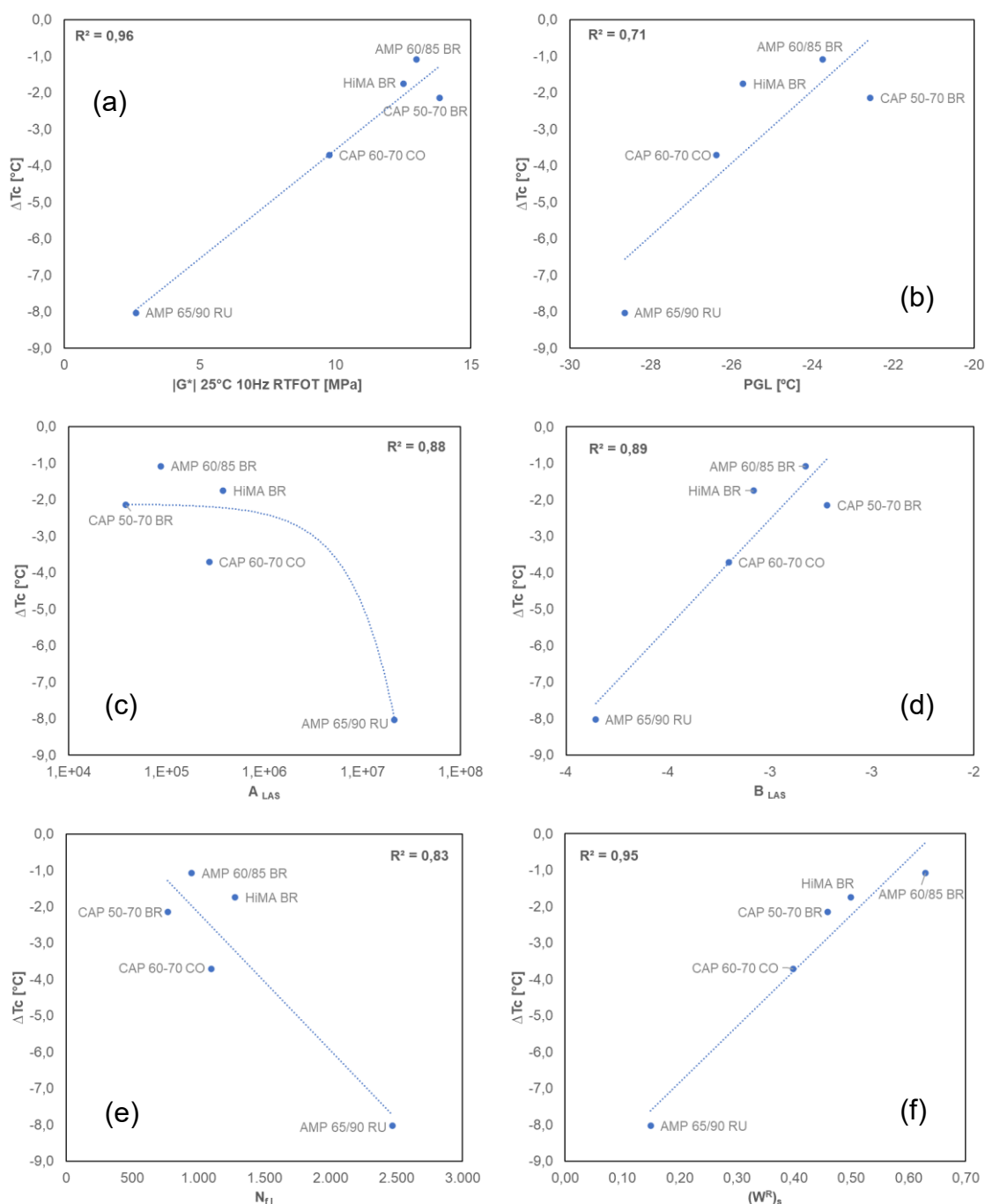
Em se tratando de ΔT_c , não foram constatadas correlações significativas com os parâmetros de caracterização e desempenho das misturas asfálticas avaliadas nesta pesquisa – vide matriz da Figura 52. Tais limitações do uso deste parâmetro e problemas nas suas correlações com outros parâmetros de fadiga já foram abordadas em trabalhos anteriores da literatura (DUARTE e FAXINA, 2021; KOMARAGIRI *et al.*, 2021; AURILIO *et al.*, 2023). Chen *et al.* (2020) também reportaram problemas no uso de ΔT_c para avaliação de ligantes asfálticos rejuvenescidos e modificados com SBS, mostrando que o critério do valor mínimo de -5°C para ΔT_c é limitado.

A Figura 58 mostra as melhores correlações entre ΔT_c e os demais parâmetros provenientes dos ensaios do CAP. Nota-se uma excelente correlação ($R^2 = 0,96$) com a rigidez do material a 25°C , frequência de 10 Hz e a condição envelhecida a curto prazo – parâmetro $|G^*|_{25^\circ\text{C } 10\text{Hz}}$, vide Figura 58(a). Também há uma boa correlação entre ΔT_c e o PG do CAP em baixas temperaturas PGL, Figura 58(b). Correlações igualmente boas foram constatadas para os parâmetros oriundos do ensaio LAS, ver Figuras 58(c)-(f).

