

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Jéssica Wanderley Souza do Nascimento

**ESTUDO ENTRE ESCALAS DE LIGANTES E MISTURAS:  
INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR E  
PARÂMETROS DE DANO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS**

Santa Maria, RS  
2023



Jéssica Wanderley Souza do Nascimento

**ESTUDO ENTRE ESCALAS DE LIGANTES E MISTURAS:  
INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR E  
PARÂMETROS DE DANO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil.**

Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht  
Coorientador: Prof. Dr. Sílvio Lisbôa Schuster

Santa Maria, RS  
2023

O presente trabalho foi realizado com apoio do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) por meio do Termo de Execução Descentralizada (TED) vinculado à Universidade de Brasília (UnB) - Brasil - Código de Financiamento N°663/2021

This study was financed in part by the Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) por meio do Termo de Execução Descentralizada (TED) vinculado à Universidade de Brasília (UnB) - Brasil - Finance Code N°663/2021

Nascimento, Jéssica Wanderley Souza do  
ESTUDO ENTRE ESCALAS DE LIGANTES E MISTURAS:  
INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR E  
PARÂMETROS DE DANO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS / Jéssica  
Wanderley Souza do Nascimento.- 2023.  
138 p.; 30 cm

Orientador: Luciano Pivoto Specht  
Coorientador: Sílvio Lisbôa Schuster  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, RS, 2023

1. Deformação permanente 2. Fadiga 3. Reologia 4.  
2S2P1D I. Specht, Luciano Pivoto II. Schuster, Sílvio  
Lisbôa III. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Declaro, JÉSSICA WANDERLEY SOUZA DO NASCIMENTO, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

**Jéssica Wanderley Souza do Nascimento**

**ESTUDO ENTRE ESCALAS DE LIGANTES E MISTURAS:  
INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR E  
PARÂMETROS DE DANO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil.**

**Aprovada em 06 de abril de 2023:**



---

**Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)  
(Presidente/Orientador)**



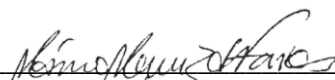
---

**Sílvio Lisbôa Schuster, Dr. (UFSM)  
(Coorientador)**



---

**Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)**



---

**Márcio Muniz de Farias, Ph.D. (UnB)**

Santa Maria, RS  
2023



## AGRADECIMENTOS

A realização desta pesquisa tornou-se possível graças às contribuições de diversas pessoas, a quem dedico meus sinceros agradecimentos. Na impossibilidade de citar os nomes de todos, gostaria de agradecer, em especial àqueles que participaram mais diretamente do processo de conclusão desta Dissertação.

Primeiramente, agradeço à minha família, não vou citar nomes pois vocês sabem quem são, pelo apoio e incentivo durante todo o curso de Mestrado.

Ao meu Orientador, Professor Dr. Luciano Pivoto Specht, por ter compartilhado comigo seus saberes, agregando ao meu aprendizado, e por ter acreditado na possibilidade da realização desta Dissertação de Mestrado. Além das oportunidades a mim concedidas.

Ao meu Coorientador, Professor Dr. Sílvio Lisbôa Schuster, pela paciência e carinho com que sempre me acolheu e por todo seu apoio, dedicação, competência, e sua indispensável e valorosa orientação.

À Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), e a toda sua direção, eu deixo uma palavra de agradecimento por todo ambiente inspirador e pela oportunidade de concluir este curso.

Meus agradecimentos mais singelos a todos os docentes, discentes e colaboradores do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), especialmente aos Professores, Dr. Deividi da Silva Pereira e Dr. Lucas Dotto Bueno, por toda disponibilidade, incentivo e contribuição na Qualificação de Mestrado. Ao Doutorando Cléber Faccin, que com suas sugestões e críticas construtivas, me orientou com todo seu conhecimento e versatilidade. Aos bolsistas de iniciação científica, Angelo Prior, por toda ajuda no início desta pesquisa, e Lorenzo Chaves, por todo auxílio no meio e fim desta pesquisa, além da parceria, troca de conhecimentos, e principalmente por sua amizade.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) por meio do Termo de Execução Descentralizada (TED) vinculado à Universidade de Brasília (UnB) N°663/2021, pelo suporte financeiro e custeio da bolsa de estudos.

Aos membros da banca, pela gentileza em aceitar o convite para examinarem este trabalho.

Por último, mas não menos importante, minha eterna gratidão a todas as amigas deste Brasilão, principalmente as amigas da minha terrinha Manaus, Jhosnny Lima e Mariana Umbelino, a Allefy Sampaio (Fortaleza-CE), Ernaliany Gabriel (Cajazeiras-PB) e Francisco Resende (Teresina-PI), por todo carinho, amizade incondicional e por sempre acreditarem no meu potencial. Eu sou do Norte, mas meu coração é do Nordeste.





Você é a única pessoa que pode fazer com que  
seu futuro seja o que você quer que ele seja.  
Não há destino, apenas as escolhas que  
fazemos ao longo do caminho.  
(JÉSSICA SOUZA, 2023).



## RESUMO

### ESTUDO ENTRE ESCALAS DE LIGANTES E MISTURAS: INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR E PARÂMETROS DE DANO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS

AUTORA: Esp<sup>a</sup>. Jéssica Wanderley Souza do Nascimento

ORIENTADOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

COORIENTADOR: Prof. Dr. Sílvio Lisbôa Schuster

As deteriorações de maior ocorrência nos pavimentos das rodovias do país são a deformação permanente nas trilhas de roda e o trincamento por fadiga. Os fenômenos de trincamento e deformações permanentes que ocorrem na escala do pavimento estão intimamente relacionados a fenômenos inerentes às escalas menores. Muito tem sido discutido sobre a importância de realizar ensaios tanto reológicos quanto de danos para obter definições do comportamento das misturas asfálticas a partir dos ligantes. Pois quando se trata da repetição dos fluxos de cargas e deformações no campo, em laboratório esta ação é limitada ao estado em que se encontram os pavimentos. Além do mais, o princípio de elasticidade e viscosidade no qual a modelagem se baseia é limitado às situações de campo e não leva em conta fatores como temperatura, variação de carga e recuperação de deformação na mistura asfáltica. Deste modo, se faz necessário a utilização de modelos matemáticos que se assemelham às condições da realidade. Baseado neste contexto, este estudo investiga o comportamento viscoelástico linear e os parâmetros de danos dos ligantes asfálticos extraídos e recuperados das 20 misturas asfálticas densas aplicadas tanto em obras de restauração como de implantação de rodovias no estado do Rio Grande do Sul entre março de 2016 e agosto de 2017. Esta pesquisa tem como base os dados obtidos a partir das propriedades viscoelásticas e o parâmetro Flow Number apresentado por Faccin *et al.*, (2021), além do ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão com aplicação do modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD), produzido por Schuster *et al.*, (2021), para as mesmas misturas, que serviram de base para as correlações entre escalas de ligantes e misturas asfálticas. Com base nestas informações, concluiu-se que as amostras utilizadas no Estado do Rio Grande do Sul indicam comportamento reológico variado no domínio da viscoelasticidade linear. Isto ocorre devido ao projeto de misturas asfálticas que têm grande influência na rigidez (teor de ligante, tipo de granulares TMN, presença ou ausência de fíler ativo, teor de finos, distribuição granulométrica e angulosidade dos agregados), ou seja, todos estes fatores influenciam e podem ser maiores do que simplesmente a rigidez do ligante. Desta forma, tanto o  $PG_H$  quanto o  $|G^*|_{65^\circ C, 1Hz}$  e  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ C, 1Hz}$  são bons indicadores, especialmente ao verificar os dados de campo. Além disso, em termos de deformação permanente, embora o parâmetro FN não resulte em um indicador satisfatório entre as escalas de ligantes e misturas, constata-se que talvez o problema não seja o ligante e, sim, o FN. Pois quando a rigidez é analisada no  $PG_H$  e quando as relações de campo são inseridas, nota-se que são melhores indicadores do que o FN, percebendo assim que talvez o FN não seja um ensaio com um nível de perfeição imposto nesta pesquisa. Por fim, os parâmetros de  $J_{nr3,2}$ ,  $|G^*|_{65^\circ C, 1Hz}$  e  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ C, 1Hz}$  aparentam ser bons indicadores/marcadores para o campo, visto que quando os indicadores tanto do  $J_{nr3,2}$  quanto da rigidez e campo são analisados, as correlações entre as escalas são satisfatórias, então talvez o problema seja o FN para este caso em particular. É preciso pontuar que, independentemente do critério de falha, em geral, observa-se que as amostras com adição de polímeros quando correlacionadas estão mais acima nas escalas e à direita indicando misturas com melhores qualidades desde que sejam dosadas adequadamente, em outras palavras, as misturas com o ligante modificado por polímero terão melhor desempenho e aparentemente todas as inclinações são favoráveis, enquadrando-se na premissa de que quanto maior o FFL, maior o FFM. E, embora nenhum critério seja excelente, o Max PSEs é o melhor critério para alguns casos e outros não, como indicado nesta pesquisa. Portanto, conclui-se que a taxa de crescimento de que quanto maior o FFL, melhor o FFM para comparar dois materiais/produtos funciona adequadamente e que as misturas produzidas com os materiais poliméricos desde que bem dosadas, no geral, produzem misturas com maior FFM.

**Palavras-chave:** Deformação permanente. Fadiga. Reologia. 2S2P1D.



## ABSTRACT

### STUDY BETWEEN SCALES OF BINDERS AND MIXTURES: INVESTIGATION OF LINEAR VISCOELASTIC BEHAVIOR AND DAMAGE PARAMETERS OF ASPHALT MATERIALS

AUTHOR: Esp. Jéssica Wanderley Souza do Nascimento  
ADVISOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht  
COADVISOR: Prof. Dr. Sílvia Lisboa Schuster

The most common distress in the asphalt coating layer of the country's highways are permanent deformation in the wheel tracks and fatigue cracking. The phenomena of cracking and permanent deformation that occur at the sidewalk scale are closely related to phenomena inherent to the smaller scales. Much has been discussed about the importance of performing both rheological and damage tests to obtain definitions of the behavior of asphalt mixtures from the binders. For when it comes to the repetition of the flows of loads and deformations in the field, in the laboratory this action is limited to the state in which the sidewalks are. Furthermore, the elasticity and viscosity principle on which the modeling is based is limited to field situations and does not take into account factors such as temperature, load variation, and strain recovery in the asphalt mixture. Thus, it becomes necessary to use mathematical models that resemble reality conditions. Based on this context, this study investigates the linear viscoelastic behavior and damage parameters of asphalt binders extracted and recovered from the 20 dense asphalt mixtures applied in both restoration and highway implementation works in the state of Rio Grande do Sul between March 2016 and August 2017. This research is based on the data obtained from the viscoelastic properties and the Flow Number parameter presented by Faccin et al., (2021), in addition to the uniaxial cyclic tensile-compression fatigue test with application of the simplified continuous damage viscoelastic model (S-VECD), produced by Schuster et al., (2021), for the same mixtures, which served as a basis for the correlations between binder scales and asphalt mixtures. Based on this information, it was concluded that the samples used in the State of Rio Grande do Sul indicate varied rheological behavior in the linear viscoelasticity domain. This occurs due to the design of asphalt mixtures that have great influence on the stiffness (binder content, type of granular NMAS, presence or absence of active filler, fines content, particle size distribution and angularity of aggregates), i.e., all these factors influence and may be greater than simply the stiffness of the binder. From this were, both PGH and  $|G^*|_{65^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$  and  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$  are good indicators, especially when checking field data. Furthermore, in terms of permanent deformation, although the FN parameter does not result in a satisfactory indicator between the scales of binders and mixtures, it is found that perhaps the problem is not the binder and, rather, the FN. For when stiffness is analyzed in PGH and when field relations are inserted, it is noted that they are better indicators than FN, thus realizing that perhaps FN is not a test with a level of perfection imposed in this research. Finally, the parameters of Jnr3.2,  $|G^*|_{65^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$  and  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$  appear to be good indicators/markers for the field, since when the indicators of both Jnr3.2 and stiffness and field are analyzed, the correlations between the scales are satisfactory, so perhaps FN is the problem for this particular case. It should be pointed out that regardless of the failure criterion, in general it is observed that the samples with polymer addition when correlated are higher on the scales and to the right indicating mixtures with better qualities provided they are dosed properly, in other words, the mixtures with the polymer-modified binder will perform better and apparently all the slopes are favorable, fitting the premise that the higher the FFL, the higher the FFM. And while no criterion is excellent, Max PSEs is the best criterion for some cases and others are not, as indicated in this research. Therefore, it is concluded that the growth rate that the higher the FFL, the better the FFM for comparing two materials/products works adequately and that the blends produced with the polymeric materials provided they are well metered, overall, produce blends with higher FFM.

**Keywords:** Permanent deformation. Fatigue. Rheology. 2S2P1D.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Organograma sistemático da pesquisa .....	27
Figura 2 – Módulo dinâmico e ângulo de fase a 25 °C (a) PG 64-22 S e (b) PG 70-22 S .....	36
Figura 3 – Diagrama <i>Black Space</i> dos ligantes envelhecidos por radiação UV .....	37
Figura 4 – Parâmetros <i>crossover modulus</i> e <i>frequency</i> como índice R do modelo CA .....	38
Figura 5 – Parâmetro $\Delta T_c$ de ligantes modificados em diferentes níveis de envelhecimento ..	39
Figura 6 – Domínios do comportamento de uma mistura asfáltica.....	41
Figura 7 – Modelos mecânicos para materiais viscoelásticos .....	43
Figura 8 – Deformação típica de um ensaio de fluência .....	44
Figura 9 – Tensão típica de um ensaio de relaxação .....	45
Figura 10 – Pulsos senoidais de tensão e deformação.....	46
Figura 11 – (a) Analogia do modelo 2S2P1D; (b) Parâmetros no espaço Cole-Cole .....	50
Figura 12 – SHStS de ligantes em misturas .....	53
Figura 13 – Correlação entre mistura e ligante das variáveis k, h, $\delta$ e $\beta$ do 2S2P1D.....	54
Figura 14 – Deformação permanente no pavimento asfáltico.....	56
Figura 15 – Correlação entre FN e Jnr3.2 .....	60
Figura 16 – Correlações entre os parâmetros Flow Number e Jnr (64°C).....	60
Figura 17 – Diferenciação entre o fenômeno fadiga e a deformação permanente .....	64
Figura 18 – Correlação entre FFL e af com FFM a 19°C .....	65
Figura 19 – Correlação R <sup>2</sup> entre FFBpse e FFM a 19°C .....	66
Figura 20 – Fluxograma dos protocolos desta pesquisa.....	67
Figura 21 – Localização das usinas asfálticas .....	68
Figura 22 – Cole-Cole para todas as misturas asfálticas utilizando o modelo 2S2P1D.....	72
Figura 23 – Diagrama Black para todas as misturas utilizando o modelo 2S2P1D .....	73
Figura 24 – Curvas mestras de Módulo Dinâmico.....	74
Figura 25 – Curvas mestras de Ângulo de Fase .....	75
Figura 26 – Curvas de Wöhler utilizando os dados experimentais das amostras asfálticas.....	79
Figura 27 – Curvas características de dano para todas as amostras asfálticas .....	82
Figura 28 – Curvas de dano por fadiga acumulada .....	83
Figura 29 – Classificações propostas para a análise de danos por fadiga acumulada.....	84
Figura 30 – Relação das vintes misturas asfálticas densas.....	85
Figura 31 – Extração dos núcleos (a) vista superior; (b) vista lateral; (c) vista frontal.....	86
Figura 32 – (a) Núcleos removidos; (b) Amostras após remoção .....	86

Figura 33 – Esquema panorâmico do procedimento de extração dos núcleos das amostras ...	87
Figura 34 – (a) Amostra no prato; (b) Imersão da amostra no solvente; (c) Centrífuga.....	88
Figura 35 – Recuperação do ligante utilizando o rotaevaporador .....	89
Figura 36 – Caracterização reológica no reômetro de cisalhamento dinâmico .....	90
Figura 37 – (a) Amostras com 8 e 25 mm; (b) <i>Gap</i> de 2 mm; (c) <i>Gap</i> de 1 mm .....	91
Figura 38 – Black Space para todos os ligantes asfálticos recuperados .....	96
Figura 39 – Cole-Cole para todos os ligantes asfálticos recuperados.....	97
Figura 40 – Curvas mestras de módulo dinâmico para todos os ligantes recuperados.....	98
Figura 41 – Curvas mestras de ângulo de fase para todos os ligantes recuperados.....	99
Figura 42 – Correlação entre o parâmetro $ G^* $ e $ E^* $ de todos os ligantes e misturas .....	100
Figura 43 – Correlação entre o parâmetro $ G^* $ e $ E^* $ (a) Convencional; (b) Modificado .....	101
Figura 44 – Correlação entre o parâmetro $ G^* /\sin\phi$ 65°C 1Hz e $ E^* /\sin\phi$ 54°C 1Hz .....	102
Figura 45 – Correlação entre $ G^* /\sin\phi$ e $ E^* /\sin\phi$ (a) Convencional; (b) Modificado .....	103
Figura 46 – Correlação entre escalas de ligantes e misturas das variáveis $k$ , $h$ , $\delta$ e $\beta$ .....	104
Figura 47 – Resultados do Jnr 64°C em diferentes níveis de tráfego.....	106
Figura 48 – Relação dos resultados de R(%) .....	107
Figura 49 – Correlação entre o parâmetro FN e Jnr de todos os ligantes e misturas.....	108
Figura 50 – Correlação entre FN e Jnr (a) Convencional; (b) Modificado.....	109
Figura 51 – Correlação entre FN e $ G^* $ de todos os ligantes e misturas.....	110
Figura 52 – Correlação entre FN e $ G^* $ (a) Convencional; (b) Modificado .....	111
Figura 53 – Correlação entre FN e $PG_H$ Contínuo de todos os ligantes e misturas .....	112
Figura 54 – Correlação entre o parâmetro FN e $PG_H$ de todos os ligantes e misturas.....	113
Figura 55 – Correlação entre Jnr e ATR .....	114
Figura 56 – Correlação entre Jnr e ATR (a) Convencional; (b) Modificado .....	114
Figura 57 – Correlação entre $ G^* $ 65°C 1Hz e ATR .....	115
Figura 58 – Correlação entre $ G^* $ 65°C 1Hz e ATR (a) Convencional; (b) Modificado .....	115
Figura 59 – Correlação entre $ G^* /\sin\phi$ 65°C 1Hz e ATR .....	116
Figura 60 – Correlação entre $ G^* /\sin\phi$ e ATR (a) Convencional; (b) Modificado .....	116
Figura 61 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL da/dN.....	118
Figura 62 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL 35% $ G^* .\sin\phi$ .....	119
Figura 63 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL 50% $ G^* .\sin\phi$ .....	119
Figura 64 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL Peak $C \times N$ .....	120
Figura 65 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL Peak $C^2.N.(1-C)$ .....	120
Figura 66 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL Max PSEs.....	121



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do tráfego.....	31
Tabela 2 – Nomenclaturas adotadas para as misturas estudadas.....	69
Tabela 3 – Relação dos segmentos monitorados .....	70
Tabela 4 – Relação dos ligantes utilizados nas misturas .....	71
Tabela 5 – Coeficientes do parâmetro 2S2P1D.....	76
Tabela 6 – Flow Number, obtido pelo Modelo Francken e seus respectivos parâmetros .....	77
Tabela 7 – Classificação do FAF com os dados experimentais para as curvas de Wöhler .....	80
Tabela 8 – Resultados dos Parâmetros 2S2P1D e coeficientes de WLF com $T_{ref} = 21^{\circ}\text{C}$ .....	95
Tabela 9 – Resultados do índice $ G^* $ $65^{\circ}\text{C}$ 1Hz.....	100
Tabela 10 – Dados obtidos por meio dos parâmetros dos ligantes recuperados .....	106
Tabela 11 – Fator de Fadiga de Ligantes a $19^{\circ}\text{C}$ .....	117
Tabela 12 – Relação dos valores de $R^2$ dos respectivos critérios.....	122



## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

$\delta$	Ângulo de fase de cisalhamento
$\omega$	Frequência angular
$\tau$	Tempo característico
$\eta$	Viscosidade Newtoniana
$\nu_0$	Coefficiente de Poisson estático em transição
$\nu_{00}$	Coefficiente de Poisson estático
$\mu$	Coefficiente de Poisson
°C	Graus Celsius
2S2P1D	2 Springs, 2 Parabolic Elements, 1 Dashpot
AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AG	Agregado Graúdo
AIMS	Aggregate Imaging Measurement System
AMP	Asfalto Modificado por Polímero
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CGS	Compactador Giratório Superpave
CA	Concreto Asfáltico
CP	Corpo de Prova
CPA	Camada porosa de atrito
CV	Coefficiente de Variação
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - RS
DMM	Densidade Máxima Medida
DMT	Densidade Máxima Teórica
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DSR	Dynamic Shear Rheometer
EL	Especificação de Laboratório
EUA	Estados Unidos da América
FAD	Faixa de agregados dominantes
FAF	Fator de Área de Fadiga
FFL	Fator de Fadiga de Ligantes
FFM	Fator de Fadiga de Misturas
FHWA	Federal Highway Administration
FN	Flow Number
GAF	Graúdo do Agregado Fino
GEPPASV	Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária
Gsb	Massa específica aparente
Hz	Hertz
IF	Índice de Flexibilidade
IT	Índice de Tenacidade
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
kgf	Quilograma Força
LAS	Linear Amplitude Sweep
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil

LVE	Linear-visco-elástico
LVECD	Layered Viscoelastic Analysis for Critical Distresses
m	Metro
ME	Método de ensaio
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
MR	Módulo de Resiliência
MSCR	Multiple Stress Creep and Recovery
N	Número de repetições de carga de um eixo padrão
NBR	Norma Brasileira
NMAS	Nominal Maximum Aggregate Size
PG	Performance Grade
PG <sub>H</sub>	Performance Grade de alta temperatura
PG <sub>L</sub>	Performance Grade de baixa temperatura
PM	Peneira Média
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PRO	Procedimento
PSTT	Princípio de Superposição Tempo-Temperatura
R <sup>2</sup>	Coefficiente de determinação
RBV (%)	Relação betume-vazios
RPM	Rotação por minuto
RS	Rio Grande do Sul
RT	Resistência à tração
RTFOT	Rolling Thin-film Oven Test
SBS	Styrene-Butadiene-Styrene
SMA	Stone matrix asphalt
SHRP	Strategic Highway Research Program
SUPERPAVE	Superior Performing Asphalt Pavement System
TER	Terminologia
TLAF	Trinidad Lake Asphalt Flex
TMN	Tamanho Máximo Nominal
USACE	Corpo de Engenheiros do Exército Americano
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
VAM	Vazios no Agregado Mineral
VECD	Modelo Viscoelástico de Dano Contínuo
V <sub>v</sub>	Volume de Vazios

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>23</b>
1.1	OBJETIVO GERAL .....	25
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	25
1.3	SISTEMATIZAÇÃO GERAL DA DISSERTAÇÃO.....	26
1.4	PLANEJAMENTO DA PESQUISA .....	26
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>29</b>
2.1	PROPRIEDADES DOS LIGANTES ASFÁLTICOS .....	29
<b>2.1.1</b>	<b>Especificações .....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Modificações .....</b>	<b>31</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Caracterização do ligante asfáltico .....</b>	<b>32</b>
2.1.3.1	Caracterização empírica .....	32
2.1.3.2	Caracterização reológica .....	35
2.2	PARÂMETROS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	40
<b>2.2.1</b>	<b>Rigidez .....</b>	<b>41</b>
2.2.1.1	Modelos mecânicos .....	41
2.2.1.1.1	<i>Fluência</i> .....	43
2.2.1.1.2	<i>Relaxação</i> .....	44
2.2.1.2	Modelos reológicos .....	47
2.2.1.2.1	<i>Kelvin</i> .....	47
2.2.1.2.2	<i>Maxwell</i> .....	47
2.2.1.2.3	<i>Princípio da Superposição Tempo-Temperatura</i> .....	48
2.2.1.2.4	<i>Modelagem 2S2PID</i> .....	49
2.2.1.3	Correlação de rigidez entre as escalas de ligantes e misturas .....	51
<b>2.2.2</b>	<b>Deformação permanente.....</b>	<b>55</b>
2.2.2.1	Atuação da deformação permanente nos ligantes .....	56
2.2.2.2	Atuação da deformação permanente nas misturas .....	58
2.2.2.3	Correlação da deformação entre parâmetros de ensaios em escalas .....	58
<b>2.2.3</b>	<b>Fadiga .....</b>	<b>61</b>
2.2.3.1	Atuação do fenômeno fadiga nos ligantes.....	62
2.2.3.2	Atuação do fenômeno fadiga nas misturas.....	63
2.2.3.3	Correlação do dano por fadiga entre as escalas de ligantes e misturas .....	64
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS .....</b>	<b>67</b>

3.1	MATERIAIS UTILIZADOS.....	67
<b>3.1.1</b>	<b>Misturas asfálticas densas.....</b>	<b>68</b>
3.1.1.1	Monitoramento dos trechos.....	70
3.1.1.2	Ligantes asfálticos.....	70
<b>3.1.2</b>	<b>Ensaaios mecânicos.....</b>	<b>71</b>
3.1.2.1	Caracterização viscoelástica linear das misturas asfálticas.....	71
3.1.2.2	Parâmetro Flow Number.....	77
<b>3.1.3</b>	<b>Caracterização do fenômeno fadiga.....</b>	<b>78</b>
3.1.3.1	Curvas de Wöhler.....	79
3.1.3.2	Modelo viscoelástico de dano contínuo.....	81
3.1.3.3	FlexPAVE™.....	82
3.2	PROTOCOLO EXPERIMENTAL.....	85
<b>3.2.1</b>	<b>Procedimento de extração e recuperação dos ligantes asfálticos.....</b>	<b>85</b>
3.2.1.1	Extração do ligante asfáltico pelo método de centrifugação.....	87
3.2.1.2	Recuperação do ligante asfáltico pelo método do rotaevaporador.....	88
<b>3.2.2</b>	<b>Caracterização dos ligantes asfálticos extraídos e recuperados.....</b>	<b>89</b>
3.2.2.1	Comportamento Viscoelástico Linear (LVE).....	90
3.2.2.2	Performance Grade (PG).....	91
3.2.2.3	Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR).....	92
3.2.2.4	Linear Amplitude Sweep (LAS).....	92
<b>4</b>	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>95</b>
4.1	ATUAÇÃO DA RIGIDEZ NOS LIGANTES RECUPERADOS.....	95
<b>4.1.1</b>	<b>Correlação de rigidez entre as escalas de ligantes e misturas.....</b>	<b>99</b>
4.1.1.1	Parâmetro 2S2P1D.....	104
4.2	DEFORMAÇÃO PERMANENTE NOS LIGANTES RECUPERADOS.....	105
<b>4.2.1</b>	<b>Correlação da deformação entre parâmetros de ensaios em escalas.....</b>	<b>108</b>
4.2.1.1	Afundamento de trilha de roda.....	114
4.3	FADIGA NOS LIGANTES RECUPERADOS.....	117
<b>4.3.1</b>	<b>Correlação entre as escalas da solução analítica baseada no S-VECD.....</b>	<b>118</b>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>123</b>
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	124
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>125</b>

## 1 INTRODUÇÃO

É notório que o principal meio de transporte no Brasil é o rodoviário. Portanto, este é o sistema mais importante para o fluxo de mercadorias e pessoas em todo o país. Visto que, para garantir tanto o transporte de mercadorias quanto de pessoas com segurança, em termos da manutenção de veículos e boa trafegabilidade, se faz necessário à aplicabilidade de pavimentos com qualidade (ARAMBULA, 2007). A grande maioria dos pavimentos rodoviários no país é do tipo flexível, ou seja, uma ou duas camadas asfálticas sobrepostas a camadas granulares e solo de fundação (subleito). Neste tipo de pavimento, a camada principal, que possui características diferenciadas, é a asfáltica, sendo o ligante que domina seu desempenho (YODER e WITCZAK, 1975; BERNUCCI *et al.*, 2022).

As deteriorações de maior ocorrência nos pavimentos das rodovias do país são a deformação permanente nas trilhas de roda e o trincamento por fadiga. A deformação permanente ocorre em condições de elevadas temperaturas e se caracteriza por afundamentos na camada de rolamento decorrentes da passagem dos rodados de veículos, gerando o afundamento plástico de trilha de roda (ZHOU, 2004; GAO *et al.*, 2009; ALAVI *et al.*, 2011; XU e HUANG, 2012; WEN e BLUSAL, 2013; ZHANG *et al.*, 2013; RUSHING e LITTLE, 2014; KUTAY, 2017; BARROS, 2017).

Por outro lado, a fadiga é um defeito que ocorre em temperaturas intermediárias decorrentes da passagem repetitiva dos veículos pesados e se manifesta através de trincas que surgem na superfície do pavimento. As trincas têm geralmente origem na fibra inferior da camada do revestimento asfáltico, inicialmente como microfissuras, devido à concentração de tensões de tração, as quais são advindas da flexão do pavimento causadas pelos carregamentos resultantes do tráfego atuante (DI BENEDETTO *et al.*, 2004b).

Os fenômenos de trincamento e deformações permanentes que ocorrem na escala do pavimento estão intimamente relacionados a fenômenos inerentes às escalas menores. Por exemplo, o trincamento está relacionado aos fenômenos de microfissuração na mistura asfáltica e concentração de tensões na interface agregado-ligante, enquanto o desenvolvimento de deformações permanentes está associado à dissipação de energia provocada pelo comportamento viscoelástico do ligante, especialmente na interface agregado-ligante devido à diferença de rigidez dos dois materiais (CHO *et al.*, 2010; HUNTER, 2015).

Muito tem sido discutido sobre a importância de realizar ensaios tanto reológicos quanto de danos para obter definições do comportamento das misturas asfálticas a partir dos ligantes. Pois quando se trata da repetição dos fluxos de cargas e deformações no campo, em

laboratório esta ação é limitada ao estado em que se encontram os pavimentos. Além do mais, o princípio de elasticidade e viscosidade no qual a modelagem se baseia é limitado às situações de campo e não leva em conta fatores como temperatura, variação de carga e recuperação de deformação na mistura asfáltica. Deste modo, se faz necessário a utilização de modelos matemáticos que se assemelham às condições da realidade (POSSEBON *et al.*, 2021; PIRES *et al.*, 2022; ALMEIDA Jr, 2022; SCHUSTER *et al.*, 2023).

A prática de utilizar técnicas de modelagem em escalas tem se tornado cada vez mais frequente para aprimorar o domínio dos mecanismos que impactam os comportamentos das misturas asfálticas e, evidentemente, seu desempenho em campo (UNDERWOOD, 2011). O modelo 2S2P1D (*2 Springs, 2 Parabolic Elements, 1 Dashpot*), elaborado por Olard e Di Benedetto (2003), possibilita tanto modelar como analisar a viscoelasticidade linear (LVE) de materiais betuminosos, e estudos atuais certificam que este método é aplicável a ensaios homogêneos em escala betuminosa (NGUYEN, DI BENEDETTO e SAUZÉAT, 2015; MANGIAFICO *et al.*, 2013; MANGIAFICO *et al.*, 2016; PERRATON *et al.*, 2016; PHAN *et al.*, 2017). O diferencial desta modelagem é sua capacidade de determinar com mais precisão as propriedades reológicas da maior parte dos ligantes e misturas asfálticas (YUSOFF, MONIEUR e G. D., 2010).

Com relação à influência dos danos, a análise do comportamento em termos de fadiga em variados ligantes é relevante pelo simples fato de que a qualidade do tipo de pavimento está diretamente relacionada ao material betuminoso e ao desempenho do ligante no decorrer de sua vida útil. Estas escalas e suas respectivas correlações, até o presente momento, são assuntos raramente estudados, principalmente para misturas brasileiras, e extremamente significativas para previsão do comportamento de misturas betuminosas quando em serviço. Levando em conta a variação das escalas nos ensaios, é pertinente executar ensaios quanto à fadiga de ligante pelo método da Varredura de Amplitude Linear (LAS) em temperaturas intermediárias com a utilização do Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR) (RODRIGUES, 2006; BRINGEL, 2007; AMERI *et al.*, 2016; SAFEI, CASTORENA e KIM, 2016; SAFEI, 2017; ROSSI, 2018; TAKAHASHI, 2020; OLIVEIRA *et al.*, 2020; POSSEBON, 2021; ALMEIDA Jr, 2022; SCHUSTER, 2023).

Vale destacar ainda que o DSR executa ensaios em termos de deformação permanente em ligantes, que consiste na varredura da deformabilidade a altas temperaturas (MSCR). A investigação deste protocolo tem a função de caracterizar os ligantes para este tipo de dano, no qual é constante nas rodovias brasileiras (BENHOOD, SHAH e MCDANIEL, 2016; KATAWARE e SINGH, 2017; BAQERSAD, 2019; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020).



Em paralelo a este estudo, Faccin (2018) analisou a resistência à deformação permanente, bem como posteriormente no seu artigo Faccin *et al.*, (2021) ao mesmo tempo que Schuster (2018) o comportamento à fadiga, tal como sucessivamente no seu artigo Schuster *et al.*, (2021), enquanto que Brondani (2019) o efeito deletério da água, fazendo uso das mesmas 20 misturas que serão utilizadas neste trabalho. Vale salientar que os estudos acima citados são trabalhos desenvolvidos no Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) vinculado à Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

Os autores buscaram avaliar nos seus trabalhos o comportamento mecânico de distintas misturas asfálticas aplicadas tanto em obras de restauração como de implantação de rodovias no estado do Rio Grande do Sul entre março de 2016 e agosto de 2017, gerando assim um banco de dados com as características das misturas e o estado da prática atual. Em virtude dos fatos mencionados, busca-se através desta pesquisa contribuir com a construção deste banco de dados por meio da investigação do comportamento viscoelástico linear e dos parâmetros de danos dos ligantes asfálticos empregados nestas mesmas misturas.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Investigar o comportamento viscoelástico linear e os parâmetros de danos dos ligantes asfálticos recuperados em termos de deformação permanente e fadiga, com a finalidade de compreender as suas correlações entre escalas ligante/mistura para as 20 misturas asfálticas densas analisadas.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Dentre os objetivos específicos desta pesquisa destacam-se:

- ✓ Determinar em laboratório as propriedades de rigidez por meio da caracterização LVE utilizando a modelagem 2S2P1D;
- ✓ Avaliar o desempenho da deformação permanente mediante os ensaios de Performance Grade (PG) e Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR);
- ✓ Analisar os parâmetros da evolução de dano por fadiga fazendo uso do Linear Amplitude Sweep (LAS);
- ✓ Correlacionar os resultados e parâmetros de danos obtidos entre escalas em termos de comportamento LVE, deformação permanente e fadiga, verificando a influência do ligante no comportamento da mistura asfáltica, e assim possibilitando a criação de um padrão de previsão do comportamento e desempenho das misturas a partir dos resultados dos ligantes asfálticos extraídos e recuperados.

### 1.3 SISTEMATIZAÇÃO GERAL DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação de mestrado está organizada em cinco capítulos. No capítulo 1, introduzirá o tema que será discutido, de forma a situar o leitor quanto ao assunto, na área de pavimentação e, por conseguinte, salientar a importância do comportamento viscoelástico linear e dos parâmetros de dano dos ligantes asfálticos em termos de deformação permanente e fadiga, como forma de manter e obter pavimentos com melhor qualidade.

No capítulo 2, será mostrada a revisão bibliográfica, apresentando a literatura pertinente ao assunto, de forma a embasar o presente trabalho. Serão abordados conceitos e normas sobre as propriedades dos ligantes asfálticos, bem como suas modificações e caracterizações. Além dos parâmetros das misturas asfálticas, tais como rigidez, deformação permanente e fadiga.

No capítulo 3, tratará sobre a metodologia aplicada ao longo da pesquisa, descrevendo as fases do trabalho, tais como o processo de confecção dos corpos de prova, os ensaios experimentais utilizados, e as análises geradas.

No capítulo 4, explanará os resultados e análises obtidos no decorrer da pesquisa. Os resultados serão organizados na forma de tabelas e gráficos comparativos de modo a produzir discussões e conclusões.

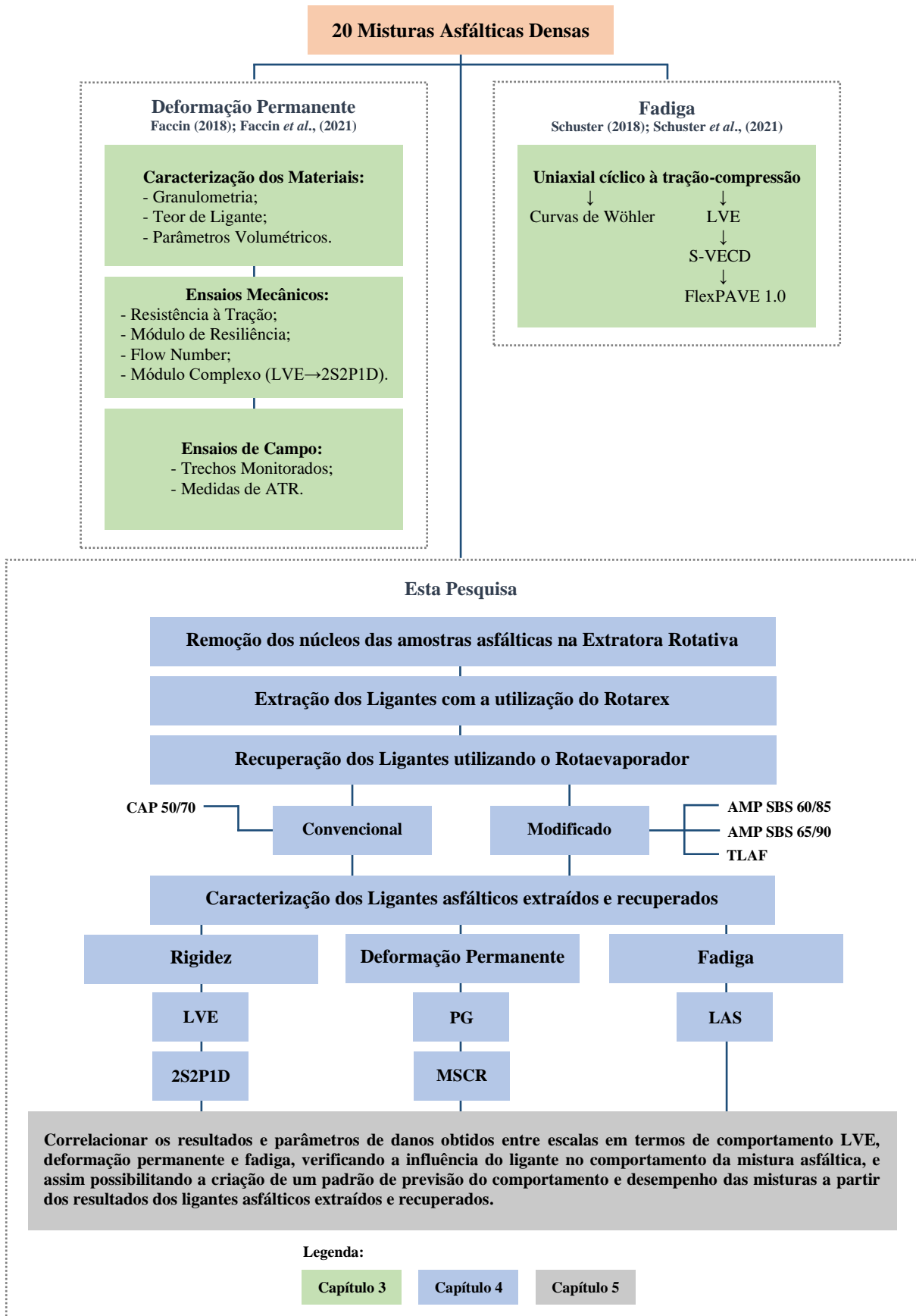
Por fim, o capítulo 5 apresentará as conclusões e considerações finais acerca da pesquisa, juntamente com sugestões para que essa possa ser continuada futuramente. Para concluir o trabalho, serão informadas as referências bibliográficas utilizadas para consulta durante o desenvolvimento da pesquisa.

### 1.4 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

Esta pesquisa tem como base os dados obtidos a partir das propriedades viscoelásticas e o parâmetro Flow Number apresentado por Faccin *et al.*, (2021), além do ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão, implantado por Boeira (2018) no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com aplicação do modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD), produzido por Schuster *et al.*, (2021), para as mesmas misturas, que serviram de base para as correlações entre escalas de ligantes e misturas asfálticas.

No laboratório do GEPPASV foram realizados os procedimentos de extração e recuperação dos ligantes asfálticos, assim como as caracterizações reológicas e de desempenho. Vale salientar que o presente estudo é um complemento e encerramento do trabalho dos autores citados acima. A Figura 1 apresenta o planejamento e as etapas desta pesquisa.

Figura 1 – Organograma sistemático da pesquisa





## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são tratadas as premissas teóricas para o desenvolvimento da dissertação. Inicialmente, discute-se acerca das propriedades dos ligantes asfálticos, bem como suas especificações e modificações, além da sua caracterização empírica e reológica. Posteriormente, explana-se sobre os parâmetros das misturas asfálticas, tais como o comportamento viscoelástico linear, discretizado por modelos discretos e contínuos, quanto o desempenho em relação à deformação permanente e ao fenômeno fadiga. Por último, são abordados os procedimentos entre parâmetros de ensaios em escalas.

### 2.1 PROPRIEDADES DOS LIGANTES ASFÁLTICOS

O ligante asfáltico, como é denominado o asfalto utilizado na pavimentação, provém do refino do petróleo ou de fontes naturais (TLA) e possui propriedades importantes que estimulam sua intensa utilização no setor rodoviário. Por ser um adesivo termoviscoelástico, quando aquecido a temperaturas acima de 100°C torna-se um líquido viscoso, que permite recobrir os agregados, proporcionando uma forte ligação entre eles à temperatura ambiente. Além disso, o ligante permite flexibilidade ao pavimento, é impermeável à água e pouco reativo (USIRF, 2001; PREGO, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2022). A composição química dos ligantes asfálticos é bastante complexa, podendo variar de acordo com a origem e o processo de refino do petróleo bruto (CRAVO, 2016).

Segundo Petersen (1984), a qualidade dos ligantes depende da origem do petróleo bruto, pois diferentes petróleos apresentam composições químicas diferentes. Dessa forma, pavimentos construídos com ligantes asfálticos que possuem a mesma classificação podem apresentar desempenho e manutenção diferentes. O ligante é composto predominantemente por hidrocarbonetos, de 90 a 95%, apresentando também de 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio) e metais (vanádio, níquel, ferro, alumínio, magnésio, cálcio e silício) (USIRF, 2001; HUNTER, SELF e READ, 2015; BERNUCCI *et al.*, 2022).