Apesar dos valores promissores de R^2 , não foi constatada a tendência esperada para os comportamentos dos parâmetros considerados na Figura 58, tal como relatado por Pires (2018) e Osmani (2021), dentre outros. Estes pesquisadores observaram que valores menores de ΔT_c sugerem ligantes asfálticos mais frágeis e suscetíveis ao trincamento. Enquanto Osmani (2021) observou que um CAP com maior rigidez $|G^*|$ corresponde a um material com menor ΔT_c , a Figura 58(a) indica

tendência oposta. Além disso, a Figura 58(e) indica que um CAP com menor ΔT_c tende a possuir maior vida de fadiga no ensaio LAS (N_f). Novamente, as limitações inerentes ao parâmetro ΔT_c parecem justificar as tendências opostas de comportamento para os materiais estudados neste trabalho, tal como reportado em outras pesquisas (DUARTE e FAXINA, 2021; ISHAQ e GIUSTOZZI, 2021).

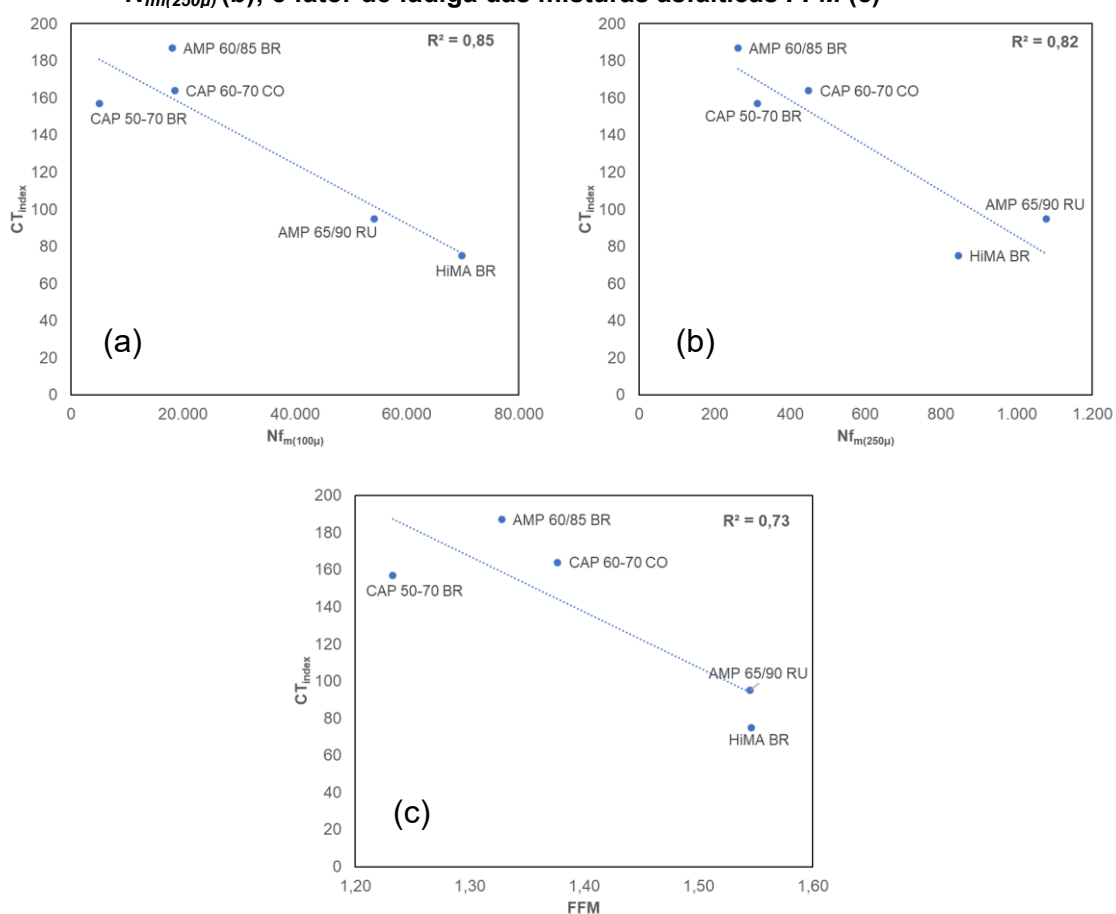
Figura 58 – Correlações entre o parâmetro ΔT_c os parâmetros $[G^*]_{25^\circ C 10Hz}$ (a); PG contínuo em baixa temperatura PGL (b); A_{LAS} (c); B_{LAS} (d); N_{fi} (e); e $(W^R)_s$ (f)



Fonte: Autoria Própria (2023)

A Figura 59 mostra detalhes das correlações entre o parâmetro CT_{index} (proveniente do ensaio IDEAL-CT) e os parâmetros de fadiga das misturas asfálticas $N_{fm(100\mu)}$, $N_{fm(250\mu)}$ e FFM . Todas estas correlações foram consideradas como boas – R^2 entre 0,73 e 0,85 – e, em todos os casos, um menor valor de CT_{index} corresponde a uma maior vida de fadiga do material. Apesar dos valores promissores de R^2 , as tendências de comportamento são opostas às relatadas por outros pesquisadores como Yan, Zhang e Bahia (2020) e Jiao *et al.* (2021). Uma avaliação detalhada do parâmetro e suas componentes de cálculo já foram realizadas no subitem 4.2.2 (página 96) e podem justificar a não aplicabilidade do parâmetro às misturas asfálticas desta pesquisa. De todo modo, estudos futuros podem avaliar a aplicabilidade do ensaio IDEAL-CT em correlacionar com desempenhos de pavimentos de campo ou simuladores de tráfego, tal como já feito por Zhou, Im e Hu (2019).