#### 2.1.1 Especificações

Quando se trata da determinação de um material, há a possibilidade deste ser classificado tanto por meio de sua propriedade como pela sua característica, seja ela empírica, semi-empírica ou de desempenho, na qual o adquirente e o comerciante se baseiam, em

normativas estipuladas, para a sua utilização habitual. Referente aos ligantes, tanto as suas propriedades convencionais quanto as suas propriedades de desempenho podem alternar conforme a normativa (HUNTER, SELF e READ, 2015).

Comumente, os ligantes são padronizados de acordo com um ponto de fusão entre a penetração e o ponto de amolecimento. Quando se trata de ligantes com densidade reduzida (moles), por viscosidade. A padronização dos ligantes, na Europa, ocorre por dados de penetração, alternando entre 20 a 220 decimilímetros, denominados como medida de penetração, em conformidade com a EN 12591 (2009). No Brasil, os ligantes convencionais não modificados são categorizados de forma semelhante quanto à penetração (PN). Todavia, estas características não proporcionam as propriedades de desempenho do determinado material, uma vez que os ligantes da mesma categorização identificam resultados distintos em termos de deformação permanente e fadiga.

O *Strategic Highway Research Programme* (SHRP), em meados de 1987, direcionou um empenho sistematizado para elaborar uma normativa coerente fundamentada em protocolos de desempenho, instigada particularmente para fabricar pavimentos com alta qualidade de serventia. Consequentemente, a especificação Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavement*) foi estabelecida proveniente da normativa SHRP, que padronizou os ligantes conforme as suas características de desempenho em termos de deformação permanente, fadiga e trincamento térmico ante distintas condições, incluindo virgens e envelhecidas tanto a curto como a longo prazo, e não diferenciou os ligantes como modificados e não modificados. Vale salientar que este procedimento técnico foi elaborado para aferir as propriedades convencionais dos materiais em situação real, ao contrário dos ensaios semi-empíricos.

Além disso, este procedimento técnico determina 3 temperaturas como critérios de avaliação, sendo o  $PG_H$  (*High Performance Grade*),  $PG_I$  (*Intermediate Performance Grade*), e o  $PG_L$  (*Low Performance Grade*). No caso do  $PG_I$ , salienta-se que o mesmo foi desconsiderado pois sua conexão com a avaliação do fenômeno fadiga foi ineficaz. O  $PG_H$ , por outro lado, representa a temperatura média máxima de esquema do pavimento no decorrer de 7 dias seguidos, e está principalmente correlacionado com danos por deformação permanente. Por fim, o  $PG_L$  é relativo à temperatura mínima de planejamento do pavimento, e está sobretudo associado ao trincamento térmico.

A especificação AASHTO M 320 (2017) cita que os ligantes asfálticos iniciados por PG (*Performance Grade*), auxiliados por duas temperaturas, uma alta ( $PG_H$ ) e outra baixa ( $PG_L$ ), determinam o intervalo entre dois parâmetros de temperatura do desempenho. A

norma AASHTO M 332 (2019), por outro lado, define o material asfáltico em 4 categorias de tráfego, além dos protocolos mencionados anteriormente, para permitir danos por deformação permanente, sendo estes, S (*Standard*), H (*Heavy*), V (*Very Heavy*) e E (*Extremely Heavy*). Na Tabela 1 pode-se observar uma representação intuitiva destes parâmetros.

Tabela 1 – Classificação do tráfego

Limites <i>Jnr</i> 3.2	PG MSCR	Volume de tráfego e taxa de carregamento		
	Tráfego	ESAL ( $\times 10^6$ )	Velocidade (km/h)	
<4,5 KPa <sup>-1</sup>	S - <i>Standard</i> (Padrão)	<10	e	>70
<2,0 KPa <sup>-1</sup>	H - <i>Heavy</i> (Alto)	10 a 30	ou	20 a 70
<1,0 KPa <sup>-1</sup>	V - <i>Very Heavy</i> (Muito Alto)	>30	ou	<20
<0,5 KPa <sup>-1</sup>	E - <i>Extremely Heavy</i> (Extremamente Alto)	>30	e	<20

Fonte: Adaptado de AASHTO M 332 (2019).

### 2.1.2 Modificações

O desempenho de um pavimento em CA varia tanto do volume quanto das cargas atuantes a partir do tráfego e da temperatura, em função do material viscoelástico (NGUYEN, DI BENEDETTO e SAUZEAT, 2015; ALMEIDA Jr, 2022). Um comportamento dúctil suscetível tanto ao escoamento como em deformação plástica ocorre devido a altas temperaturas ou baixas frequências, e um comportamento elástico em baixas temperaturas e altas frequências. Com o intuito de moderar o efeito desses elementos extrínsecos sobre o desempenho das características reológicas, o procedimento de modificação do ligante asfáltico tem sido realizado há anos. Este último tende a resultar em elasticidade, ponto de amolecimento, viscosidade, coesão e ductilidade mais eficazes, além de uma quantidade mínima de suscetibilidade térmica e uma resistência superior em termos de deformação permanente e fadiga (YELDIRIM, 2007).

Na atualidade, os ligantes modificados com polímeros são os componentes mais empregados para esta finalidade, e são classificados em três níveis: elastômeros plásticos, que expandem as características de elasticidade e a resistência ao fenômeno fadiga; plastômeros e

polímeros reativos, que expandem a rigidez e a resistência na deformação em decorrência do carregamento (GARCIA-TRAVÉ *et al.*, 2016).

Dessa forma, os polímeros são inseridos ao ligante puro na condição de partículas reduzidas, e são combinados de duas maneiras: tanto no processo úmido quanto no seco. No processo úmido, prática brasileira, o polímero é inserido de modo direto ao ligante puro, antes da fusão com os agregados, e misturados em temperaturas altas por um determinado intervalo de tempo, com o intuito de proporcionar a ação entre os componentes físico-químicos. Já no processo seco, o polímero pode ser inserido no ligante puro juntamente com o agregado ou de modo direto ao agregado (MODARRES e HAMEDI, 2014; ERNEST, 2015).

Em suma, os polímeros mais comumente adotados para os procedimentos descritos acima são os *Styrene-Butadiene-Styrene* (SBS), *Crumb Rubber* (borracha) e *Polyethylene-Ethylene-Vinylacetate* (EVA). O SBS é o copolímero em bloco mais frequentemente utilizado e que amplia o comportamento elástico do ligante, realizando um entrelaçamento imensamente elástico que aprimora a viscosidade, o módulo complexo e ocasiona um resultado de elasticidade a altas temperaturas (NGUYEN, DI BENEDETTO e SAUZEAT, 2015).

### **2.1.3 Caracterização do ligante asfáltico**

Existem diversos ensaios na indústria de pavimentação para avaliar as propriedades dos ligantes asfálticos, desde ensaios convencionais de especificação até ensaios reológicos e de desempenho (ZAUMANIS, MALLICK e FRANK, 2015).

#### **2.1.3.1 Caracterização empírica**

Inúmeros autores utilizam os ensaios empíricos, presentes nas normas brasileiras e europeia de classificação dos ligantes asfálticos, para verificação do seu envelhecimento. Os parâmetros mais utilizados são a penetração, o ponto de amolecimento e a viscosidade.

De acordo com a especificação ASTM D 5-97 (*Standard test method for penetration of bituminous materials*), o ensaio de penetração é definido somente em amostragens virgens e envelhecidas no RTFOT (*Rolling Thin-Film Oven Test*), por meio de um penetrômetro é determinada a penetração, no qual uma agulha é inserida na amostragem. A especificação ainda cita que a amostra deve ser aquecida e posta na perpendicular em moldes adequados e,



no caso de penetração inferior a 200, deve-se utilizar 0,1 mm, seu diâmetro precisa ter 55 mm e 35 mm de altura interna, e em seguida é necessário resfriá-lo em um intervalo de 1h a 1h30.

Outro fator importante é colocar a amostra em banho-maria no decorrer de 1h a 1h30 em temperatura determinada na especificação. Posteriormente, a amostra deve ser submersa em um frasco adequado para a execução do teste, e na hipótese de a temperatura para o ensaio ser 25°C,  $100 \pm 0,1$  g deve ser a massa absoluta da haste+agulha (ASTM D 5-97).

Vale destacar que a norma ainda cita que o parâmetro de distanciamento necessita zerar e a agulha inclinar de modo que o mesmo toque levemente a superfície da amostra, dessa forma é fundamental que seja solto a haste+agulha pelo intervalo específico, neste caso 5s, e protocolar os dados até que três determinações sejam alcançadas. Por fim, a transição absoluta entre os protocolos de dados não deve exceder 2 (0,1mm) para penetrações entre 0 e 49 (0,1 mm) e 4 (0,1 mm) para penetrações entre 50 e 149 (0,1mm).

Do mesmo modo, a normativa ASTM D 36-95 (*Standard test method for softening point of bitumen: ring-an-ball apparatus*) menciona que o experimento do ponto de amolecimento ocorre apenas em amostragens virgens e envelhecidas no RTFOT (*Rolling Thin-Film Oven Test*).

O processo do ensaio é realizado com duas amostras de ligante asfáltico, moldadas em formato de anéis em que uma esfera de aço é apoiada. As amostras são aquecidas submersas com uma taxa de aquecimento sendo monitorada, e o ponto de amolecimento é indicado como a média das temperaturas nas quais as duas pastilhas amolecem consideravelmente a ponto de possibilitar que as esferas, após romperem a pastilha de ligante asfáltico, atravesse na perpendicular uma distância de 25 mm.

Em suma, a metodologia menciona que tanto os anéis quanto as amostragens devem ser aquecidos, e a base de moldagem dos CPs devem ser organizados com material antiaderente (no caso silicone), em seguida os anéis aquecidos devem ser ajustados e os CPs moldados. Ressaltando que é necessário deixá-los resfriar no intervalo de 30 min e nivelar as amostras com uma espátula aquecida.

Fazendo uma pequena ressalva, para pontos de amolecimento entre 30 e 80°C, o experimento necessita ser executado com água destilada, e para o início do experimento a temperatura da submersão deve ser  $5 \pm 1^\circ\text{C}$ . O béquer tem que emergir com água destilada em água fria no decorrer de 5 min, e dentro do mesmo precisa estar a guia e as amostras já posicionadas, contudo, as esferas necessitam permanecer ao fundo do frasco. Seguidamente, as esferas precisam ser posicionadas na parte superior da amostra e aquecida à taxa de  $5^\circ\text{C}/\text{min}$ . É fundamental que a temperatura de cada amostra seja protocolada no momento em

que a esfera se aproxime no fundo do béquer, caso ocorra uma diferença entre as duas quantidades superior a 1°C, imediatamente o experimento tem que ser desconsiderado.

Quando se trata do ensaio de viscosidade, a normativa ASTM D 4402-02 (*Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer*), relata que o mesmo é realizado somente em amostragens virgens e envelhecidas no RTFOT (*Rolling Thin-Film Oven Test*). É utilizado um viscosímetro rotacional na proporção da viscosidade aparente do ligante asfáltico ante altas temperaturas. O torque empregado por meio da haste é aplicado na dimensão da resistência relativa à rotação. Dentro de um frasco adequado contendo uma amostra de ligante asfáltico, a haste é rotacionada, manipulada por termostatos. A velocidade de rotação do torque é utilizada para indicar a viscosidade em Pa.s, mPa.s ou cP.

Em resumo, o processo do ensaio consiste em regular o temporizador à temperatura adequada do aquecimento prévio. Além disso, é necessário definir o “*spindle*” apropriado para alcançar um torque entre 10 e 98%, geralmente, quantidades mais definidas são atingidas para elevadas porcentagens de torque.

É imprescindível que a amostragem seja aquecida e armazenada em um frasco adequado, na medida estabelecida, e alocar o frasco com a amostragem na câmara térmica. Em seguida, interligar o “*spindle*” ao viscosímetro e submergi-lo na amostragem pré-aquecida, e posicionar a amostragem na temperatura almejada no decorrer de 5min para se obter equilíbrio térmico.

Outro fator importante é ajustar a taxa de cisalhamento escolhida e esperar cerca de 5min para atingir o equilíbrio da tensão aplicada. Após todos esses procedimentos, é essencial estabelecer as leituras e adotar a média simples dos resultados como valor de viscosidade. Vale ressaltar que é crucial repetir todo o processo para cada temperatura experimental, no caso de ligantes não modificados, e para aqueles modificados com material particulado, aplicar uma nova amostragem para cada temperatura (ASTM D 4402-02).

Assim, um parecer com fins inteiramente sistemáticos tanto para os experimentos padronizados como para as normativas de caracterização reológica dos ligantes asfálticos fundamentos nestas metodologias tradicionais é retratado nos manuscritos obtidos pela pesquisa do programa SHRP (ANDERSON *et al.*, 1991; ANDERSON e KENNEDY, 1993; ANDERSON *et al.*, 1994).

Conforme os autores mencionados anteriormente, os critérios de penetração, ponto de amolecimento e viscosidade, são insuficientes para a adequação das propriedades viscoelásticas dos ligantes asfálticos, nas quais são estritamente necessárias para correlacionar

suas propriedades com as propriedades das misturas asfálticas e ao desempenho dos pavimentos.

Dessa forma, foram adotadas novas metodologias e parâmetros para avaliar características essenciais que podem estar diretamente relacionadas com o desempenho dos pavimentos, fundamentado em conceitos consolidados de Engenharia. Estes parâmetros incluem o módulo complexo ( $G^*$ ), o ângulo de fase ( $\delta$ ), a rigidez ( $S[60]$ ), a taxa de relaxação ( $m[60]$ ), e a deformação de ruptura ( $\epsilon_f$ ) sob baixas temperaturas (BAHIA e ANDERSON, 1995).

### 2.1.3.2 Caracterização reológica

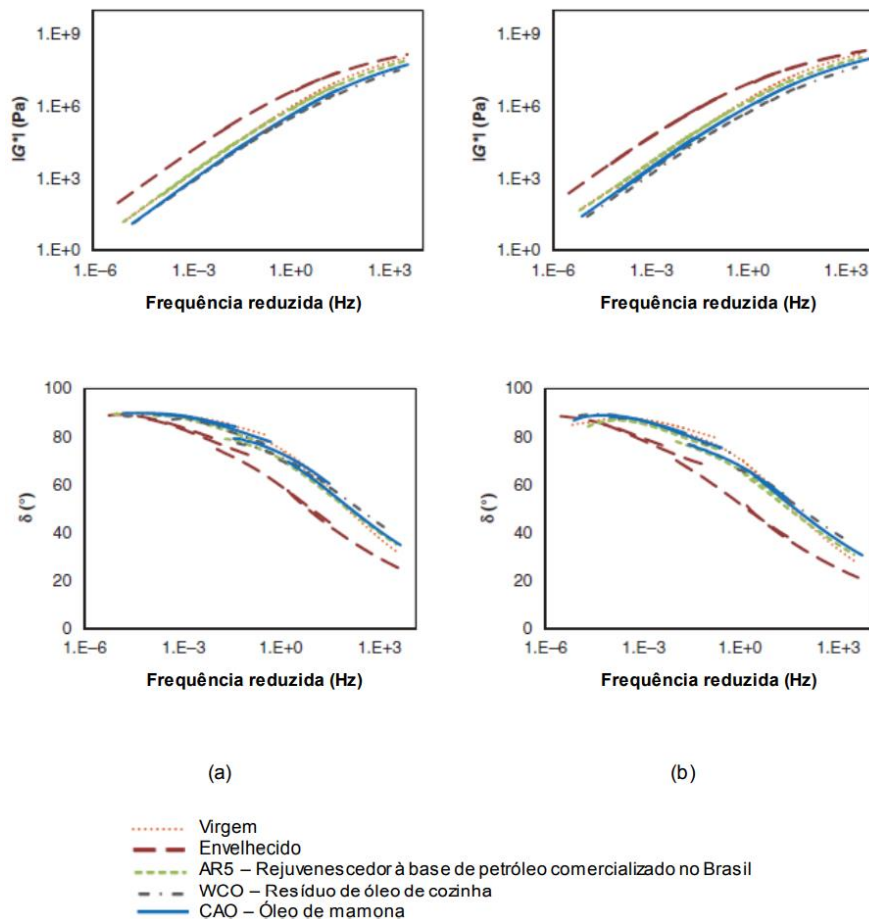
A especificação Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*) do SHRP (*Strategic Highway Research Program*) contribuiu para melhor compreensão das propriedades dos ligantes asfálticos, uma vez que considera as propriedades viscoelásticas e realiza a classificação de acordo com o grau de desempenho do ligante, frente aos principais defeitos encontrados nos pavimentos asfálticos. Muitas pesquisas foram desenvolvidas utilizando equipamentos e ensaios propostos pela especificação, que também continuou sendo aprimorada ao longo dos últimos anos. Novos ensaios e critérios foram adicionados à especificação americana de forma a melhor caracterizar e classificar os ligantes asfálticos (SOLAIMANIAN e CHEN, 2019; MA *et al.*, 2020; WANG *et al.*, 2020).

O envelhecimento do ligante é verificado a partir das mudanças nas propriedades viscoelásticas, módulo de cisalhamento dinâmico ( $|G^*|$ ) e ângulo de fase ( $\delta$ ), como no trabalho de Osmari *et al.*, (2017) sobre o estudo do rejuvenescimento de ligantes asfálticos com diferentes agentes rejuvenescedores (Figura 2). O valor do módulo de cisalhamento dinâmico aumenta com o nível de envelhecimento dos ligantes. Valores elevados de  $|G^*|$  são favoráveis para deformação permanente, no entanto são geralmente desfavoráveis para o desempenho quanto ao trincamento térmico (KIM, 2008; GHOSH *et al.*, 2017; BARGHABANY *et al.*, 2020).

A intensa utilização dos ensaios reológicos para caracterização de ligantes asfálticos levou ao estudo mais aprofundado dos resultados para tentar correlacioná-los com o desempenho do pavimento em campo. Nesta busca, alguns parâmetros foram desenvolvidos para avaliar o comportamento de ligantes asfálticos como, por exemplo: o parâmetro G-R (*Glover-Rowe*), o *crossover modulus* ( $G_c$ ), o *crossover frequency*, o índice R (*R-value*) e o parâmetro  $\Delta T_c$  (RODRIGUES, 2006; BRINGEL, 2007; ROSSI, 2018; TAKAHASHI, 2020; OLIVEIRA *et al.*, 2020).

Rowe, King e Anderson (2014) descrevem o desenvolvimento do parâmetro GR, que inicialmente foi criado por Glover e adaptado por Rowe. Esse parâmetro, determinado a 15°C e 0.005 rad/s, representado no *Black Space*, permite avaliar a resistência ao trincamento do ligante asfáltico. Quanto maior o valor do parâmetro GR mais suscetível ao trincamento o material está. Os limites propostos por Rowe (2016), a partir da relação da ductilidade do ligante com as rachaduras nos pavimentos de aeroportos, indicam que um valor de GR=180 kPa corresponde ao início da zona de dano, enquanto um valor de GR superior a 600 kPa, o pavimento está sujeito ao trincamento em bloco (LEITE *et al.*, 2018).

Figura 2 – Módulo dinâmico e ângulo de fase a 25 °C (a) PG 64-22 S e (b) PG 70-22 S



Fonte: (Adaptado de OSMARI *et al.*, 2017).

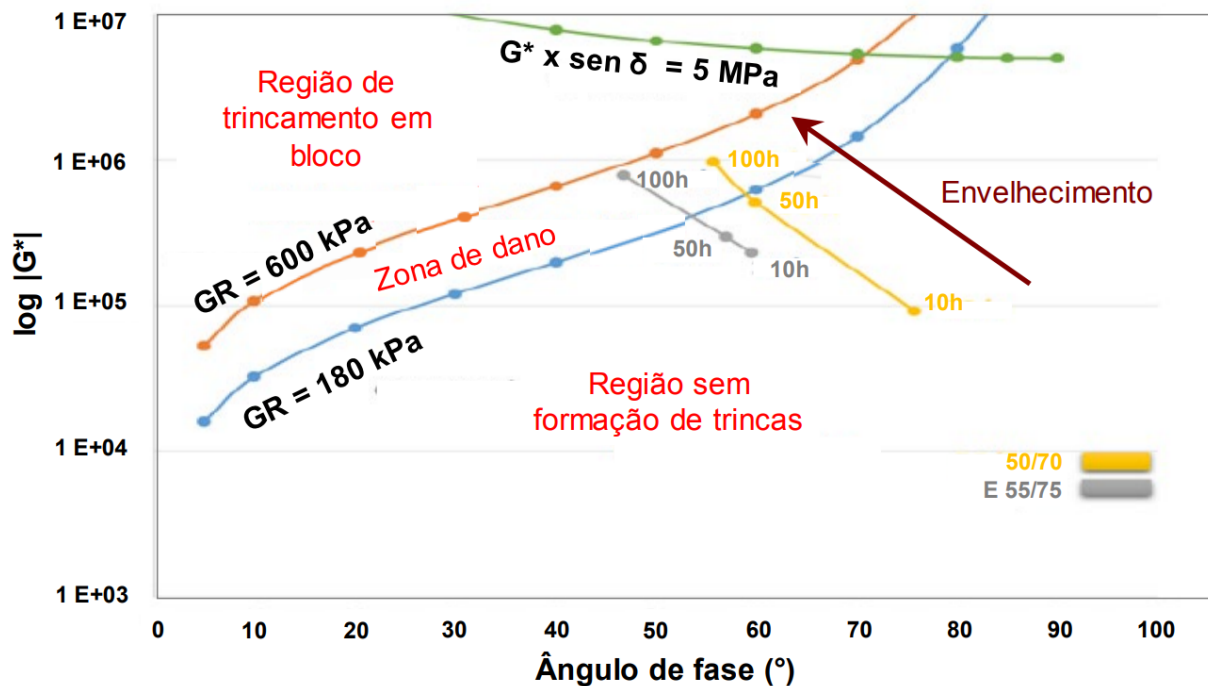
A Figura 3 apresenta a região do dano de acordo com as equações (1) e (2), assim como o resultado de dois ligantes com diferentes níveis de envelhecimento por UV analisados por Leite *et al.*, (2018). Os autores observam que o envelhecimento por radiação UV é severo o suficiente para, após 100 horas de envelhecimento, colocar o ligante dentro da região de dano sendo ele modificado ou não.