Figura 59 – Correlação entre o parâmetro CT_{index} e os parâmetros de fadiga $N_{fm(100\mu)}$ (a); $N_{fm(250\mu)}$ (b); e fator de fadiga das misturas asfálticas FFM (c)



Fonte: Autoria Própria (2023)

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

A necessidade de uma compreensão melhor sobre os comportamentos de ligantes e misturas asfálticas à fadiga tem aumentado no Brasil, à medida que as especificações nacionais tendem a considerar tais comportamentos em projetos de novos pavimentos. Neste sentido, o presente trabalho tem por objetivo principal a avaliação da suscetibilidade de misturas e ligantes asfálticos puros e modificados por SBS à fadiga, considerando materiais comumente aplicados em obras de pavimentação do País e ensaios recentes para tal avaliação (LAS, IDEAL-CT e fadiga por compressão diametral). As principais conclusões podem ser resumidas a seguir:

- O CAP puro de origem colombiana (CAP 60-70 CO) tem um desempenho superior ao dos materiais nacionais puros e modificados por SBS (CAP 50-70 BR e AMP 60/85 BR) na escala do CAP, o que pode ser atribuído à sua composição química diferenciada e proveniente de outro petróleo de origem;
- O CAP modificado com SBS e de origem russa (AMP 65/90 RU) tem um desempenho muito superior aos dos outros ligantes asfálticos, sendo também a única formulação a atingir a Classe 5 para o desempenho das misturas asfálticas à fadiga e segundo critérios nacionais de classificação;
- Além da formulação russa AMP 65/90 RU, o CAP nacional altamente modificado por polímero (HiMA BR) também apresentou os melhores resultados para a maioria dos ensaios de fadiga nas escalas do CAP e da mistura asfáltica, o que indica um bom desempenho à fadiga para este material no pavimento de campo;
- Diferentemente do observado para os ligantes asfálticos de procedência nacional, as misturas asfálticas produzidas com formulações importadas apresentaram tendências opostas de comportamento para os fatores de fadiga do CAP (*FFL*) e da mistura asfáltica (*FFM*), e as composições químicas diferenciadas de tais CAPs importados em relação aos nacionais;
- O parâmetro Glower-Rowe (*G-R*) tem boas correlações com os parâmetros de fadiga das misturas asfálticas, porém a tendência de comportamento é oposta à observada na literatura científica, e isto pode talvez ser explicado pelo nível de envelhecimento utilizado na pesquisa (curto prazo, em vez de longo prazo);
- Para os ligantes avaliados neste trabalho, o parâmetro ΔT_c não apresentou boas correlações com os outros parâmetros de fadiga do CAP – sobretudo os

provenientes do ensaio LAS – e isto indica que o uso de tal parâmetro na avaliação da resistência à fadiga dos materiais considerados nesta pesquisa foi limitado, tal como já reportado em outros trabalhos da literatura; e

- Apesar das boas correlações com os parâmetros provenientes do ensaio de fadiga por compressão diametral, a tendência observada para o parâmetro CT_{index} é oposta à observada em outras pesquisas da literatura, indicando a não aplicabilidade do método IDEAL-CT às misturas asfálticas estudadas.

Em linhas gerais, o presente trabalho fornece contribuições relevantes para uma melhor compreensão dos parâmetros associados aos desempenhos de ligantes e misturas asfálticas à fadiga. Também cabe destacar a importância da seleção de parâmetros e ensaios que possibilitem uma estimativa coerente do desempenho da mistura asfáltica em campo, permitindo distinções entre os diferentes petróleos de origem do CAP. Como sugestões para trabalhos futuros, é possível elencar as seguintes propostas:

- Avaliar o desempenho das misturas asfálticas à fadiga através do ensaio de tração direta (ensaio homogêneo);
- Avaliar o desempenho dos ligantes e misturas asfálticas à fadiga em pavimentos de campo ou simuladores de tráfego;
- Avaliar as variações de dimensionamento das estruturas de pavimentos dimensionadas pelo software MeDiNa considerando as cinco misturas asfálticas estudadas;
- Comparar os resultados dos ligantes e misturas asfálticas com as suas respectivas composições químicas, permitindo assim uma análise mais aprimorada dos efeitos de tais composições nos desempenhos dos materiais à fadiga; e
- Aplicar a metodologia seguida neste trabalho para outros tipos de modificação do CAP, tais como a borracha moída de pneus inservíveis (igualmente comum no Brasil).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMED, R. B.; HOSSAIN, K.; AURILIO, M.; HAJJ, R. Effect of rejuvenator type and dosage on rheological properties of short-term aged binders. **Materials and Structures**, v. 54, 109, 2021. doi: 10.1617/s11527-021-01711-z.

ALMEIDA JÚNIOR, PEDRO ORLANDO BORGES DE. **Reciclagem de misturas 100% RAP: Investigação de parâmetros para avaliação e dosagem de agentes rejuvenescedores com foco na fadiga**. Tese (Doutorado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2022.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **M 320**: Standard specification for performance-graded asphalt binder. 9 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2021a.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **M 323**: Standard specification for Superpave volumetric mix design. 17 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2017a.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **M 332**: Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test. 8 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2021b.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **R 35**: Standard practice for Superpave volumetric design for asphalt mixtures. 29 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2017b.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **T 315**: Standard method of test for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer (DSR). 32 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2020b.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **T 342**: Standard method of test for determining dynamic modulus of hot mix asphalt (HMA). 19 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **T 391**: Standard method of test for estimating fatigue resistance of asphalt binders using the linear amplitude sweep. 11 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2020.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **TP 101**: Standard Method of Test for Estimating Damage Tolerance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep. 8 p. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington (DC), 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2872**: Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test). 6 p. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6373**: Standard specification for performance-graded asphalt binder. 5 p. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2021.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6521**: Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV). 7 p. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2019a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6648**: Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR). 15 p. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D7175**: Standard test method for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer. 16 p. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D7405**: Standard test method for multiple stress creep and recovery (MSCR) of asphalt binder using a dynamic shear rheometer. 4 p. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D8225**, Standard Test Method for Determination of Cracking Tolerance Index of Asphalt Mixture Using the Indirect Tensile Cracking Test at Intermediate Temperature. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2019b.

ANDERSON, D. A.; CHRISTENSEN, D. W.; BAHIA, H. U.; DONGRÉ, R.; SHARMA, M.; ANTLE, C. E.; BUTTON, J. **Binder characterization and evaluation**, volume 3: physical characterization. Report No. SHRP-A-369. Washington (DC): National Academy of Sciences, 1994.

ANP. **Processo 48610.214043/2022-32**: Proposta de revisão da Resolução ANP nº 680, de 2017, que dispõe sobre as obrigações quanto ao controle da qualidade dos produtos importados, a serem atendidas pelo importador e pela empresa de inspeção da qualidade contratada por este, em todo o território nacional. Brasília: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis, 2023.

ASPHALT INSTITUTE. **Use of the delta Tc parameter to characterize asphalt binder behavior**. Asphalt Institute Technical Advisory Committee, IS-240, ISBN: 978-1-934154-77-9, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **15235: Materiais asfálticos – determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional**. 8 p. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **9935: Agregados – terminologia**. 12 p. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2011.

AURILIO, M.; TAVASSOTI, P.; ELWARDANY, M.; BAAJ, H. Characterization of styrene-butadiene-styrene (SBS)-modified asphalt binders using the bending beam rheometer and the asphalt binder cracking device. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 50, n. 8, p. 681-687, 2023. doi: 10.1139/cjce-2022-0319.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage**. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **Phenomena occurring during cyclic loading and fatigue tests on bituminous materials: identification and quantification**. Thesis (Doctor of Philosophy) – L'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Université de Lyon, 2017.

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. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

BENNERT, T.; GARG, N.; ERICSON, C.; CYTOWICZ, N. Evaluation of test methods to identify asphalt binders prone to surface-initiated cracking. **Transportation Research Record**, v. 2677, n. 3, p. 897-910, 2023. doi: 10.1177/03611981221119191.

BERNUCCI, L. 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 e ABEDA, 2022.

BESSA, I. S. **Laboratory and field study of fatigue cracking prediction in asphalt pavements**. Dissertation (Doctor of Science) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017. doi: 10.11606/T.3.2018.tde-15012018-160715.

BESSA, I. S.; VASCONCELOS, K. L.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; BERNUCCI, L. L. B. Fatigue resistance of asphalt binders and the correlation with asphalt mixture behavior. **Road Materials and Pavement Design**, v. 20, S2, p. S695-S709, 2019. doi: 10.1080/14680629.2019.1633741.

BRETAS, R. E. S.; D'ÁVILA, M. A. **Reologia de polímeros fundidos**. 2. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2010. ISBN 978-85-7600-048-8.

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

CARDONA, D. A. R. **Characterization of thermomechanical properties of bituminous mixtures used for railway infrastructures**. Thesis (Doctor of Philosophy) – L'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Université de Lyon, 2016.

CHANG, G. K.; MEEGODA, J. N. Micromechanical model for temperature effects of hot-mix asphalt concrete. **Transportation Research Record**, v. 1687, n. 1, p. 95-103, 1999. doi: 10.3141/1687-11.

CHEN, H.; BAHIA, H. U. Proposed asphalt binder fatigue criteria for various traffic conditions using the LAS or the G-R parameters. **Materials and Structures**, v. 55, 24, 2022. doi: 10.1617/s11527-022-01883-2.

CHEN, H.; ZENG, Z.; WANG, R.; ZHANG, D. Asphalt binder fatigue life estimation based on energy principles. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 35, n. 5, 04023075, 2023. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004740.

CHEN, H.; ZHANG, Y.; BAHIA, H. U. The role of binders in mixture cracking resistance measured by ideal-CT test. **International Journal of Fatigue**. v. 142, 105947, 2021. doi: 10.1016/j.ijfatigue.2020.105947.

CHEN, Y.; ZHENG, W.; GAO, R.; TEBALDI, G.; HOSSINEY, N. Evaluation of test methods for fracture resistance of high modulus asphalt binders from rheological and mechanical perspectives. **Construction and Building Materials**, v. 329, 127216, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127216.

CHEN, S.; JIN, E.; XU, G.; ZHUO, S.; CHEN, X. Factors influencing the low-temperature properties of styrene-butadiene-styrene modified asphalt based on orthogonal tests. **Polymers**, v. 15, n. 1, 52, 2023. doi: 10.3390/polym15010052.