O *crossover modulus* ( $G_c$ ) é valor do módulo de cisalhamento dinâmico no qual a curva mestra do módulo de armazenamento ( $G'$ ) e a curva mestra do módulo de perda ( $G''$ ) se cruzam, assim como o *crossover frequency* ( $\omega_c$ ) é a frequência na qual o ângulo de fase é igual a  $45^\circ$ , ou seja,  $G' = G''$  (GARCIA CUCALON *et al.*, 2018).

O índice reológico (R), descreve a forma e a assimetria do espectro de relaxação, sendo calculado a partir da diferença entre o *glassy modulus* e o *crossover modulus* (CHRISTENSEN, ANDERSON e ROWE, 2017).

Esses parâmetros fazem parte do modelo de Christensen-Anderson apresentado nas equações (3) e (4) (TURNER, TAYLOR e TRAN, 2015), conhecido por CA model e desenvolvido durante o programa SHRP.

Figura 3 – Diagrama *Black Space* dos ligantes envelhecidos por radiação UV



Fonte: (Adaptado de LEITE *et al.*, 2018).

$$|G^*| \times \frac{\cos \delta^2}{\sin \delta} = 180 \text{ kPa} \quad (1)$$

$$|G^*| \times \frac{\cos \delta^2}{\sin \delta} = 600 \text{ kPa} \quad (2)$$

Onde:  $|G^*|$  é o módulo de cisalhamento dinâmico;

$\delta$  é o ângulo de fase.

$$|G^*(\omega)| = G_g \left[ 1 + \left( \frac{\omega_c}{\omega_r} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]^{\frac{-R}{\log 2}} \quad (3)$$

$$\delta(\omega_r) = \frac{90}{\left[ 1 + \left( \frac{\omega}{\omega_c} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]} \quad (4)$$

Onde:  $|G^*(\omega)|$  é o módulo de cisalhamento dinâmico, Pa;

$G_g$  é o *Glassy Modulus*, tipicamente 1 GPa;

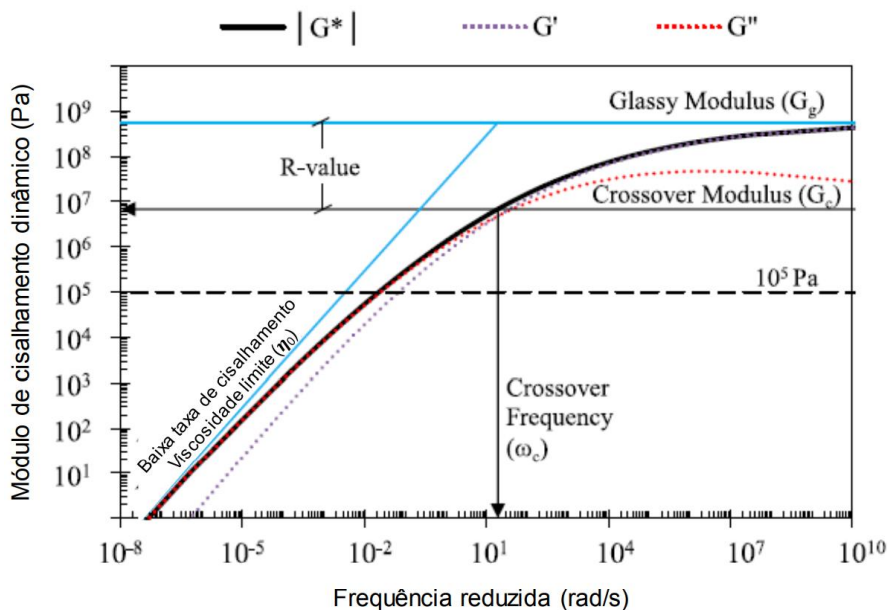
$\omega_r$  é a frequência reduzida na temperatura de referência, rad/s;

$\omega_c$  é o *crossover frequency* na temperatura de referência, rad/s;

$R$  é o índice reológico.

As mudanças reológicas provocadas pelo envelhecimento podem ser capturadas pelos parâmetros reológicos do modelo CA (Figura 4). Considerando uma temperatura de referência  $T_0$ , o valor do índice reológico (*R-value*) aumenta com o envelhecimento, o *crossover frequency* diminui, assim como o *crossover modulus* (FARRAR *et al.*, 2013; GARCIA CUCALON *et al.*, 2018).

Figura 4 – Parâmetros *crossover modulus* e *frequency* como índice R do modelo CA



Fonte: (Adaptado de GARCIA CUCALON *et al.*, 2018).

Nos últimos anos o parâmetro  $\Delta T_c$  foi proposto como um indicador da durabilidade e de resistência ao trincamento de ligantes asfálticos (SADEK *et al.*, 2020). O parâmetro é calculado a partir da diferença entre as temperaturas baixas críticas (equação 5) definidas de acordo com a norma ASTM D7643 após o ensaio no BBR (*Bending Beam Rheometer*).

$$\Delta T_c = T_{c,S} - T_{c,m} \quad (5)$$

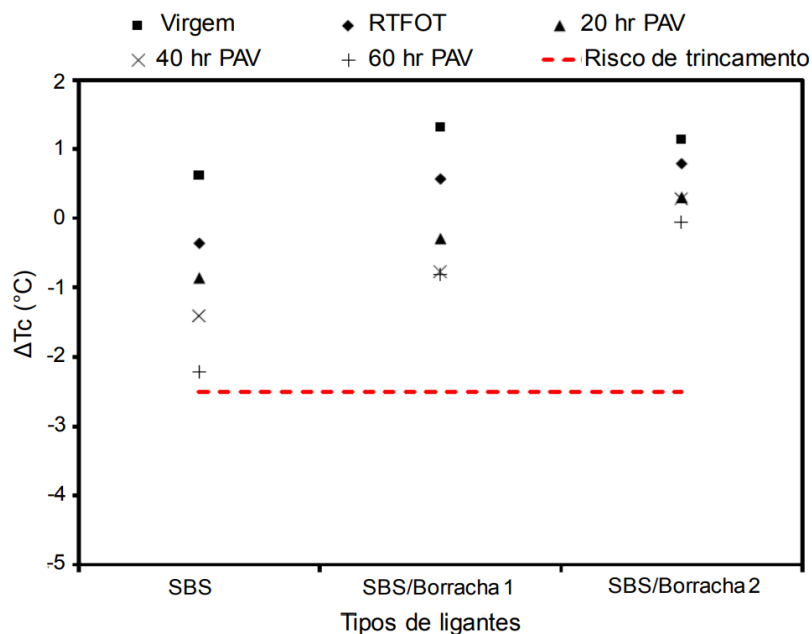
Onde:  $\Delta T_c$  é o indicador da durabilidade e resistência ao trincamento de ligantes;

$T_{c,S}$  é a temperatura baixa obtida pelo critério de *creep stiffness*;

$T_{c,m}$  é a temperatura baixa obtida pelo critério de *creep slope*.

A Figura 5 apresenta os valores de  $\Delta T_c$  para os ligantes avaliados por Zhang *et al.*, (2019). Os autores observaram que o valor positivo de  $\Delta T_c$  representa que o ligante asfáltico ainda apresenta boas propriedades de relaxamento com pequenas chances de trincamentos térmicos e que o aumento do envelhecimento reduz o valor de  $\Delta T_c$ , indicando perda nas propriedades de relaxamento dos ligantes asfálticos. Este parâmetro serve como indicador para avaliar a resistência à fissuração não associados à carga, apesar da divergência entre as referências consultadas, o valor limite é apontado como  $-2,5^\circ\text{C}$  (ZHANG *et al.*, 2019) e  $-5^\circ\text{C}$  (OZER *et al.*, 2017; KARKI e ZHOU, 2019; OSMARI, 2021).

Figura 5 – Parâmetro  $\Delta T_c$  de ligantes modificados em diferentes níveis de envelhecimento



Fonte: (Adaptado de ZHANG *et al.*, 2019).

## 2.2 PARÂMETROS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

No Brasil, a maioria dos pavimentos apresentam revestimentos ou camadas de rolamento compostas por uma mistura de agregados pétreos, material de enchimento e ligantes asfálticos que possuem características particulares. A mistura dos materiais é possível devido às propriedades aglutinantes dos ligantes, permitindo sua união de maneira satisfatória. Este compósito é geralmente chamado de concreto asfáltico (CA) ou mistura asfáltica (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Quando adequadamente dosadas e processadas, as misturas asfálticas garantem estabilidade, flexibilidade, durabilidade, impermeabilidade (com exceção da camada porosa de atrito), resistência à fadiga e ao trincamento térmico para as condições às quais foram concebidas (CERATTI, BERNUCCI e SOARES, 2015). Destacam-se entre as misturas para revestimentos asfálticos três composições distintas de graduações, sendo densas ou bem graduadas, descontínuas ou abertas (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2022). Além da camada de revestimento ou capa de rolamento, o CA pode ser utilizado em camadas de ligação ou *binder* e camadas de nivelamento ou regularização, as quais apresentam distinções quanto ao diâmetro máximo dos agregados empregados, volume de vazios e relação betume-vazios (PINTO e PREUSSLER, 2010).

Vários são os fatores que exercem influência no comportamento e desempenho do concreto asfáltico ao longo de sua vida útil. Destacam-se os seguintes: características dos materiais utilizados (agregados minerais, ligantes asfálticos e aditivos), carregamentos, umidade, temperaturas, estado de tensões, envelhecimento e metodologia de compactação empregada (SPECHT, 2004).

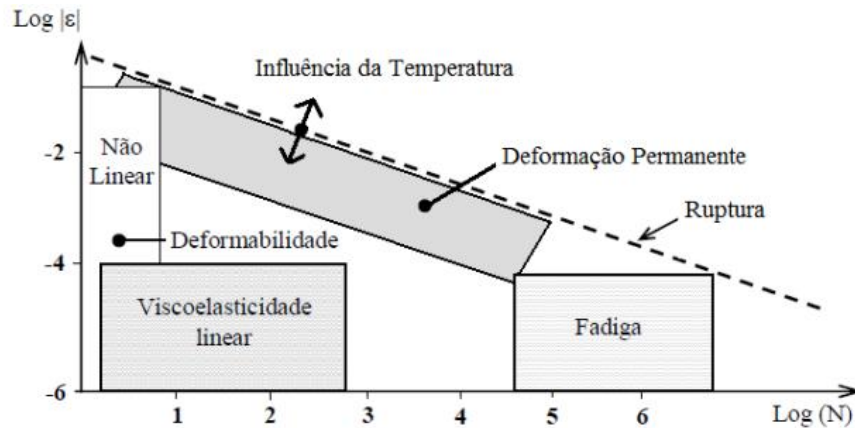
O comportamento das misturas asfálticas foi descrito por Roberts *et al.*, (1996); Hunter (1997); Balbo (2007); Bernucci *et al.*, (2022) como dependente das propriedades e características dos agregados e ligantes asfálticos. Os agregados influenciam mais diretamente a resistência das misturas ao acúmulo de deformações permanentes, enquanto que a resistência à fadiga está mais relacionada com as características dos ligantes. Para um desempenho satisfatório, é evidente a importância da seleção desses materiais, que devem apresentar uma boa interação e propriedades adequadas (OLARD e DI BENEDETTO, 2003; MANGIAFICO, 2014; CARDONA *et al.*, 2015).

É possível observar na Figura 6 os tipos distintos de comportamento das misturas betuminosas, conforme a profundidade da deformação empregada e o número de ciclos da carga. Em relação à baixa influência de deformação ( $\epsilon < 100\mu\text{m/m}$ ) e uma limitação na



quantidade de ciclos, os materiais betuminosos indicam um comportamento linear viscoelástico (CARDONA *et al.*, 2015; FACCIN, 2018; SCHUSTER, 2018).

Figura 6 – Domínios do comportamento de uma mistura asfáltica



Fonte: (Adaptado de DI BENEDETTO *et al.*, 2004a).

### 2.2.1 Rigidez

Com relação aos pavimentos asfálticos, as principais causas de falha ou ruptura são o trincamento, especialmente o provocado por fadiga, e o excesso de deformações permanentes. A situação mais crítica provocada pelo trincamento do pavimento ocorre quando essas trincas chegam à superfície e coalescem formando blocos que, posteriormente, podem formar as chamadas “painéis” (buracos na superfície do pavimento), gerando desconforto, aumento dos custos de manutenção dos veículos, e aumento do risco de acidentes para o usuário (CAIAZZO e COSTANZO, 2000; FACCIN, 2018). A problemática das deformações permanentes, por sua vez, está mais relacionada à perda do conforto do usuário e ao aumento dos custos de manutenção dos veículos, provocados pela formação de ondulações na pista de rolamento.

Portanto, a rigidez pode ser definida por meio de ensaios laboratoriais produzidos com carga estática ou dinâmica, tais como testes de fluência, relaxação, tração ou compressão, cisalhamento e flexão (PARK e KIM, 2001; SOUZA, 2005; THEISEN, 2006).

#### 2.2.1.1 Modelos mecânicos

Como visto anteriormente, as relações constitutivas viscoelásticas envolvem funções, e não constantes (como no caso elástico), que representam as propriedades do material, quais

sejam, o módulo de relaxação,  $E(t)$ , e a função fluência,  $D(t)$ , as quais devem ser determinadas antes de qualquer análise. Além disso, de modo a tornar possível a solução das equações constitutivas, essas funções devem ser representadas por funções matemáticas adequadas (SCHUSTER, 2018; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020; POSSEBON, 2021; OSMARI, 2021).

Uma forma de representar as propriedades viscoelásticas matematicamente se dá através do uso das chamadas leis de potência (*power laws*). Por exemplo, considerando o caso da função fluência, uma lei de potência bastante usada e que é capaz de representar bem as funções viscoelásticas, chamada de “série de leis de potências” (*power-law series*) (PARK e KIM, 2001).

Além das leis de potência, existe outra forma de se representar as propriedades viscoelásticas, a qual se dá através da analogia com modelos mecânicos constituídos de associações entre molas e amortecedores (FERRY, 1980).

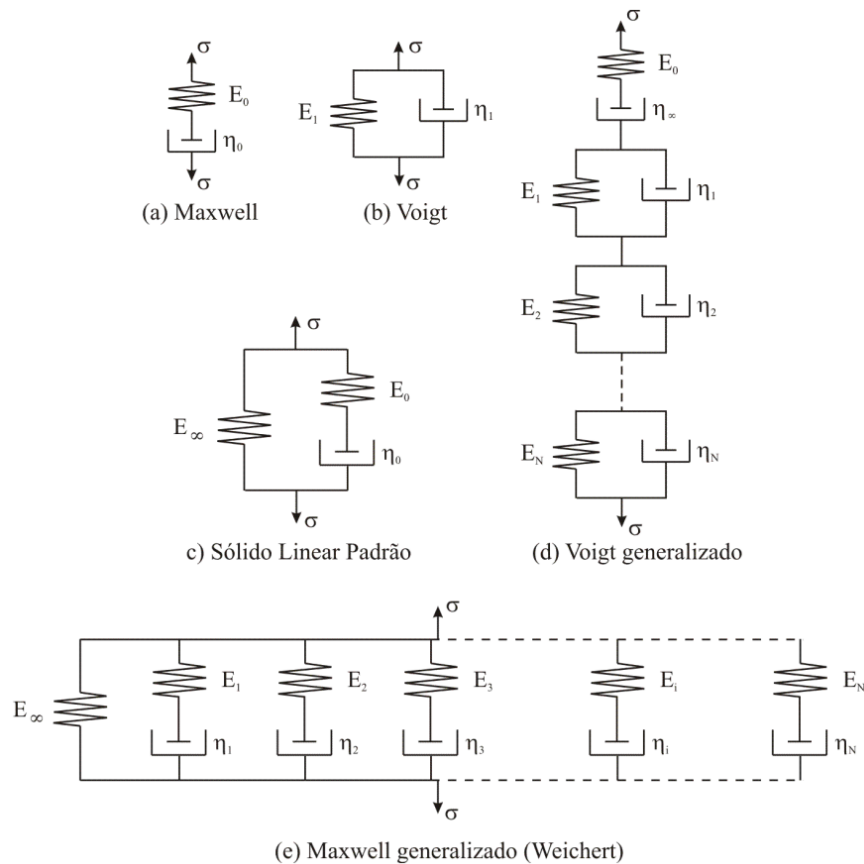
A principal vantagem desta representação é que as constantes de regressão passam a ter um significado físico associado às constantes elásticas das molas e à viscosidade dos amortecedores. Além disso, outra vantagem é que essa representação matemática envolve principalmente funções exponenciais, as quais podem ser facilmente integradas (FEYEL, 1999; LEE, MOORTHY e GHOSH, 1999; FISH e SHEK, 2000; FACCIN, 2018).

As representações mais comumente usadas para o módulo de relaxação e para a função fluência são as fornecidas pelos modelos de Maxwell generalizado e de Voigt generalizado, respectivamente, pois podem representar as funções viscoelásticas para tempos bastante longos, bastando, para isso, acrescentar-se ao conjunto seus modelos base (modelo de Maxwell e de Voigt) (ROBERTS *et al.*, 1996; HUNTER, 1997; BALBO, 2007; BERNUCCI *et al.*, 2022).

É importante salientar que os modelos de Maxwell generalizado e de Voigt generalizado são equivalentes, mas as representações matemáticas do módulo de relaxação e da função fluência tornam-se mais simples quando se considera os modelos de Maxwell e de Voigt generalizados (SOUZA, 2005). A Figura 7 apresenta alguns modelos mecânicos comumente usados na representação de materiais viscoelásticos (SCHUSTER *et al.*, 2021; POSSEBON *et al.*, 2021; OSMARI, 2021).

Outra importante vantagem da representação através das séries de *Prony* é que uma vez determinada a função viscoelástica para um material no domínio do tempo, suas funções correspondentes no domínio da frequência ( $\omega$ ) e no espaço de Laplace ( $s$ ) são obtidas diretamente em termos das constantes (PARK e SCHAPERLY, 1999; SCHUSTER, 2018).

Figura 7 – Modelos mecânicos para materiais viscoelásticos



Fonte: (Adaptado de SOUZA, 2005).

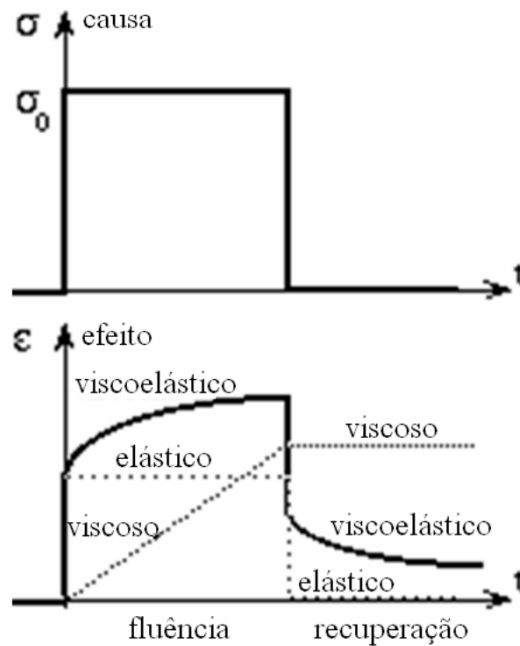
### 2.2.1.1.1 Fluência

Fluência é uma deformação lenta e progressiva do material quando este é submetido à tensão constante (LAKES, 1998). Este comportamento é notado em materiais viscoelásticos quando se executa o chamado ensaio de fluência ou *creep test*. Resultados típicos de ensaios de fluência são funções onde as deformações crescem ao longo do tempo, mas com declividade decrescente. Uma assíntota pode ou não pode ser notada quando a tensão é aplicada por um longo tempo, dependendo se o material é um sólido ou um fluido (CHRISTENSEN, 1971; SCHUSTER *et al.*, 2021). Supõe-se um material viscoelástico qualquer em que num determinado instante  $\tau_0$  é aplicada uma tensão constante de valor  $\sigma_0$ , de forma unidimensional. Para  $\tau_0$  nulo, a descrição da solicitação mencionada e a resposta típica a esta solicitação podem ser vistas na Figura 8.

A Figura 8 compara o comportamento elástico, viscoelástico e viscoso sob mesma solicitação. Nota-se que o comportamento viscoelástico é intermediário entre os comportamentos elástico e viscoso, com acréscimo de deformação ao longo do tempo

(característica viscosa) tendendo a um valor constante (característica elástica). O salto da curva de fluência no início e no fim da aplicação de carga geralmente ocorre em materiais viscoelásticos e representa a parcela elástica da deformação. Em misturas asfálticas, esta situação é simulada no ensaio de *creep* estático (THEISEN, 2006).

Figura 8 – Deformação típica de um ensaio de fluência



Fonte: (Adaptado de THEISEN, 2006).

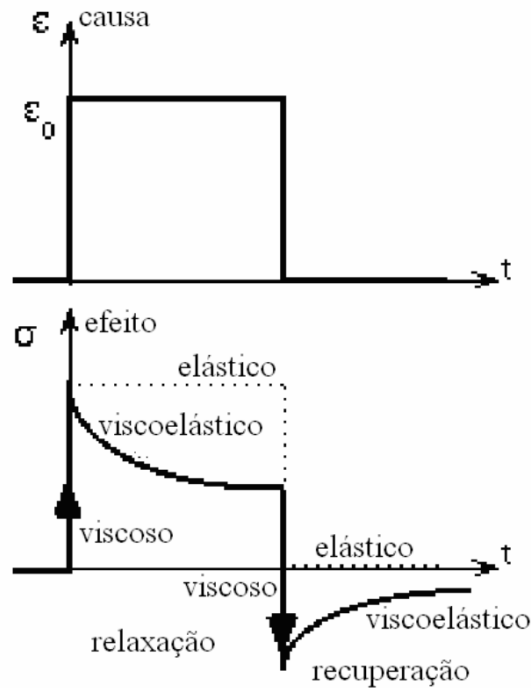
### 2.2.1.1.2 Relaxação

Relaxação é o decréscimo gradual da tensão quando o material é mantido sob a deformação constante (LAKES, 1998). Tal comportamento é notado em quando se executa o ensaio de relaxação. Funções típicas de relaxação são decrescentes em função do tempo (THEISEN, 2006). Analogamente ao ensaio de fluência, uma deformação constante  $\epsilon_0$  é aplicada em um instante  $\tau_0=0$ . A resposta típica a solitação mencionada pode ser vista na Figura 9.

Nota-se na Figura 9 é um comportamento intermediário entre o viscoso e o elástico. Existe uma tendência de estabilização da tensão ao longo do tempo, que ocorre instantaneamente em um material elástico, porém antes acontecendo um decréscimo da mesma, que ocorre instantaneamente num material viscoso. Este comportamento foi observado em misturas asfálticas por Falcão e Soares (2002), simulando ensaios de relaxação com a aplicação de um deslocamento constante em corpos-de-prova cilíndricos,

posteriormente medindo-se a reação provocada pelo corpo-de-prova no tempo, resultando no comportamento.

Figura 9 – Tensão típica de um ensaio de relaxação



Fonte: (Adaptado de THEISEN, 2006).

Um carregamento senoidal seja aplicado ao material pode ser descrito como a equação 6.

$$\sigma(t) = \sigma_0 \text{sen}(\omega t) \quad (6)$$

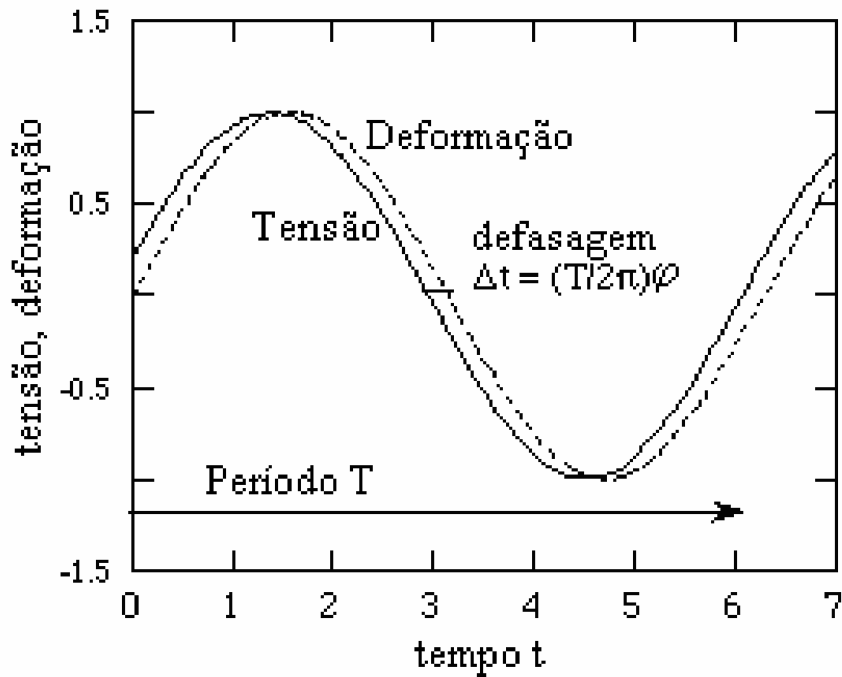
Onde:  $\sigma_0$  é a amplitude da oscilação harmônica;

$\tau$  é uma deformação aplicada em um instante;

$\omega$  é a frequência angular de oscilação do pulso de tensão.

Na equação acima, onde  $\sigma_0$  representa a amplitude da oscilação harmônica, e  $\omega$  é a frequência angular de oscilação do pulso de tensão, na qual pode ser descrita em função da frequência ou do período. Se o comportamento do material é viscoelástico, a resposta a uma solitação senoidal também será senoidal (DI BENEDETTO *et al.*, 2001). O surgimento de uma defasagem entre os pulsos de tensão e deformação resultante devido ao aparecimento do ângulo de fase  $\phi$  entre os dois pulsos pode ser vista na Figura 10 (THEISEN, 2006).

Figura 10 – Pulsos senoidais de tensão e deformação



Fonte: (Adaptado de THEISEN, 2006).

Em função das amplitudes  $\sigma_0$  e  $\varepsilon_0$ , e do ângulo de fase  $\varphi$ , são definidas duas parcelas de módulos, onde  $|E^*|$  é denominado Módulo de Rigidez do material, definido como a razão entre  $\sigma_0$  e  $\varepsilon_0$ , e  $E^*$  é denominado Módulo Complexo do material, o que será definido posteriormente. Os módulos  $E'$  e  $E''$  são denominados de Módulo de Armazenamento (*Storage Modulus*) e Módulo de Perda (*Loss Modulus*), respectivamente. Cada um destes refere-se a um comportamento constitutivo do material. O módulo  $E'$  se refere à parte elástica, onde a energia dissipada não é perdida devido à definição de comportamento elástico (resiliência igual a 100%: toda energia entregue é armazenada e devolvida em forma de deformação). Ao contrário, o módulo  $E''$ , que se refere ao comportamento viscoso, toda a energia fornecida é perdida ou dissipada, devido às deformações serem 100% permanentes (resiliência nula). Por estes conceitos,  $\tan(\varphi)$  é referido como uma relação de atrito interno ou amortecimento mecânico (LAKES, 1998; THEISEN, 2006). Se o material é puramente elástico ( $\varphi=0^\circ$ ), não há dissipação de energia; se o material é puramente viscoso ( $\varphi=90^\circ$ ), não existe armazenagem de energia. A rigidez do material pode ser tratada como um número complexo, assim surgindo a definição de Módulo Complexo. Todos os fenômenos citados anteriormente podem ser modelados matematicamente através de modelos reológicos viscoelásticos, em função de constantes que podem ser determinadas a partir da análise inversa de resultados de ensaios (FISH e SHEK, 2000; SCHUSTER, 2018).

### 2.2.1.2 Modelos reológicos

Os sólidos elásticos podem ser modelados unidimensionalmente por uma relação tensão-deformação básica, denominada lei de Hooke. O que relaciona tensões e deformações é o Módulo de Elasticidade  $E$ , que representa a rigidez do sólido. No caso de fluídos viscosos, a modelagem unidimensional é feita por uma relação tensão-deformação básica denominada lei de Newton, onde  $\eta$  representa o coeficiente de viscosidade do fluído. Sabendo-se que o comportamento viscoelástico é intermediário entre os comportamentos viscoso e elástico, este é modelado utilizando tanto o modelo de Hooke quanto o modelo de Newton. O comportamento viscoelástico pode ser modelado através da associação em paralelo e/ou em série de molas (modelo de Hooke) e de amortecedores (modelo de Newton), resultando nos conhecidos modelos de Maxwell e Kelvin. Dependendo da associação do conjunto de molas e amortecedores, serão obtidos os modelos de Maxwell ou de Kelvin. Nos próximos tópicos, serão descritos os processos de obtenção de cada um dos modelos referidos (SOUZA, 2005; THEISEN, 2006).

#### 2.2.1.2.1 Kelvin

Uma unidade Kelvin é definida pelo conjunto de uma mola com Módulo de Elasticidade  $E$  e um amortecedor com coeficiente de viscosidade  $\eta$ , associados em paralelo. A associação em paralelo do amortecedor e da mola impõe a ambos a mesma deformação  $\epsilon$  e que a tensão  $\sigma$  seja dividida entre ambos. Desta forma, pode-se modelar o comportamento tensão-deformação da unidade. O modelo generalizado de Kelvin é o mais adequado para descrição da resposta de deformação de materiais viscoelásticos quando estes são submetidos a tensões, devido à resposta se assemelhar ao comportamento de fluência observando experimentalmente nesses materiais (BARBOSA, 1979; GIBSON *et al.*, 2003; ABBAS, 2004; SOUZA, 2005; THEISEN, 2006; SCHUSTER, 2018).

#### 2.2.1.2.2 Maxwell

Uma unidade Maxwell é definida pelo conjunto de uma mola com Módulo de Elasticidade  $E$  e um amortecedor com coeficiente de viscosidade  $\eta$ , associados em série. A associação em série do amortecedor e da mola impõe para ambos, a tensão  $\sigma$  e deformação  $\epsilon$  dividida entre ambos. Salientando que o modelo generalizado de Maxwell é mais utilizado

geralmente para modelagens no ramo da dinâmica dos fluídos (BARBOSA, 1979; GIBSON *et al.*, 2003; ABBAS, 2004; SOUZA, 2005; THEISEN, 2006; SCHUSTER, 2018).

### 2.2.1.2.3 Princípio da Superposição Tempo-Temperatura

Muito se tem discutido acerca do comportamento viscoelástico linear, principalmente no momento em que o material se encontra com limitação a uma influência linear em baixas deformações, em que a similaridade tensão/deformação decorre tanto da temperatura como da frequência. Consequentemente, os materiais com estas propriedades são denominados termoreologicamente simples, e o domínio dos protocolos temperatura ( $T$ ) e pulsação ( $\omega$ ) são capazes de ser reduzidos a um único protocolo (equação 7). Diante disso, os dados de módulos complexos estimados por composições múltiplas de  $T$  e  $\omega$  podem ocasionar resultados idênticos (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005). Assim, por haver essa paridade de implicações no comportamento do material entre estes elementos, este parâmetro é denominado de Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT).

$$G^*(\omega, T) = G^*(\omega f(T)) = G^*(g(\omega)T) \quad (7)$$

Onde:  $G^*$  é o módulo complexo de cisalhamento;

$T$  é a temperatura, em °C;

$\omega$  é a frequência de pulsação, em rad/s.

Quando se trata deste parâmetro, é possível elaborar curvas excepcionais do módulo dinâmico ( $E^*$ ), do cisalhamento ( $G^*$ ) ou do ângulo de fase ( $\delta$ ), com base nas suas curvas análogas de temperatura (isotermas). Da mesma forma, as curvas isócronas são produzidas utilizando este método, contudo, a sua importância é inferior em comparação ao método anterior, e raramente encontrada na lista de obras consultadas (OLARD e DI BENEDETTO, 2003).

O método resume-se em definir uma temperatura padrão  $T_{ref}$  de forma arbitrária. Geralmente, as temperaturas intermédias são indicadas para o teste. Partindo deste pressuposto, as curvas isotérmicas são modificadas no decorrer do eixo constante, de modo a sobrepor todos os pormenores ordenados simultaneamente, da maneira que reproduza uma curva moderada mais razoável (MANGIAFICO, SAUZÉAT e DI BENEDETTO, 2019).

Os autores relatam ainda que, para fins altamente matemáticos, a circunferência é



transcrita multiplicando as frequências integrais de cada curva isotérmica por um coeficiente  $a_T(T)$ , denominado *shift factor*, no qual necessitará de cada temperatura isotérmica para serem movidos (equação 8). Portanto, é possível determinar o módulo dinâmico por meio de uma função da frequência angulada ( $\omega$ ) juntamente com os *shifts factors* ( $a_T(T)$ ), no que se refere à frequência moderada, indicada a toda temperatura padrão ( $T_{ref}$ ), em que  $a_T(T_{ref}) = 1$ .

$$a_T(T) = \frac{f(T)}{f(T_{ref})} \quad (8)$$

Onde:  $a_T$  é o *shift factor*, diferente para cada temperatura de ensaio;

$T$  é a temperatura, em °C;

$T_{ref}$  é a temperatura de referência, em °C.

Na lista de obras consultadas, o modelo matemático mais usual que especifica os dados de  $a_T$  para que estes se tornem uma função da temperatura, é a equação 9 de WLF, na qual duas variáveis são reguladas para toda amostra quantificada (WILLIAM, LANDEL e FERRY, 1955).

$$\log(a_T) = -\frac{C_1 \times (T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \quad (9)$$

Onde:  $a_T$  é o *shift factor*;

$T$  é a temperatura de ensaio;

$T_{ref}$  é a temperatura de referência;

$C_1$  e  $C_2$  são constantes a serem determinadas.

Vale destacar que, inúmeros ligantes modificados com polímeros não indicam um simples comportamento termoreológico, criando curvas *black space* não originais. Todavia, ainda assim é possível aplicar de forma parcial o Princípio da Superposição Tempo-Temperatura para reproduzir apenas curvas mestras de módulo de cisalhamento (NGUYEN, 2011).

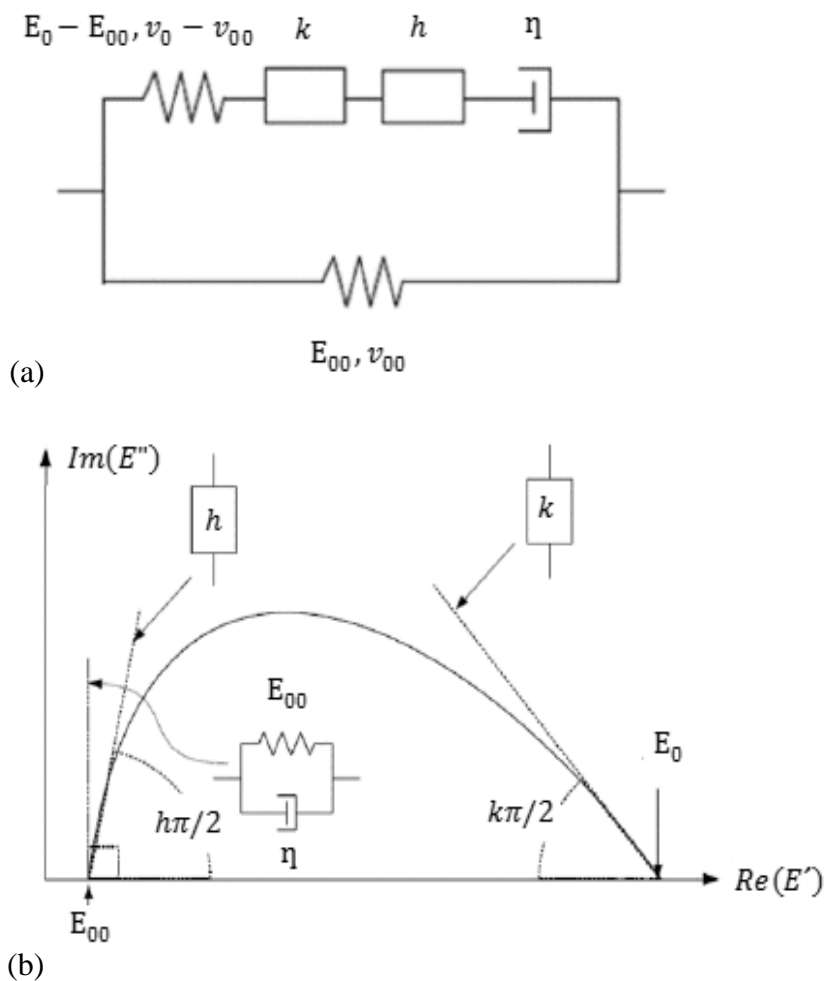
#### 2.2.1.2.4 Modelagem 2S2PID

Quando se trata do módulo complexo, o módulo vítreo do material, tanto as frequências a baixas como a altas temperaturas tendem a  $E_0$ . Dessa forma, a mola paralela

certifica que tanto as frequências a baixas como a altas temperaturas, a medida inclina-se ao  $E_{00}$ . Um módulo padrão, denominado módulo estático, assegurando ao longo do elemento da estrutura mineral das misturas asfálticas, contudo  $=0$  para os asfaltos (MANGIAFICO, 2014; SPECHT *et al.*, 2017).

Entretanto, este protótipo não seria capaz de caracterizar adequadamente o comportamento em temperaturas altas e frequências baixas, uma vez que, neste princípio, o comportamento do ligante é meramente viscoso, e indica um comportamento similar a um deflector. Em síntese, Olard (2003) e Olard e Di Benedetto (2003) incluíram na modelagem 2S2P1D (2 Springs, 2 Parabolic elements, 1 Dashpot) um deflector sequencial com os dois componentes de forma paraboloide (Figura 11).

Figura 11 – (a) Analogia do modelo 2S2P1D; (b) Parâmetros no espaço Cole-Cole



Fonte: (Adaptado de CARDONA *et al.*, 2015).

O protótipo indica um espectro de relaxação constante e deriva de 7 critérios para execução em 1D e 2 para a 3D, conforme as equações 10, 11 e 12.

$$E^*(\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (10)$$

$$\eta = (E_0 - E_{00})\beta\tau \quad (11)$$

$$\nu^*(\omega) = \nu_{00} + (\nu_0 - \nu_{00}) \frac{E^*(\omega) - E_{00}}{E_0 - E_{00}} \quad (12)$$

Onde:  $E_0$  é o modelo vítreo;

$E_{00}$  é o modelo estático;

$k$  e  $h$  são os coeficientes adimensionais interligados aos 2 parâmetros;

$\delta$  é a constate de calibração;

$\tau$  é o tempo característico que depende da temperatura;

$\beta$  é a viscosidade newtoniana  $\eta$  do amortecedor;

$\omega$  é a pulsação  $2.\pi.f$ ;

$\nu_0$  é o valor vítreo do coeficiente de Poisson;

$\nu_{00}$  é o valor estático do coeficiente de Poisson.

O benefício de manipular análogos que fazem equivalência aos materiais asfálticos em geral, é que se encontram coeficientes inerentes somente a uma escala. Di Benedetto *et al.*, (2004b) relata que os coeficientes  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$  e  $\beta$  são pertinentes somente ao ligante asfáltico, e são capazes de ser aplicados em outras misturas asfálticas utilizando o mesmo material. Em vista disso, por meio apenas dos valores de rigidez de um determinado ligante asfáltico, além de identificar os dados de  $E_{00}$  e  $E_0$ , é viável pressupor o módulo complexo de uma mistura. Contudo, existe uma complexidade relacionada neste modelo, no qual a calibração manual destes 7 parâmetros é indispensável. Fazendo uma pequena ressalva, quando se trata deste último, poderá ocorrer uma disparidade nos dados dos coeficientes, em conformidade do grau de habilidade do utilizador afiliado a esta representação (SPECHT *et al.*, 2017; MANGIAFICO, SAUZÉAT e DI BENEDETTO, 2019; VESTENA *et al.*, 2021a; SCHUSTER, 2018; FACCIN, 2018).

### 2.2.1.3 Correlação de rigidez entre as escalas de ligantes e misturas

Quando se emprega o termo rigidez, este torna-se o fator crucial da característica reológica relacionada com o desempenho do ligante durante a vida útil do pavimento,

estimado de inúmeras maneiras conforme ao grau de temperatura a que os pavimentos estão resignados. A rigidez do ligante é uma extensão do módulo de longitude da deformação para os materiais viscoelásticos, tornando-o sólido para a correlação linear entre tensões e deformações (SPECHT *et al.*, 2017; MANGIAFICO, SAUZÉAT e DI BENEDETTO, 2019; VESTENA *et al.*, 2021b; SCHUSTER *et al.*, 2021; FACCIN *et al.*, 2021).

Assim, os fenômenos de trincamento e deformações permanentes que ocorrem na escala do pavimento estão intimamente relacionados a fenômenos inerentes às escalas menores (ALLEN e SEARCY, 2001). Por exemplo, o trincamento está relacionado aos fenômenos de microfissuração na mistura asfáltica e concentração de tensões na interface agregado-ligante, enquanto o desenvolvimento de deformações permanentes está associado à dissipação de energia provocada pelo comportamento viscoelástico do ligante, especialmente na interface agregado-ligante devido à diferença de rigidez dos dois materiais (POSSEBON *et al.*, 2021; PIRES *et al.*, 2022; OSMARI, 2021).