CHEN, X.; WANG, J.; ZHANG, X.; LIU, H.; TONG, J.; ZHAO, R. Evaluating the physical and rheological properties of rejuvenated styrene-butadiene-styrene-modified asphalt binders. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2020, 4513824, 2020. doi: 10.1155/2020/4513824.

CHOWDHURY, P. S.; NOOJILLA, S. L. A.; REDDY, M. A. Evaluation of fatigue characteristics of asphalt mixtures using cracking tolerance index (CT_{Index}). **Construction and Building Materials**, v. 342, 128030, 2022. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.128030

CHRISTENSEN, D. W. **Mathematical modeling of the linear viscoelastic behavior of asphalt cements**. Thesis (Doctor of Philosophy) – Department of Civil Engineering, Pennsylvania State University, State College, 1992.

CHRISTENSEN, D. W.; TRAN, N. **Relationships between the fatigue properties of asphalt binders and the fatigue performance of asphalt mixtures**. NCHRP Report 982. Washington (DC): Transportation Research Board, 2022.

CLARA, E.; BARRA, B. S.; TEIXEIRA, L. H.; MIKOWSKI, A.; HUGHES, G. B.; NGUWEN, M. Influence of polymeric molecular chain structure on the rheological-mechanical behavior of asphalt binders and porous asphalt mixes. **Construction and Building Materials**, v. 369, 130575, 2023. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.130575.

CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2022**: relatório gerencial. Brasília, Confederação Nacional do Transporte, 2022.

CNT. **Transporte rodoviário**: por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram? Brasília: Confederação Nacional do Transporte, 2017.

COLPO, G. B. **Análise de fadiga de misturas asfálticas através do ensaio de flexão em viga de quatro pontos**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

COSTA, L. M. B.; SILVA, H. M. R. D.; PERALTA, J.; OLIVEIRA, J. R. M. Using waste polymers as a reliable alternative for asphalt binder modification – performance and morphological assessment. **Construction and Building Materials**, v. 198, p. 237-244, 2019. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.279.

DANIEL, J. S.; KIM, Y, R. Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic continuum damage model. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 71, p. 619-650, 2002.

DEACON, J. A.; TAYEBALI, A. A.; ROWE, G. M.; MONISMITH, C. L. Validation of SHRP A-003A flexural beam fatigue test. *In*: HUBER, G. A.; DECKER, D. S. (eds.) **Engineering properties of asphalt mixtures and the relationship to their performance**. Publication No. STP1265-EB. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1995. p. 21-36.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ (DER/PR). **15**: Pavimentação: concreto asfáltico usinado à quente com asfalto polímero. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Curitiba, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **385**: Pavimentação – concreto asfáltico com asfalto polímero. 15 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **035**: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. 6 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1998a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **083**: Agregados – análise granulométrica. 5 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1998b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **084**: Agregado miúdo – determinação da densidade real. 3 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **085**: Material finamente pulverizado – determinação da massa específica real. 4 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **089**: Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou magnésio. 6 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **054**: Equivalente de areia. 10 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **031**: Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço. 14 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **135**: Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas determinação do módulo de resiliência – método de ensaio. 13 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2018b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **136**: Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral – método de ensaio. 9 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2018d.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **178**: Pavimentação asfáltica – preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – procedimento. 19 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2018c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **183**: Pavimentação asfáltica – ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – método de ensaio. 15 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2018a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **411**: Pavimentação – massa específica, densidade relativa e absorção de agregado miúdo para misturas asfálticas – método de ensaio. 10 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2021b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
413: Pavimentação – massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas – método de ensaio. 12 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2021a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
415: Pavimentação – mistura asfáltica – teor de vazios de agregados miúdos não compactados – método de ensaio. 12 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2019b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
416: Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo dinâmico – método de ensaio. 19 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2019a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
424: Pavimentação – agregado – determinação do índice de forma com crivos – Método de ensaio. 6 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
427: Pavimentação – misturas asfálticas – determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas – método de ensaio. 9 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
428: Pavimentação – misturas asfálticas – determinação da densidade relativa aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados – método de ensaio. 14 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2022a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
430: Agregados – determinação da porcentagem de partículas fraturadas em agregados graúdos – método de ensaio. 7 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2020b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
434: Pavimentação – ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – método de ensaio. 11 p. Norma técnica, método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2021c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).
439: Pavimentação – ligante asfáltico – avaliação da resistência à fadiga de ligantes asfálticos usando varredura de amplitude linear (LAS – Linear Amplitude Sweep) – método de Ensaio. 18 p. Norma técnica, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2022b.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTROM, R. Fatigue of bituminous mixtures. **Materials and Structures**, v. 37, p. 202-216, 2004. doi: 10.1007/BF02481620.

DUARTE, G. M.; FAXINA, A. L. Low-temperature and fatigue properties of asphalt binders modified with crumb rubber from discarded tires and recycled low-density polyethylene. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 34, n. 9, 04022209, 2022. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.000436.

FACCIN, C.; SCHUSTER, S. L.; ALMEIDA JUNIOR, P. O. B.; VESTENA, P. M.; SPECHT, L. P.; BUENO, L. B.; 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% digital, 2021. **Anais...** Rio de Janeiro: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, p. 933-943, 2021.

FONTES, L. P. T. L. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, 2009.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Manual de utilização do programa MeDiNa: apresentação dos programas**. Projeto DNIT TED nº 682/2014. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasília, 2020.