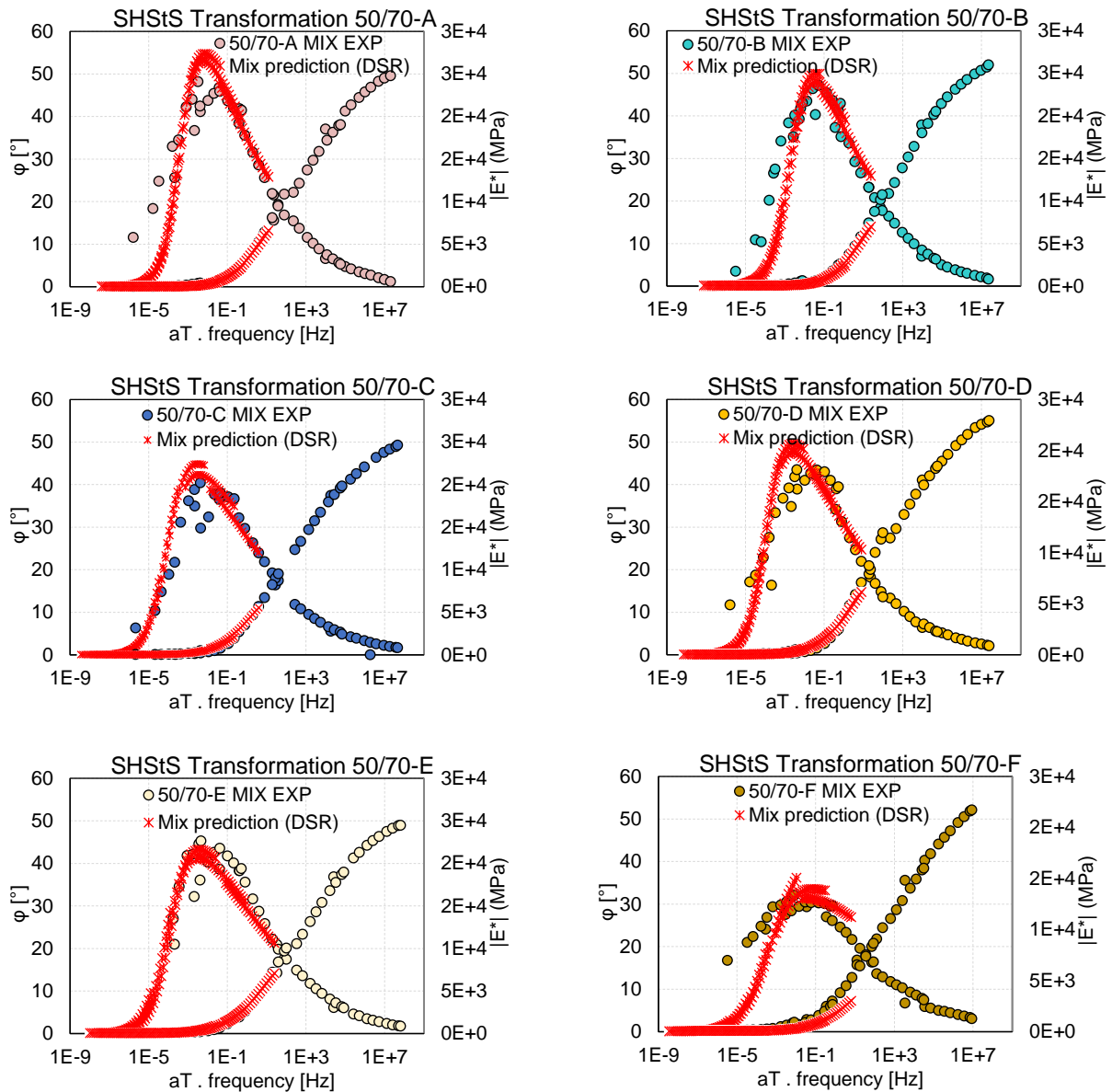
Neste sentido, a consideração dos fenômenos ocorrentes nas escalas menores por meio de um modelo entre escala proporciona uma previsão mais confiável do comportamento global da mistura asfáltica em serviço, além de possibilitar ao projetista uma sensibilidade maior com relação à influência de determinadas características da mistura no comportamento global da mesma. Outra importante aplicação dos modelos entre escalas é o projeto de misturas asfálticas, onde a granulometria e frações ótimas dos materiais utilizados (agregados pétreos, ligante asfáltico, fíler, borracha e outros materiais alternativos) para cada tipo de aplicação poderiam ser determinadas computacionalmente, reduzindo, assim, a quantidade de ensaios necessários e otimizando o desempenho do material compósito (FEYEL, 1999; LEE, MOORTHY e GHOSH, 1999; FISH e SHEK, 2000; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020; SCHUSTER *et al.*, 2021).

Sob esta condição, vários estudos recentes foram desenvolvidos como alternativa para caracterizar as propriedades viscoelásticas dos materiais asfálticos. Um teste empregando tensões axiais senoidais a um CP esférico, estimando os seus descolamentos análogos, foi produzido por Papazian (1962). O método é aplicado diversas vezes para múltiplas frequências e temperaturas de carregamento, com a finalidade de gerar curvas mestras que absorvem as forças de ambos os elementos na caracterização de materiais asfálticos (FRANCKEN e PARTL, 1996).

Possebon *et al.*, (2021) na sua pesquisa correlacionou os dados do módulo dinâmico e do ângulo de fase de diferentes misturas asfálticas com a previsão destes dados a partir da caracterização LVE utilizando o parâmetro 2S2P1D e do SHStS dos respectivos ligantes, com

o intuito de verificar a relação do comportamento LVE entre ligantes e misturas, conforme pode ser observado na Figura 12.

Figura 12 – SHStS de ligantes em misturas

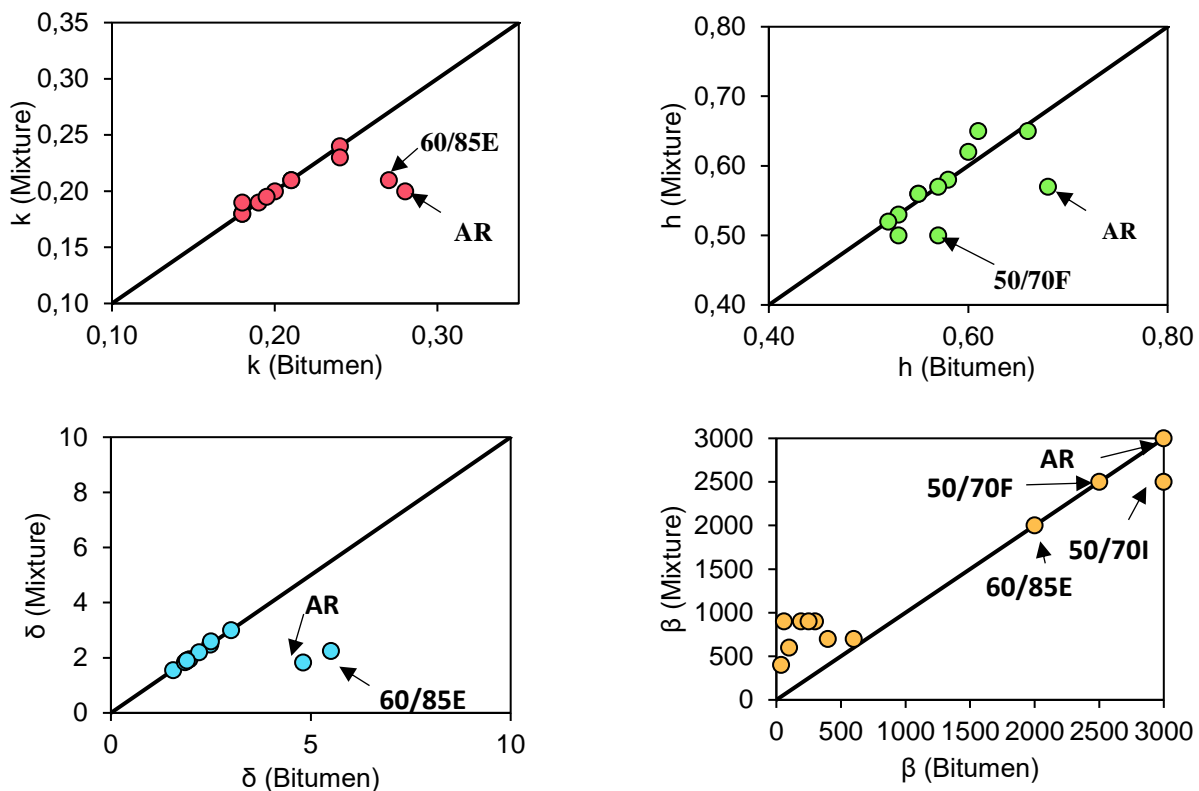


Fonte: (Adaptado de POSSEBON *et al.*, 2021).

Na Figura 13, é possível verificar a paridade das variáveis  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$  e  $\beta$  da modelagem 2S2P1D. O parâmetro  $k$ , significativamente relacionado ao ajuste das curvas mestras em temperaturas intermediárias e baixas, e a inclinação inicial Cole-Cole, mostrou uma forte relação entre o ligante e as escalas de mistura para os ligantes convencionais. Entre as dispersões observadas, pode-se analisar que o ligante modificado com polímero 60/85E e o ligante modificado com borracha apresentaram valores de  $k$  superiores aos observados nas

respectivas misturas. Esta queda no parâmetro  $k$  no aumento da escala do ligante para a mistura pode estar sugerindo que a relação entre o módulo de perda e o módulo de armazenamento é alterada em altas rigidezes. Para o parâmetro  $h$ , fortemente ligado ao ângulo de fase a altas temperaturas e ao ajuste da relação módulo de perda/armazenamento na zona de baixa rigidez, observa-se uma forte relação, onde apenas dois ligantes (50/70-F e AR) mostraram uma queda nos valores quando ocorreu um aumento de escala do ligante para a mistura. O ligante AR, que é significativamente mais afetado, tem a segunda maior rigidez entre os ligantes a altas temperaturas (65°C), enquanto a mistura mostra a terceira menor rigidez a 54°C (POSSEBON *et al.*, 2021).

Figura 13 – Correlação entre mistura e ligante das variáveis  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$  e  $\beta$  do 2S2P1D



Fonte: (Adaptado de POSSEBON *et al.*, 2021).

A autora ainda relata que a igualdade entre as escalas para o parâmetro  $\delta$  é observada na análise de ligantes convencionais. Os ligantes modificados 60/85E e AR apresentaram maiores valores de  $\delta$  em relação às suas respectivas misturas e também em relação aos ligantes convencionais, este fato possivelmente está ligado ao ajuste dos ângulos de fase inferiores dos ligantes modificados em relação aos ligantes convencionais em e altas temperaturas.

Por fim, o parâmetro  $\beta$ , para os ligantes convencionais, apresentou maiores valores no aumento de escala do ligantes a mistura, exceto para o ligante 50/70-I, que apresentou valor significativamente maior. O ligante 50/70-F também apresentou valores diferentes dos comumente encontrados no ligante convencional. Os ligantes modificados também apresentaram alto  $\beta$ , principalmente ligado à maior rigidez e menor ângulo de fase nas altas temperaturas, proporcionado pela adição dos modificadores (POSSEBON *et al.*, 2021).

### 2.2.2 Deformação permanente

Há duas categorias de deformação no pavimento, a elástica e a plástica ou permanente. A deformação elástica cessa depois que a carga é aplicada, enquanto que a deformação plástica causa deformação permanente. No entanto, ambas afetam a vida útil do pavimento, razão pela qual merecem total atenção, especialmente a última. A deformação plástica ou permanente é uma deformação irreversível que ocorre no pavimento e é comum na via onde as rodas fazem contato, em corredores de ônibus urbanos e em estacionamentos cobertos com concreto asfáltico (PARTL *et al.*, 2013; ZAGO *et al.*, 2021). A vulnerabilidade dessas camadas varia em diferentes épocas do ano. Por exemplo, a deformação permanente no revestimento asfáltico é mais comum durante os meses quentes do verão do que no inverno, enquanto que as camadas granulares de base tornam-se mais suscetíveis aos afundamentos em épocas chuvosas (MILLER e BELLINGER, 2014). Outro fator importante é o nível de tensão numa camada individual do pavimento, o qual é função das espessuras das camadas e dos materiais utilizados, e também das cargas aplicadas pelos veículos pesados.

No caso de má compactação das camadas, a consolidação e a densificação dos materiais são as principais causas do afundamento (BROWN, KANDHAL e ZHANG, 2001). Por outro lado, quando o processo de compactação é bem sucedido, estudos feitos nas pistas experimentais da AASHO em 1962, e em seções experimentais monitoradas por Hofstra e Klomp (1972), indicaram que neste caso a deformação cisalhante é o principal mecanismo causador do ATR, ao invés da densificação.

Entretanto, uma causa comum de ATR é a deformação permanente associada à camada de revestimento asfáltico, especialmente em rodovias de tráfego pesado, com elevadas cargas por eixo e alta pressão de pneus. Muitos destes afundamentos podem ser atribuídos à dosagem imprópria da mistura asfáltica (ELNASRI, 2015; KUTAY, JAMRAH e BAYRAKTAROGLU, 2017). O emprego de quantidades excessivas de ligante asfáltico é um dos grandes causadores do ATR. Isto se deve ao fato de que o maior volume de asfalto irá

agir como lubrificante e reduzir o atrito interno e o intertravamento do esqueleto pétreo da mistura (KHANZAD, 2000; ZELELEW; BORGES, 2014; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020).

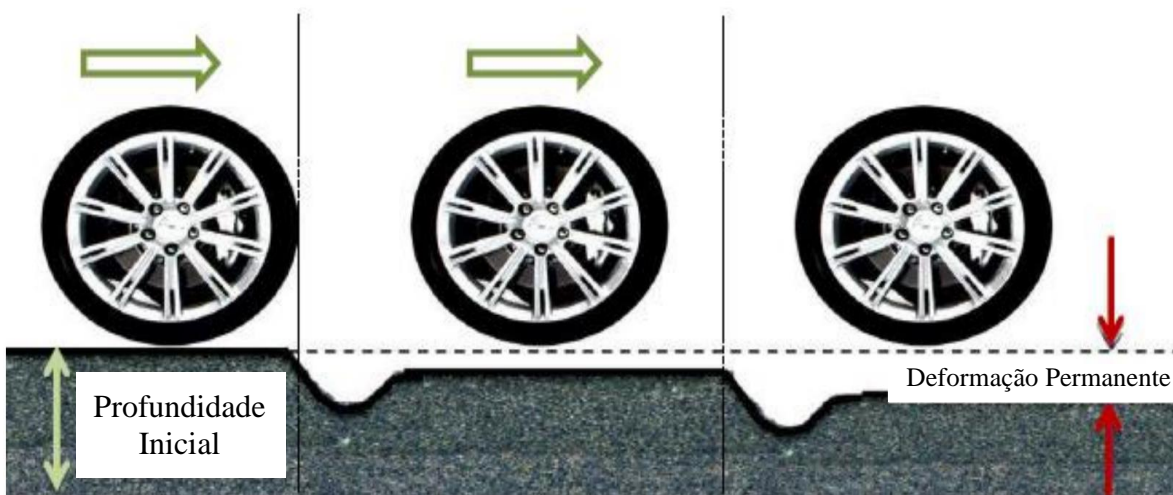
### 2.2.2.1 Atuação da deformação permanente nos ligantes

A deformação permanente nos revestimentos asfálticos é um fenômeno bastante complexo. São citados múltiplos fatores que a afetam, entre eles: granulometria dos agregados, absorção dos agregados, afinidade entre asfalto e agregado mineral, tamanho dos agregados, forma dos agregados graúdos, textura dos agregados graúdos, forma dos agregados miúdos (angularidade), propriedades do filler mineral, teor de asfalto, Grau de Desempenho do asfalto (PG) e presença de finos plásticos nos agregados miúdos, conforme a Figura 14 (SARGAND e KIM, 2001; MAHMOUD e BAHIA, 2004; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Assim, para promover e assegurar um desempenho adequado é necessário compreender as propriedades mecânicas e os fenômenos ocorrentes nas camadas de rolamento através dos conhecimentos de análise mais apurados, tal como a reologia (BAQERSAD, 2019; YAN, ZHANG e BAHIA, 2020).

Em vista disso, órgãos rodoviários norte-americanos desenvolveram na década de 1990, no âmbito do *Strategic Highway Research Program* (SHRP) ou, Programa SHRP, ensaios e metodologias para ligantes e misturas relacionados ao desempenho do pavimento em serviço, agrupados no que denominaram de *Superior Performing Asphalt Pavements* – SUPERPAVE (LIMA *et al.*, 2004; KRISHNAN e RAJAGOPAL, 2005).

Figura 14 – Deformação permanente no pavimento asfáltico



Fonte: (Adaptado de ELNASRI, 2015).



A caracterização dos ligantes através da metodologia SUPERPAVE envolve diversos equipamentos desenvolvidos no Programa SHRP. Um dos equipamentos introduzidos para predição de defeitos como fadiga e deformação permanente, a partir da caracterização do ligante, foi o Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR – *Dynamic Shear Rheometer*). Isto porque, os ligantes asfálticos apresentam um comportamento diferenciado, ou seja, são materiais viscoelásticos, cuja avaliação não é possível, senão através do estudo do seu comportamento reológico (ANDERSON e KENNEDY, 1993; ANDERSON *et al.*, 1994).

Com o propósito de caracterizar a resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente, a especificação Superpave adotou um parâmetro que combina o módulo complexo de cisalhamento ( $G^*$ ), representativo da resistência total do ligante asfáltico à deformação sob o carregamento do tráfego, e o ângulo de fase ( $\delta$ ), representativo da distribuição relativa da resposta total do ligante asfáltico entre um componente em fase e outro defasado, de acordo com a equação  $G^*/\text{sen}\delta$  (BAHIA e ANDERSON, 1993).

Este parâmetro, entretanto, vem recebendo diversas críticas por parte dos pesquisadores, os quais relatam sua incapacidade em caracterizar a resistência dos ligantes asfálticos modificados à deformação permanente de maneira adequada. Dentre as deficiências relatadas na literatura, podem-se citar a determinação do valor de  $G^*/\text{sen}\delta$  na faixa de viscoelasticidade linear dos ligantes asfálticos (DELGADILLO *et al.*, 2006) e a não consideração de toda a contribuição elástica oriunda da adição de modificadores ao ligante asfáltico (ANDERSON, 2010).

Tendo conhecimento das deficiências do parâmetro  $G^*/\text{sen}\delta$ , muitas alternativas foram propostas pelos pesquisadores a fim de obter uma melhor caracterização da resistência dos ligantes asfálticos modificados à deformação permanente. Estas alternativas contemplam especificações suplementares e ensaios adicionais à especificação Superpave (D'ANGELO *et al.*, 2007), refinamentos do parâmetro  $G^*/\text{sen}\delta$  (BOULDIN *et al.*, 2001; SHENOY, 2001; SHENOY, 2004) e o desenvolvimento de novos ensaios em substituição ao ensaio de regime oscilatório em temperaturas altas (BAHIA *et al.*, 2001; D'ANGELO *et al.*, 2007).

Neste aspecto, o ensaio de fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR) tem mostrado bons resultados quanto à distinção entre as propriedades dos vários tipos de ligantes asfálticos modificados, sendo capaz de distinguir os benefícios proporcionados pela adição de cada tipo de modificador. As vantagens deste ensaio em relação ao ensaio de regime oscilatório da especificação Superpave em temperaturas altas – e, por consequência, ao parâmetro  $G^*/\text{sen}\delta$  – são mencionadas em diversos estudos (D'ANGELO *et al.*, 2007; ANDERSON, 2010; ASPHALT INSTITUTE, 2010).

### 2.2.2.2 Atuação da deformação permanente nas misturas

Os ensaios existentes para analisar a deformação permanente em misturas asfálticas são divididos em duas classes, tais como: triaxiais de carga repetida e compressão uniaxial; e testes da simulação de tráfego em laboratório (HUNTER, SELF e READ, 2015).

Em primeiro momento são abordados os denominados, ensaio de *creep*, onde pode ser realizada em duas configurações de carregamento, uma em que o carregamento é estático/constante e outra na qual o carregamento é realizado em cargas repetidas, sendo assim, conhecidos como creep estático e dinâmico, respectivamente (BARROS *et al.*, 2017).

Em contrapartida, há diversos modelos de simuladores de tráfego de verdadeira grandeza ou de laboratório que apresentam um bom resultado quanto à deformação permanente. Até recentemente, o Brasil possuía seis equipamentos destes em operação: cinco franceses desenvolvidos pelo LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), nos laboratórios das universidades da COPPE, UFSC, UFPR e USP e um no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras – CENPES. Outro simulador similar ao do LCPC é o desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC em parceria com a iniciativa privada denominada Sistran e por fim um equipamento norte-americano o APA (*Asphalt Pavement Analyser*) em operação no Laboratório Central da Petrobras Distribuidora (NASCIMENTO, 2008). Atualmente ainda há o equipamento Hamburg Wheel Test na empresa privada E-Vias e na Universidade de Brasília (UnB).

### 2.2.2.3 Correlação da deformação entre parâmetros de ensaios em escalas

As particularidades a altas temperaturas dos ligantes estão propriamente vinculadas com a determinação da deformação permanente. O método Superpave especifica os dados relacionados com o  $PG_H$  por  $G^*/\sin(\delta)$  a partir das curvas de rigidez das misturas. Além disso, verifica a viscoelasticidade linear da propriedade danificada. Assim, um pequeno número de estudos já investigou uma correlação mínima entre o parâmetro e o desempenho em tempo real no campo (BENHOOD, SHAH e MCDANIEL, 2016; KATAWARE e SINGH, 2017). Portanto, pesquisas da *Federal Highway Administration* recomendou ensaios, que podem ser realizados no DSR, onde a mistura é analisada em controle viscoplástico do material (D'ANGELO *et al.*, 2007).

Quando se trata do ensaio MSCR, este é executado à  $PG_H$ , no qual são empregados ciclos condicionantes e, consecutivamente, ciclos com cargas de cisalhamento elevadas (3,2

kPa). O parâmetro  $J_{nr3,2}$  é utilizado para determinar as características de resistência, e quanto mais o parâmetro diminui, o material resulta em uma deformação permanente mais eficiente.

Em vista disso, Gardel, Planche e Dreessen (2009) citam que em relação a determinados ligantes asfálticos, o grau de tensão de 3,2 kPa pode ser demasiado baixo para caracterizar o comportamento de maneira exterior do controle da linearidade. Logo, quando se trata de ligantes asfálticos modificados, estes podem ser classificados em duas fases, onde pode-se ser moroso diferenciar a um grau de baixa tensão.

Em contrapartida, quando o impacto tanto da rigidez como da elasticidade dos modificadores, por exemplo polímeros, é reduzido ao máximo, estes podem ser facilmente retidos, de modo a indicar uma superioridade constante do ensaio (GOLALIPOUR, 2011; BAHIA *et al.*, 2001).

Osmari *et al.*, (2019) na sua pesquisa comparou distintos ligantes a nível nacional referente à deformação permanente, aplicando o teste MSCR com a finalidade de determinar o  $J_{nr3,2}$ . A autora utilizou um total de 12 misturas, sendo 9 convencionais, 1 modificada por polímero SBS, 1 modificada por borracha, e 1 modificada por TLA.

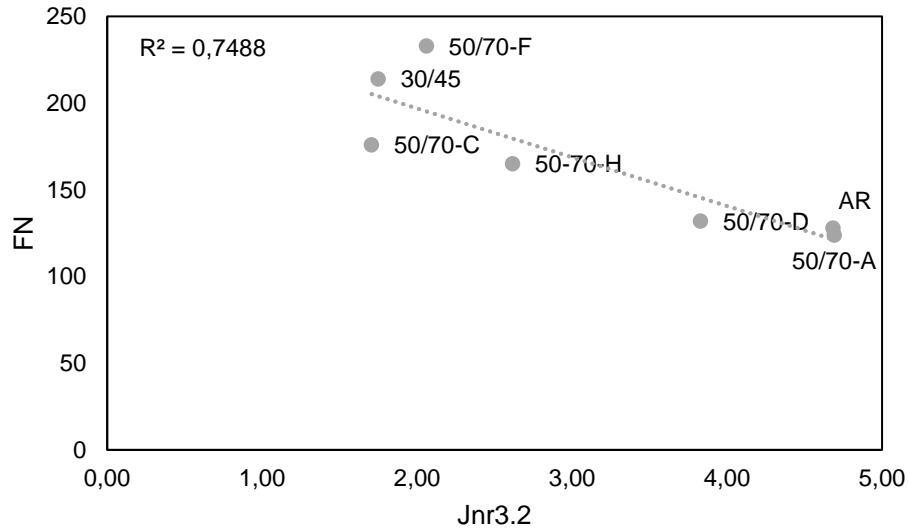
Salientando que todas as misturas foram adotadas a uma temperatura de 64°C para garantir o critério de paridade. Dessa forma, os 3 ligantes modificados se sobressaíram aos demais ligantes convencionais, com ressalva ao primeiro ligante convencional, apresentando um  $J_{nr3,2}$  mínimo a 64°C em comparação aos outros ligantes asfálticos. Já os ligantes asfálticos modificados com borracha e polímero SBS, respectivamente, indicaram um desempenho melhor, seguido de perto pelo ligante asfáltico modificado com TLA.

Possebon (2021) correlacionou como os resultados de FN para os ligantes 50/70-B, 50/70-E, 50/70-G e 50/70-I foram notavelmente baixos e não foram calculados pelo método de Francken devido à curta duração do teste, a análise comparando FN e Jnr com os outros parâmetros ( $G^*$ ,  $E^*$ ) não levam em consideração esses resultados de FN. Mesmo os ligantes 50/70-B, 50/70-E e 50/70-I tendo comportamento intermediário nos resultados do MSCR, apresentam resultados terrivelmente ruins no FN (Figura 15).

A autora ainda relata que, os ligantes 50/70-A, C e AR mostraram os piores resultados no parâmetro MSCR Jnr, porém obtiveram resultados intermediários quando se trata do FN, indicando que para este conjunto de amostras o MSCR e o FN não têm boa correlação.

A correlação FN e  $J_{nr3,2}$  das amostras 50/70-A, C, D, F, H, 30/45 e AR está na Figura 15, onde o  $R^2$  indica uma boa correlação entre estas diferentes variáveis de escalas. Para esses ligantes e misturas, o  $J_{nr3,2}$  pode explicar parcialmente os resultados de FN das misturas betuminosas.

Figura 15 – Correlação entre FN e Jnr3.2

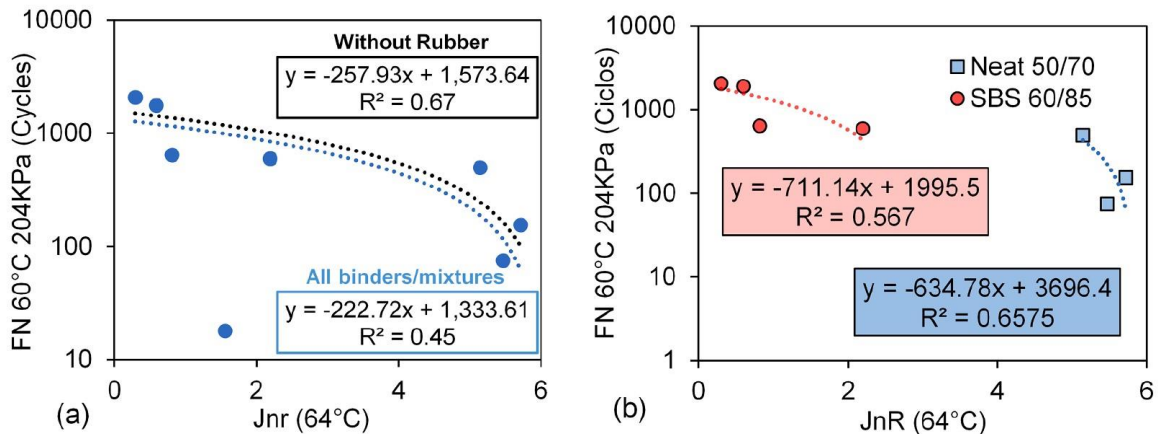


Fonte: (Adaptado de POSSEBON, 2021).

A autora ainda relata que, os ligantes 50/70-A, C e AR mostraram os piores resultados no parâmetro MSCR Jnr, porém obtiveram resultados intermediários quando se trata do FN, indicando que para este conjunto de amostras o MSCR e o FN não têm boa correlação. A correlação FN e Jnr<sub>3,2</sub> das amostras 50/70-A, C, D, F, H, 30/45 e AR está na Figura 15, onde o R<sup>2</sup> indica uma boa correlação entre estas diferentes variáveis de escalas. Para esses ligantes e misturas, o Jnr<sub>3,2</sub> pode explicar parcialmente os resultados de FN das misturas betuminosas.

Já na pesquisa de Pires *et al.*, (2022) ao analisar o FN e Jnr em temperaturas de PG<sub>H</sub>, a correlação não é aceitável, visto que os ensaios em variadas temperaturas resultam em Jnr demasiadamente distintos. No entanto, baseado nesta informação, o ensaio de Jnr realizado a 3,2 kPa foi produzido adotando uma temperatura de 64°C para aferir as determinações entre ligantes e misturas, em conformidade com a Figura 16.

Figura 16 – Correlações entre os parâmetros Flow Number e Jnr (64°C)



Fonte: (Adaptado de PIRES *et al.*, 2022).

O autor menciona que é alcançada uma correlação constante entre FN e Jnr (64°C) no momento em que todos os materiais e ligantes são verificados simultaneamente ( $R^2=0,45$ ). Sendo assim, ao avaliar a compatibilidade sem os valores dos materiais com ligante e borracha, ocorre conseqüentemente uma correlação satisfatória entre os parâmetros FN e Jnr ( $R^2=0,67$ ), indicando que, tanto para os ligantes convencionais como para os SBS modificados, é iminente desempenhar pressupostos válidos. Conforme os dados de Jnr, são consideravelmente distintos entre ligantes convencionais e modificados, além disso suas correlações são demonstradas por categoria (Figura 12b). Porém, era esperado uma semelhança com o nível de ambigüidade, visto que ocorre um retorno referente à deformação permanente relacionado com a estrutura rígida da mistura entre as variadas escalas analisadas (FN e Jnr). Deste modo, os coeficientes de correlação alcançados são favoráveis, visto que em variadas escalas e misturas são analisados.

### 2.2.3 Fadiga

As misturas asfálticas que fazem parte da estrutura dos pavimentos são submetidas, em um curto intervalo de tempo, a carregamentos resultantes dos veículos que trafegam sobre eles. Este carregamento faz com que inicialmente ocorram microfissuras na base dos revestimentos asfálticos resultando, assim, na perda da rigidez do material, e o acúmulo destas microfissuras acaba gerando o fenômeno de fadiga (DI BENEDETTO *et al.*, 2004).

O fenômeno de fadiga é considerado um processo de deterioração estrutural que um material sofre quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, resultando em trincamento do revestimento, ou até mesmo a sua ruptura, após um número suficiente de repetições de carregamento; ou seja, é a perda de resistência do material quando solicitado por uma carga repetida (PREUSSLER, PINTO e MEDINA, 1981; ARAÚJO, 2009).

A ASTM E206-72 (1979) define fadiga como o processo de mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões e deformações variáveis, produzindo fissuras que podem levar à ruptura após um determinado número de ciclos. Porém, deve-se levar em consideração que o estado de ruptura por fadiga somente irá ocorrer quando os danos atingirem a um nível crítico, o que pode não acontecer dentro do período da vida útil da estrutura do pavimento (TRICHÊS, 2007; MEDINA e MOTTA, 2015; MARTINEZ *et al.*, 2017).

O processo de fadiga é considerado como um importante mecanismo que pode levar a degradação dos pavimentos e tem sido estudado há bastante tempo (MATTHEWS, MONISMITH e CRAUS, 1993). Acredita-se que o pioneiro no estudo de fadiga em materiais foi o engenheiro alemão Albert que em 1829 estudou os efeitos de cargas repetidas em peças de máquinas (PINTO, 1991).

#### 2.2.3.1 Atuação do fenômeno fadiga nos ligantes

As trincas por fadiga são consideradas um dos defeitos recorrentes em revestimentos flexíveis, e são causadas por cargas repetidas do tráfego, associadas à alta rigidez dos materiais asfálticos, ao envelhecimento do ligante asfáltico, e às temperaturas intermediárias, que é onde predomina a fadiga. Estas cargas podem ser dissipadas por um ou mais mecanismos, tais como trincas, propagação de trincas, calor ou deformação plástica. Apesar da dissipação no estado de calor ou deformação plástica seja capaz de sobressair a dissipação no estado de trincas, o calor e a deformação plástica são condições que podem desempenhar um papel importante na atuação da deformação, ocasionando um aumento maior de trincas ou ocasionando alterações na resistência do material asfáltico (ANDERSON *et al.*, 1994).

Como precaução para as inúmeras categorias de danos, recomenda-se estabelecer limites para a dissipação de energia, determinando um limite para  $G^* \sin \delta$ . O método vinculado a este tipo de medida é que a capacidade de energia dissipada é devidamente uniforme a  $G^* \sin \delta$ ; os ligantes com um  $G^*$  inferior apresentam uma baixa consistência, sendo capazes de deformar sem desempenhar tensões máximas, e ligantes com quantidade reduzida de  $\delta$  indicam maior elasticidade, revertendo à sua ordem inicial sem dissipar energia (BAHIA e ANDERSON, 1995).

Na área intermédia, entre 0 a 45°C, os ligantes são normalmente mais rígidos e apresentam maior elasticidade sob temperaturas elevadas. O principal defeito sob estas temperaturas é o trincamento por dano de fadiga em consequência ao tráfego. Em relação aos materiais viscoelásticos tais como os ligantes,  $G^*$  e  $\delta$  indicam um desempenho significativo referente a resistência à fadiga, visto que no decorrer de cada ciclo de carga, o impacto da deterioração varia em função da quantidade de deformação ou tensão causada pela carga cíclica e de como essa força pode ser restaurada ou dissipada (BAHIA *et al.*, 2001).

O parâmetro  $G^* \sin \delta$  é considerado pouco efetivo na determinação da vida de fadiga de pavimentos asfálticos, principalmente nos ligantes asfálticos modificados (DONGRÉ e ANGELO, 2003). Em virtude deste fato surgiram diferentes ensaios que tentam caracterizar e

consequentemente determinar o desempenho do comportamento da vida de fadiga do ligante asfáltico, com o intuito de prever o desempenho da mistura asfáltica. Os ensaios atuais tentam resolver as deficiências do parâmetro  $|G^*| \times \text{sen}(\delta)$  da especificação SUPERPAVE. No entanto, existem diversas variáveis a controlar nos ensaios de vida de fadiga dos ligantes asfálticos, tais como: taxa e modo de aplicação do carregamento ou frequência, nível de deformação, temperatura, tipo de ligante asfáltico e modificador, geometria da amostra, efeitos dos períodos de recuperação (*healing*), critério de falha (NUÑEZ, 2013).

Classicamente tem-se utilizado o parâmetro  $|G^*| \times \text{sen}(\delta)$  como indicador da energia total dissipada durante o carregamento cíclico (MARTINEZ *et al.*, 2017). O parâmetro  $|G^*| \times \text{sen}(\delta)$  resultou da análise e associações do desempenho da vida de fadiga em laboratório de misturas asfálticas, correspondente ao módulo de dissipação do carregamento sinusoidal. Neste contexto, a vida de fadiga era atribuída diretamente ao desempenho do ligante asfáltico. Inicialmente a especificação desconsiderou a ação do tráfego por determinar parâmetros reológicos em níveis de deformação baixos e no domínio da viscoelasticidade não linear (BAHIA *et al.*, 2001). Entretanto, posteriormente foram propostas novas análises e critérios que representam o comportamento reológico dos ligantes asfálticos. Para a vida de fadiga, a norma 320 (AASHTO, 2009) incorporou diferentes níveis de tráfego avaliando o parâmetro  $|G^*| \times \text{sen}(\delta)$ .

### 2.2.3.2 Atuação do fenômeno fadiga nas misturas

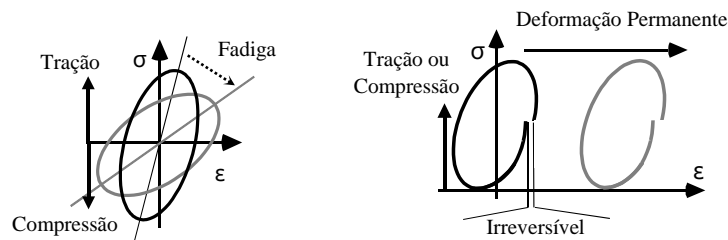
Entre 1850 e 1875 Wöhler realizou ensaios, em escala natural e em corpos de prova, buscando determinar o número de ciclos de carregamento que o material poderia suportar, a cada nível de tensão, antes de ocorrer a ruptura (SILVA *et al.*, 2002). Os primeiros pesquisadores em relacionar determinados tipos de trincas que surgem nos pavimentos flexíveis com o carregamento cíclico do tráfego foram Porter em 1942, Nijboer e Van der Poel em 1953, Hveem em 1955 e Moavenzadeh em 1971 (NUÑEZ, 2013).

Preussler, Pinto e Medina (1981) apresentaram no Brasil os primeiros modelos para determinar a vida de fadiga de concretos asfálticos, obtidos através de ensaios realizados em laboratório. Estes autores ainda apresentaram um exemplo de aplicação dos resultados dos ensaios no projeto de reforço de um pavimento.

Como mencionado, o efeito de fadiga está relacionado com a redução da rigidez do material, sendo influenciado pelas condições de carregamento e limites de contorno. Porém, este fenômeno não deve ser confundido com a deformação permanente que pode ocorrer

quando são aplicadas apenas tensões de compressão ou de tração originando significativas deformações acumuladas irreversíveis que podem ocultar o efeito relacionado com a fadiga, conforme mostrado na Figura 17.

Figura 17 – Diferenciação entre o fenômeno fadiga e a deformação permanente



Fonte: (Adaptado de DI BENEDETTO *et al.*, 2004b).

### 2.2.3.3 Correlação do dano por fadiga entre as escalas de ligantes e misturas

O desempenho à fadiga do pavimento é afetado pela espessura e propriedades dos materiais que compõem a estrutura do pavimento. Entretanto, o ligante asfáltico pode alterar significativamente o comportamento do concreto asfáltico, já que a fissuração por fadiga tipicamente inicia e se propaga nas fases de ligante e mastic. Portanto, a capacidade de caracterizar e modelar a fadiga do ligante é o primeiro passo para projetar misturas não suscetíveis a desenvolver falha prematura por fadiga (SAFEI, CASTORENA e KIM, 2016; SAFEI, 2017).

Ameri *et al.*, (2016) correlacionaram a vida de fadiga de oito ligantes (ligante de base de penetração 60/70 com 0%, 2%, 4% e 6% Nanoclay e ligante AMP de polietileno com 0%, 2%, 4% e 6% Nanoclay) e oito misturas asfálticas correspondentes com agregados graduados de 0-19 mm e teores de projeto determinados pela metodologia Marshall. Além disso, os autores compararam o desempenho dos ligantes em termos de seus parâmetros VECD, realizaram testes em misturas sobre diferentes amplitudes, investigaram o papel da integridade dos ligantes na resistência à fadiga de misturas asfálticas com múltiplas taxas de carga, e desenvolveram um modelo fenomenológico de fadiga para misturas asfálticas em termos dos parâmetros VECD dos ligantes.

Os autores concluíram que as propriedades do VECD podem ser bem correlacionadas com a vida de fadiga das misturas, e há uma relação linear entre o parâmetro A35 do ligante e a resistência à fadiga das misturas, e o modelo de fadiga proposto mostrou uma forte correlação entre as propriedades do ligante e as misturas.

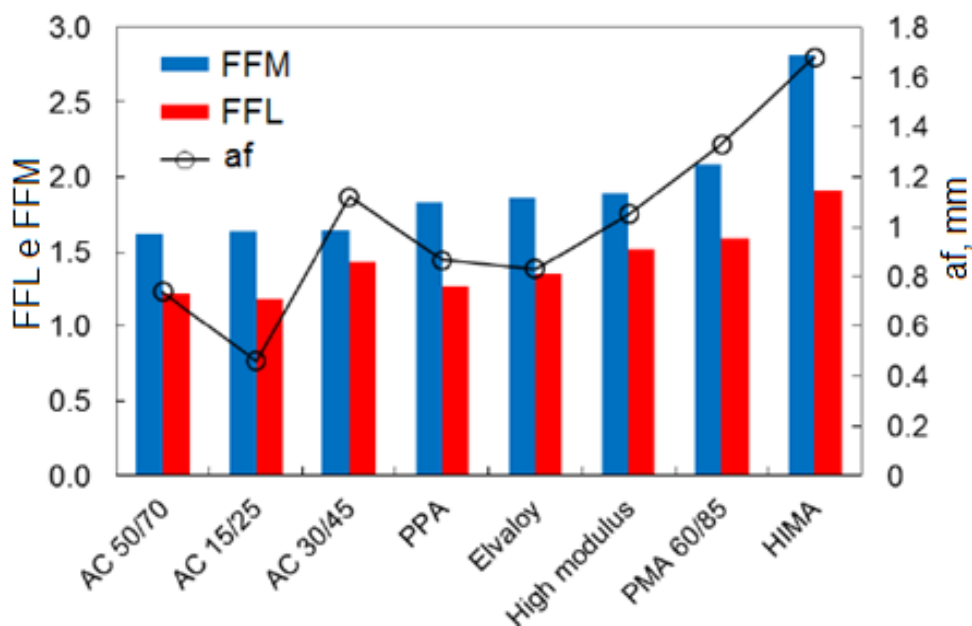


Nascimento (2015) verificou se o modelo S-VECD associado ao critério de falha  $G^R$  é preciso nas previsões da vida de fadiga das misturas brasileiras, testadas sob compressão por tração, quando se utilizam diferentes ligantes asfálticos. Além do mais, foi verificado se a caracterização da fadiga dos ligantes pelo ensaio LAS, modelado conforme a teoria VECD, está correlacionada com os resultados obtidos com as misturas asfálticas. O ensaio LAS foi realizado a 19°C, com uma varredura linear de 0,1% a 30% em 310 segundos e frequência de 10 Hz. O critério de falha é baseado na abordagem proposta por Hintz e Bahia (2013), na qual a redução da pseudo rigidez é utilizada para estimar o crescimento da fissura (af).

O autor propôs dois índices para avaliar os danos por fadiga em ligantes e misturas. O primeiro índice é o Fator de Fadiga de Ligante (FFL), que corresponde à área sob a curva de fadiga ( $N_f$  versus deformação na escala log-log) entre dois pontos (1,25% a 2,5%). Para misturas, o índice é chamado Fator de Fadiga de Misturas (FFM), que também consiste em calcular a área sob a curva de fadiga entre dois pontos (100 a 200 microstrains). Dessa forma, quanto mais alto o FFL e o FFM, maior a tolerância ao dano.

A Figura 18 apresenta a correlação entre af e FFL dos ligantes com o FFM de oito misturas correspondentes. Pode ser visto com exceção do AC 30/45, o FFL e af correlacionado bem com o FFM. Por outro lado, o autor concluiu que o ensaio LAS, modelado pela teoria VECD, mostrou forte correlação com o comportamento de fadiga das misturas asfálticas.