FREIRE, R. A.; COUTINHO, R. P.; CASTELO BRANCO, V. T. F. Uso do S-VECD para construção de curvas características de dano de misturas asfálticas finas usando ensaios de varredura linear de amplitudes de deformação. *In*: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 29, Ouro Preto, 2015. **Anais...** Rio de Janeiro: ANPET, 2015.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. Tese (Doutorado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

FRITZEN, M. A.; FRANCO F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G.; UBALDO, M. O. Atualização da função de transferência do dano de fadiga para a área trincada do programa MEDINA. *In*: CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS, 9, 2019, Lisboa. **Anais...** Lisboa: Centro Rodoviário Português, 2019.

GENG, H.; CLOPOTEL, C. S.; BAHIA, H. U. Effects of high modulus asphalt binders on performance of typical asphalt pavement structures. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 207-213, 2013. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.03.035.

GLOVER, C. J.; DAVISON, R. R.; DOMKE, C. H.; RUAN, Y.; JURISTYARINI, P.; KNORR, D. B.; JUNG, S. H. **Development of a new method for assessing asphalt binder durability with field validation**. Report No. FHWA/TX-05/1872-2. College Station: Texas Transportation Institute, 2005.

HABBOUCHE, J.; HAJI, E. Y.; SEBAALY, P. E. **Structural coefficient for high polymer modified asphalt mixes**. 434 p. Final Report BE321. Reno: University of Nevada, 2019.

HINTZ, C. **Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigue**. Thesis (Doctor of Philosophy) – Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, Madison, 2012.

HINTZ, C.; VELASQUEZ, R.; JOHNSON, C.; BAHIA, H. Modification and validation of linear amplitude sweep test for binder fatigue specification. **Transportation Research Record**, n. 2207, p. 99-106, 2010. doi: 10.3141/2207-13.

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

ISHAQ, M. A.; GIUSTOZZI, F. Correlation between rheological fatigue tests on bitumen and various cracking tests on asphalt mixtures. **Materials**, v. 14, n. 24, 7839, 2021. doi: 10.3390/ma14247839.

JIAO, L.; HARVEY, J. T.; ELKASHEF, M.; LIANG, Y.; JONES, D. Investigation of surrogate performance related tests for fatigue cracking of asphalt pavements. **Transportation Research Record**, v. 2675, n. 10, p. 96-108, 2021. doi: 10.1177/03611981211010182.

JOHNSON, C. M. **Estimating asphalt binder fatigue resistance using an accelerated test method**. Thesis (Doctor of Philosophy) – Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, Madison, 2010.

KOMARAGIRI, S.; ANGELO, F.; ELIUD, G.; DARREN, H.; ENAD, M.; BHASIN, A. Examining different alternatives to delta T_c (ΔT) as a parameter to screen asphalt binders. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 50, n. 1, 2021. doi: 10.1520/JTE20200459.

LEITE, L. M. F.; 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**. Rio de Janeiro: IBP, 2021. e-Book. ISBN 978-65-88039-03-8.

LEMAITRE, J. **A course on damage mechanics**. 2. ed. Berlin: Springer-Verlag, 1996. doi: 10.1007/978-3-642-18255-6.

LIN, P.; HUANG, W.; LI, Y.; XIAO, F. Investigation of influence factors on low temperature properties of SBS modified asphalt. **Construction and Building Materials**, v. 154, p. 609-622, 2017. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.06.118.

MANGIAFICO, S. **Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with reclaimed asphalt pavement and corresponding binder blends**. Thesis (Doctor of Philosophy) – L'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Université de Lyon, 2014.

MARGARITIS, A.; SOENEN, H.; FRANSEN, E.; PIPINTAKOS, G.; JACOBS, G.; BLOM, J.; VAN DER BERGH, W. Identification of ageing state clusters of reclaimed asphalt binders using principal component analysis (PCA) and hierarchical cluster analysis (HCA) based on chemo-rheological parameters. **Construction and Building Materials**, v. 244, 118276, 2020. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118276.

MARTINS, A. T. **Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos**. Dissertação (Mestrado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MENSCHING, D. J.; RAHBAR-RASTEGAR, R.; UNDERWOOD, B. S.; DANIEL, J. S. Identifying indicators for fatigue cracking in hot-mix asphalt pavements using viscoelastic continuum damage principles. **Transportation Research Record**, n. 2576, p. 28-39, 2016. doi: 10.3141/2576-04.

MOCELIN, D. M. **Avaliação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas quentes e mornas através do modelo de dano contínuo viscoelástico**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

NASCIMENTO, L. A. H. **Caracterização de ligantes asfálticos por meio do ensaio LAS: processamento dos resultados**. Apresentação no Seminário do IBP. Evento Online. Abril de 2021.

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil**. Dissertation (Doctor of Philosophy) – North Carolina State University, Raleigh, 2015.

NASCIMENTO, L.; 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.

NUÑEZ, J. Y. M. **Caracterização à fadiga de ligantes asfálticos modificados envelhecidos a curto e longo prazo**. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. doi: 10.11606/D.18.2013.tde-19112013-171029.

OLARD, F.; DI BENEDETTO, H. General “2S2P1D” model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes. **Road Materials and Pavement Design**, v. 4, n. 2, p. 185-224, 2003. doi: 10.1080/14680629.2003.9689946.

OSMARI, P. H. **Characterization of the fatigue damage behavior of asphaltic materials based on experimental multiscale approaches and on the S-VECD theory**. Tese (Doutorado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

OSMARI, P. H.; LEITE, L. F. M.; ARAGÃO, F. T. S.; CRAVO, M. C. C.; DANTAS, L. N.; MACEDO, T. F. Cracking resistance evaluation of asphalt binders subjected to different laboratory and field aging conditions. **Road Materials and Pavement Design**, v. 20, Supl. 2, p. S663-S667, 2019. doi: 10.1080/14680629.2019.1618530.

OSMARI, P. H.; LEITE, L. F. M.; NASCIMENTO, L. A. H.; ESPÍNDOLA, R. P.; ARAGÃO, F. T. S. Characterization of the fatigue behavior of asphalt binders, FAMs, and AC mixtures based on multiscale approaches and the S-VECD model. **Construction and Building Materials**, v. 394, 132165, 2023. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.132165.

PAMPLONA, T. F.; NUÑEZ, J. Y. M.; FAXINA, A. L. Desenvolvimentos recentes em ensaios de fadiga em ligantes asfálticos. **Transportes**, v. 22, n. 3, p. 12-25, 2014. doi: 10.14295/transportes.v22i3.682.

PETROBRAS. **Asfalto – informações técnicas**. 8 p. Manual Técnico. Petrobras, Rio de Janeiro, 2021. Disponível em: <<https://petrobras.com.br/data/files/5F/27/65/FF/004ED7105FC7BCD7E9E99EA8/M anual%20de%20Asfaltos%202021.pdf>>. Acesso em: 19 jul. 2022.

PIRES, G. M. **A new methodology for the measurement of the reclaimed asphalt degree of binder activation**. Thesis (Doctor of Philosophy) – University of Nottingham, Nottingham, 2018.

POROT, L.; JELLEMA, E.; BELL, D.; GRÖNNIGER, J. Binder and mix evaluation of highly modified asphaltic binder. *In*: AAPA CONFERENCE, 18, Sydney, 2019. **Proceedings ... Eight Mile Plains: Australian Asphalt Pavement Association**, 2019.

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

ROJA, K. L.; MASAD, E. Influence of chemical constituents of asphalt binders on their rheological properties. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 6, p. 458-466, 2019. doi: 10.1177/0361198119851458.

ROWE, G.; KING, G.; ANDERSON, M. The influence of binder rheology in the cracking of asphalt mixes in airport and highway projects. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 42, 2014. doi: 10.1520/JTE20130245.

ROWE, G. M. Evaluation of the relationship between asphalt binder properties and non-load related cracking. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 80, p. 649-662, 2011.

ROWE, G. M.; SHARROCK, M. J. Cracking of asphalt pavements and the development of specifications with rheological measurements. *In*: EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS, 6, Prague, 2016. **Proceedings...** Brussels: European Asphalt Pavement Association, 2016. doi: 10.14311/EE.2016.215.

SABOURI, M.; MIRZAIYAN, D.; MONIRI, A. Effectiveness of linear amplitude sweep (LAS) asphalt binder test in predicting asphalt mixtures fatigue performance. **Construction and Building Materials**, v. 171, p. 281-290, 2018.

SABOURI, M. A.; KIM, Y. R. Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading. **Transportation Research Record**, v. 2447, p. 117-125, 2014. doi: 10.3141/2447-13.

SAFAEI, F.; CASTORENA, C.; KIM, R. Linking asphalt binder fatigue to asphalt mixture fatigue performance using viscoelastic continuum damage modeling. **Mechanics of Time-Dependent Materials**. v. 20, p. 299-323, 2016. DOI 10.1007/s11043-016-9304-1.

SALA, D. V.; TRAN, N.; YIN, F.; BOWERS, B. F. Evaluating impact of corrected optimum asphalt content and benchmarking cracking resistance of Georgia mixtures for balanced mix design implementation. **Transportation Research Record**, v. 2676, n. 5, p. 13-29, 2022. doi: 10.1177/03611981221082547.

SCHAPERLY, R. A. A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, v. 38, n. 2, p. 215-253, 1990. doi: 10.1016/0022-5096(90)90035-3.

SCHUSTER, S. L. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica de dano contínuo**. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

SEITLLARI, A.; BOZ, I.; HABBOUCHE, J.; DIEFENDERFER, S. D. Assessment of cracking performance indices of asphalt mixtures at intermediate temperatures. **International Journal of Pavement Engineering**. 23:1, p. 70-79, 2020. DOI: 10.1080/10298436.2020.1730838

SHAFABAKHSH, G.; RAJABI, M.; SAHAF, A. The fatigue behavior of SBS/nanosilica composite modified asphalt binder and mixture. **Construction and Building Materials**, v. 229, 116796, 2019. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.116796.

SPECHT, L. P. **Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

SPECHT, L. P.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C.; SOARES, J. B. 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.

STUART, K. D.; MOGAWER, W. S.; ROMERO, P. **Validation of asphalt binder and mixture tests that measure rutting susceptibility using the accelerated loading facility**. Final Report No. FHWA-RD-99204. Washington (DC): Federal Highway Administration, 1999.

TAIRA, C. **Avaliação do desempenho em laboratório de misturas asfálticas densas utilizando asfalto convencional (CAP-20) e asfalto modificado com polímero SBS (BETUFLEX B 65/60)**. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001. doi: 10.11606/D.18.2016.tde-09052016-111805.

TOPS. **Case study: highly modified asphalt – Florida department of transportation**. Document No. FHWA-HIF-22-015. Federal Highway Administration, Washington (DC), 2021. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/pavement/tops/pubs/TOPS_HiMA_Case_Study_2-pager.pdf>. Acesso em: 24 abr. 2023.

UNDERWOOD, B. S. **Multiscale constitutive modeling of asphalt concrete**. Dissertation (Doctor of Philosophy) – North Carolina State University, Raleigh, 2011.

UNDERWOOD, B. S.; BAEK, C.; KIM, Y. R. Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis. **Transportation Research Record**, n. 2296, p. 36-45, 2012. doi:10.3141/2296-04.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. Analytical techniques for determining the endurance limit of hot mix asphalt concrete. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PERPETUAL PAVEMENT, 2, Columbus, 2009. **Proceedings...** Greenbelt: National Asphalt Pavement Association, 2009.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R.; SAVADATTI, S.; THIRUNAVUKKARASU, S.; GUDDATI, M. Response and fatigue performance modeling of ALF pavements using 3-D finite element analysis and a simplified viscoelastic continuum damage model. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 78, p. 829-868, 2009.

WANG, C.; CASTORENA, C.; ZHANG, J.; KIM, Y. R. Unified failure criterion for asphalt binder under cyclic fatigue loading. **Road Materials and Pavement Design**, v. 16. Supl. 2, p. 125-148, 2015. doi: 10.1080/14680629.2015.1077010.

WANG, C.; CHEN, Y.; XIE, W. A comparative study for fatigue characterization of asphalt binder using the linear amplitude sweep test. **Materials and Structures**, v. 53, 95, 2020. doi: 10.1617/s11527-020-01530-8.

WANG, S.; HUANG, W.; LIN, P. Low-temperature and fatigue characteristics of degraded crumb rubber–modified bitumen before and after aging. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 34, n. 3, 04021493, 2022. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004131.

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.

YAN, C.; HUANG, W.; LIN, P.; ZHANG, Y.; LV, Q. Chemical and rheological evaluation of aging properties of high content SBS polymer modified asphalt. **Fuel**, v. 252, p. 417-426, 2019. doi: 10.1016/j.fuel.2019.04.022.

YAN, C.; ZHANG, Y.; BAHIA, H. U. Comparison between SCB-IFIT, un-notched SCB-IFIT and IDEAL-CT for measuring cracking resistance of asphalt mixtures. **Construction and Building Materials**, v. 252, 119060, 2020. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119060.

YANG, K.; LI, R.; CASTORENA, C.; UNDERWOOD, B. S. Correlation of asphalt binder linear viscoelasticity (LVE) parameters and the ranking consistency related to fatigue cracking resistance. **Construction and Building Materials**, v. 322, 126450, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126450.

YUSSOF, N. L.; MONIEUR, D.; AIREY, G. D. The 2S2P1D: an excellent linear viscoelastic model. **Journal of Civil Engineering, Science and Technology**, v. 1, n. 2, p. 1-7, 2010. doi: 10.33736/jceest.76.2010.

ZHANG, H.; CHEN, Z.; XU, G.; SHI, C. Evaluation of aging behaviors of asphalt binders through different rheological indices. **Fuel**, v. 221, p. 78-88, 2018. doi: 10.1016/j.fuel.2018.02.087.

ZHANG, J.; SABOURI, M.; GUDDATI, M. N.; KIM, Y. R. Development of a failure criterion for asphalt mixtures under fatigue loading. **Road Materials and Pavement Design**, v. 14, Supl. 2, p. 1-15, 2013. doi: 10.1080/14680629.2013.812843.

ZHANG, R.; SIAS, J. E.; DAVE, E. V. Evaluation of the cracking and aging susceptibility of asphalt mixtures using viscoelastic properties and master curve parameters. **Journal of Traffic and Transportation Engineering**, v. 9, n. 1, p. 106-119, 2022. doi: 10.1016/j.jtte.2020.09.002.

ZHANG, R.; SIAS, J. E.; DAVE, E. V. Comparison and correlation of asphalt binder and mixture cracking parameters incorporating the aging effect. **Construction and Building Materials**, v. 301, 124075, 2021. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124075.

ZHANG, Y.; GAO, Y. Predicting crack growth in viscoelastic bitumen under a rotational shear fatigue load. **Road Materials and Pavement Design**, v. 22, n. 3, p. 603-622, 2021. doi: 10.1080/14680629.2019.1635516.

ZHOU, F. **Development of an IDEAL cracking test for asphalt mix design, quality control and quality assurance**. Final Report, NCHRP IDEA Project 195. Washington (DC): Transportation Research Board, 2019.

ZHOU, F.; HU, S.; NEWCOMB, D. Development of a performance-related framework for production quality control with ideal cracking and rutting tests. **Construction and Building Materials**, v. 261, 120549, 2020. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120549.

ZHOU, F.; IM, S.; HU, S. Development and validation of the IDEAL cracking test. **Transportation Research Circular**, n. E-C251, p. 1-21, 2019.

ZHOU, F.; IM, S.; SUN, L.; SCULLION, T. Development of an IDEAL cracking test for asphalt mix design and QC/QA. **Road Materials and Pavement Design**, v. 18, sup. 4, p. 405-427, 2017. doi: 10.1080/14680629.2017.1389082.