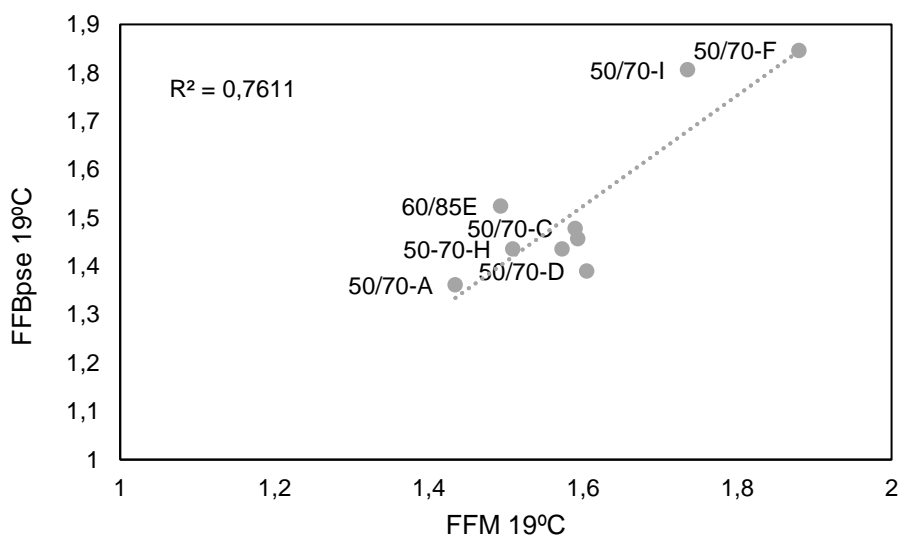
Figura 18 – Correlação entre FFL e af com FFM a 19°C



Fonte: (Adaptado de NASCIMENTO, 2015).

Possebon (2021) relata que na correlação apresentada em sua pesquisa, levando em consideração que na sua pesquisa as doze misturas têm a mesma distribuição de agregados, bem como teores de ligantes semelhantes, vale a pena comparar o desempenho à fadiga das misturas betuminosas diretamente com as propriedades do ligante. Essa correlação pode ser vista nos Fatores de Fadiga de betume ( $FFB_{pse19^{\circ}C}$ ) e mistura ( $FFM_{19^{\circ}C}$ ) comparados na Figura 19 para todas as amostras que apresentam uma correlação  $R^2$  ruim. A autora ainda menciona que os resultados do 50/70-B, 50/70-E e AR foram excluídos para análise porque estes convencionais apresentaram resultados inesperados para FFM e a borracha modificada tem particularidades próprias nos testes DSR LAS (possui grãos que interferem com as medições do reômetro). É importante mencionar que as misturas betuminosas apresentam uma pequena diferença nos teores de ligante, uma vez que a dosagem foi feita fixando o volume de vazio em 4% e não fixando o teor de ligante para todas as misturas. Essas pequenas variações no teor de betume entre as misturas também podem influenciar os resultados da FFM.

Figura 19 – Correlação  $R^2$  entre  $FFB_{pse}$  e FFM a  $19^{\circ}C$

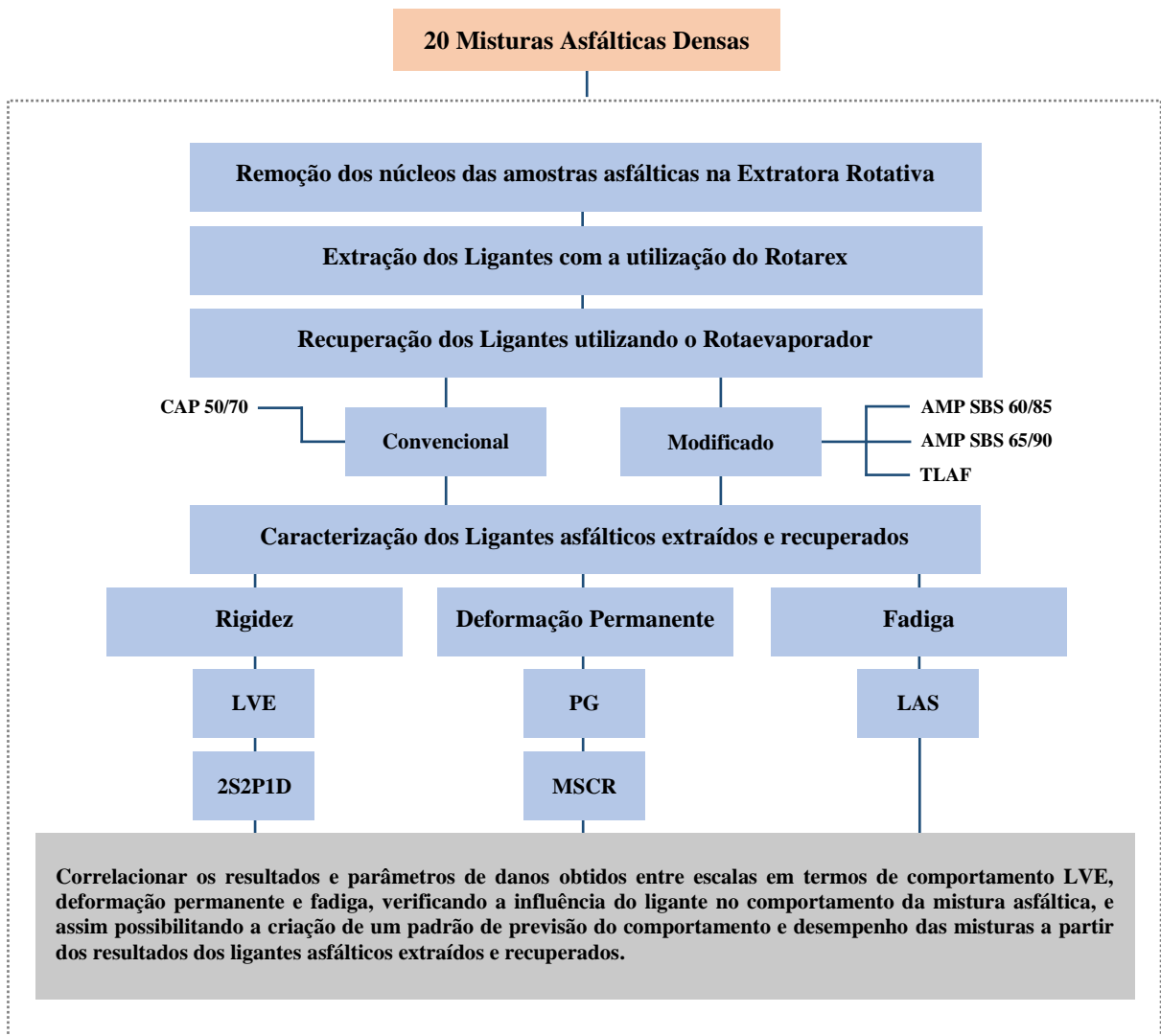


Fonte: (Adaptado de POSSEBON, 2021).

### 3 MATERIAIS E PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS

Neste capítulo são descritos a metodologia utilizada, os materiais e os procedimentos laboratoriais empregados na pesquisa. Na Figura 20 é possível visualizar de forma minuciosa todos os protocolos realizados nesta pesquisa.

Figura 20 – Fluxograma dos protocolos desta pesquisa



Fonte: (AUTORA, 2023).

#### 3.1 MATERIAIS UTILIZADOS

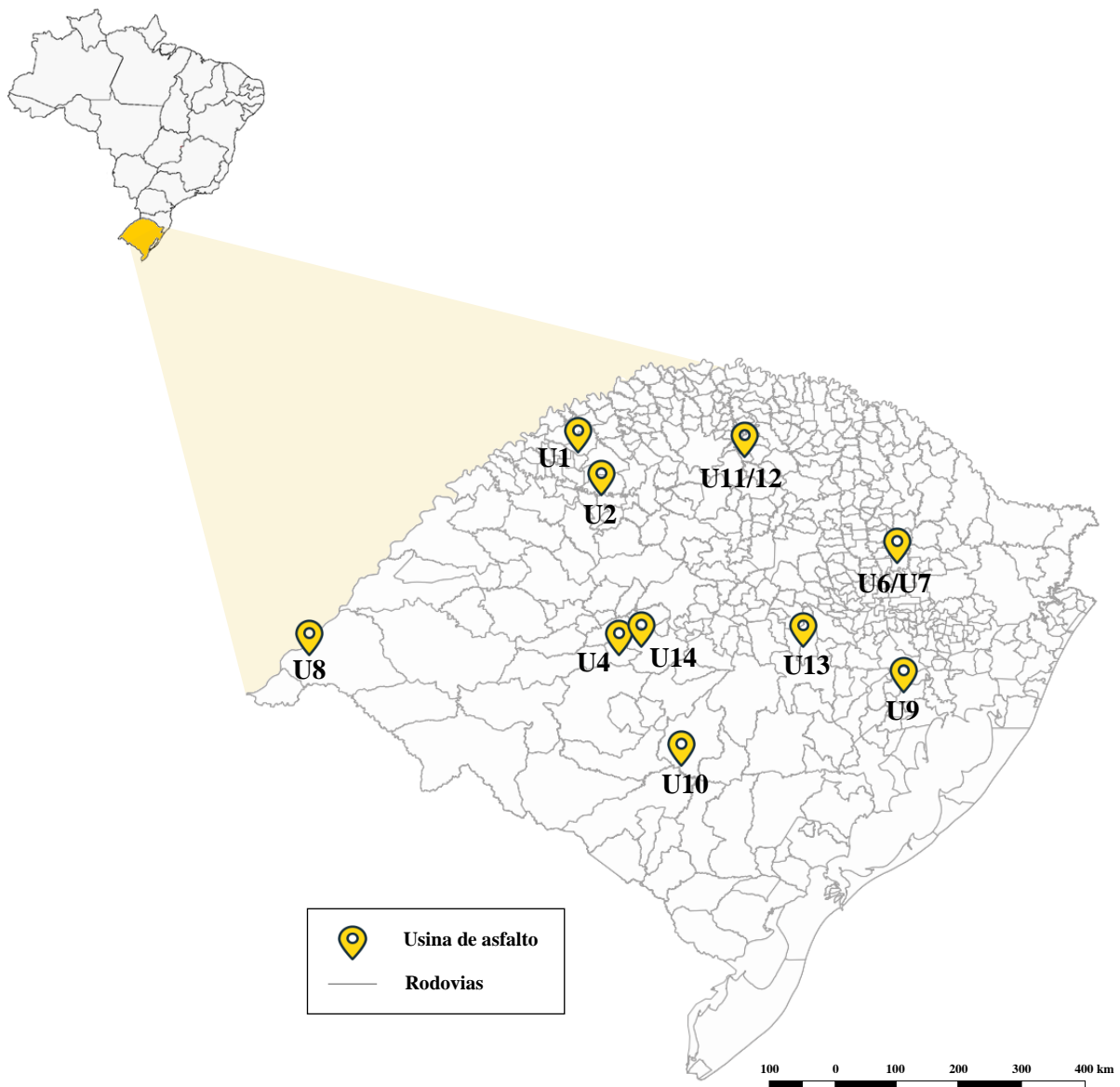
Os materiais utilizados nesta pesquisa são misturas asfálticas densas empregadas tanto em obras de restauração como de implantação de rodovias no estado do Rio Grande do Sul entre março de 2016 e agosto de 2017.

### 3.1.1 Misturas asfálticas densas

Para fins de estudo, foram avaliadas 20 misturas asfálticas densas, sendo distribuídas em quatro categorias de ligantes, cinco faixas granulométricas, sendo este último três para diretrizes DAER-RS e duas para diretrizes DNIT, e com diferentes tipos de agregados minerais.

As misturas asfálticas foram coletadas em diferentes usinas de produção, totalizando 12 usinas asfálticas, e eventualmente na aplicação dos trechos rodoviários de via estadual e federal, em diferentes localidades do RS (Figura 21).

Figura 21 – Localização das usinas asfálticas



Fonte: (AUTORA, 2023).

É importante mencionar que, tanto os parâmetros como os projetos de dosagem das misturas asfálticas, além de informações sobre o tráfego das rodovias e as características dos ligantes asfálticos, foram obtidos juntamente aos órgãos rodoviários e as empreiteiras responsáveis pelas obras.

Por fim, todas as misturas asfálticas a serem estudadas nesta pesquisa, foram dosadas utilizando a metodologia Marshall, de acordo com informações das empresas que as produziram. As localidades das usinas asfálticas onde as misturas foram coletadas, sua granulometria, ligante asfáltico e nomenclatura adotada durante a elaboração da pesquisa, encontram-se tanto na Tabela 2 quanto na Figura 21.

Tabela 2 – Nomenclaturas adotadas para as misturas estudadas

<b>Usina de asfalto</b>	<b>Município de localização da usina</b>	<b>Faixa granulométrica</b>	<b>Tipo de ligante asfáltico</b>	<b>Nomenclatura utilizada</b>
U1	Santa Rosa	FX A-DAER	CAP 50/70	U1-NMAS9.5-50/70
U2	Santo Ângelo	FX B-DAER	CAP 50/70	U2-NMAS19-50/70
		FX C-DNIT	AMP 60-85	U2-NMAS19-60/85
		FX C-DNIT	AMP 65-90	U2-NMAS19-65/90
U4	Dilermando de Aguiar	FX C-DNIT	CAP 50/70	U4-NMAS19-50/70A
		FX B-DNIT	CAP 50/70	U4-NMAS19-50/70B
U6	Veranópolis	FX C-DNIT	AMP 60-85	U6-NMAS12.5-60/85
U7	Veranópolis	FX C-DNIT	AMP 60-85	U7-NMAS19-60/85
U8	Uruguaiiana	FX B-DNIT	CAP 50/70	U8-NMAS19-50/70A
		FX C-DNIT	CAP 50/70	U8-NMAS19-50/70B
U9	Eldorado do Sul	FX C-DNIT	AMP 60-85	U9-NMAS19-60/85
		FX C-DNIT	TLA FLEX	U9-NMAS12.5-TLAF
U10	Caçapava do Sul	FX C-DNIT	CAP 50/70	U10-NMAS12.5-50/70
U11	Sarandi	FX A-DAER	CAP 50/70	U11-NMAS9.5-50/70
U12	Sarandi	FX B-DAER	AMP 60/85	U12-NMAS19-60/85
		FX C-DAER	AMP 60-85	U12-NMAS25-60/85
U13	Santa Cruz do Sul	FX B-DAER	CAP 50/70	U13-NMAS19-50/70
U14	Santa Maria	FXC-DNIT	CAP 50/70	U14-NMAS12.5-50/70
		FXB-DNIT	CAP 50/70	U14-NMAS19-50/70
		FXC-DNIT	AMP 60-85	U14-NMAS19-60/85

Fonte: (AUTORA, 2023).

### 3.1.1.1 Monitoramento dos trechos

No que diz respeito aos segmentos monitorados, um total de 11 trechos de rodovias estaduais foram inspecionados, conforme a Figura 21 do item 3.2.1, no qual, com a utilização da ferramenta do sistema de posicionamento global, foi possível realizar a demarcação na via para monitorar o desenvolvimento contínuo do Afundamento em Trilha de Roda. A Tabela 3 descreve qual segmento foi monitorado, a cidade e os dados de ATR.

As propriedades do levantamento de campo nos trechos monitorados referente à avaliação de desempenho em termos de deformação permanente, tipos de aplicação, dimensões das camadas e período de execução, são discutidas na pesquisa de Faccin (2018).

Tabela 3 – Relação dos segmentos monitorados

<b>Trecho</b>	<b>Município</b>	<b>ATR/N</b>
U2-NMAS19-50/70		2,80E-06
U2-NMAS19-60/85	Santo Ângelo	2,39E-07
U2-NMAS19-65/90		1,27E-07
U6-NMAS12.5-60/85	Veranópolis	2,47E-09
U7-NMAS19-60/85	Veranópolis	2,47E-09
U8-NMAS19-50/70B	Uruguaiana	5,77E-10
U9-NMAS19-60/85		1,06E-07
U9-NMAS12.5-TLAF	Eldorado do Sul	4,28E-09
U10-NMAS12.5-50/70	Caçapava do Sul	2,30E-07
U12-NMAS19-60/85	Sarandi	1,58E-07
U13-NMAS19-50/70	Santa Cruz do Sul	3,27E-07

Fonte: (AUTORA, 2023).

### 3.1.1.2 Ligantes asfálticos

Os respectivos ligantes empregados nas misturas asfálticas foram CAP 50-70, AMP 60-85, AMP 65-90 e TLA FLEX. Ressalta-se que o surfactante Evotherm™, foi adicionado em determinadas amostras afim de produzir misturas quentes, empregadas conforme a quantidade de ligante asfáltico. Os dados referentes a esta e demais apontamentos sobre as amostras coletadas encontra-se na Tabela 4 desta pesquisa.

Tabela 4 – Relação dos ligantes utilizados nas misturas

Mistura	Tipo de ligante asfáltico	Observações
U1-NMAS9.5-50/70	CAP 50/70	–
U2-NMAS19-50/70	CAP 50/70	–
U2-NMAS19-60/85	AMP 60-85	–
U2-NMAS19-65/90	AMP 65-90	–
U4-NMAS19-50/70AB	CAP 50/70	–
U6-NMAS12.5-60/85	AMP 60-85	Modificado na obra
U7-NMAS19-60/85	AMP 60-85	Modificado na obra
U8-NMAS19-50/70AB	CAP 50/70	–
U9-NMAS19-60/85	AMP 60-85	0,05 % dope
U9-NMAS12.5-TLAF	TLA FLEX	0,04 % dope
U10-NMAS12.5-50/70	CAP 50/70	–
U11-NMAS9.5-50/70	CAP 50/70	–
U12-NMAS19-60/85	AMP 60-85	–
U12-NMAS25-60/85	AMP 60-85	–
U13-NMAS19-50/70	CAP 50/70	–
U14-NMAS12.5-50/70	CAP 50/70	–
U14-NMAS19-50/70	CAP 50/70	–
U14-NMAS19-60/85	AMP 60-85	–

Fonte: (AUTORA, 2023).

Em decorrência da caracterização empírica do ligante asfáltico, por meio dos dados obtidos pelas informações disponibilizadas pela empresa à qual o material asfáltico foi fornecido para a execução da pavimentação e cedido pelos colaboradores/órgãos rodoviários, são exibidos na pesquisa de Faccin (2018), nas Tabelas 17 a 21, respectivamente. Destaca-se que as normativas das características das amostragens foram adotadas de acordo com as diretrizes em vigor.

### 3.1.2 Ensaios mecânicos

Nesta seção, serão apresentados os resultados dos testes de caracterização mecânica das misturas asfálticas.

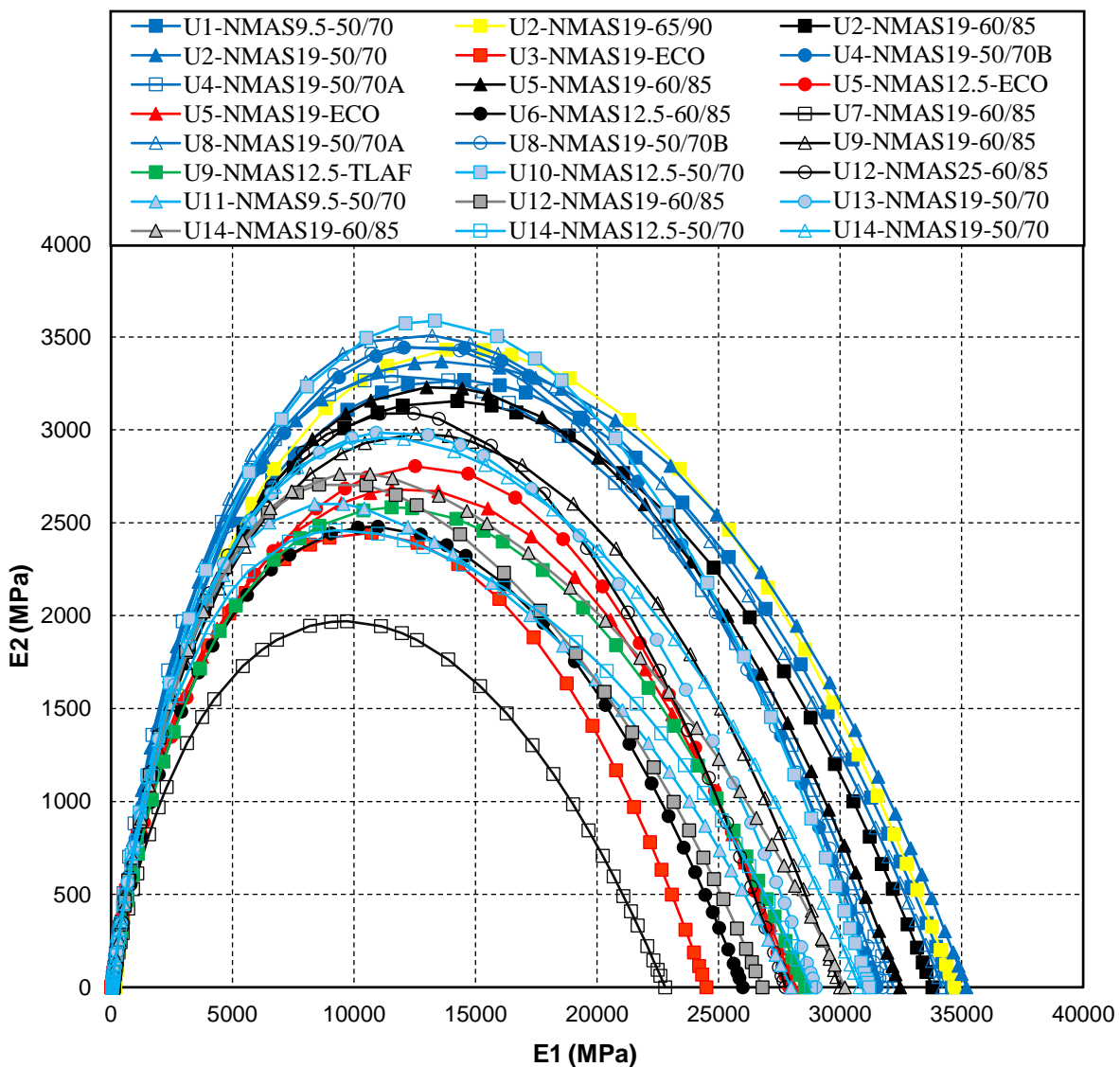
#### 3.1.2.1 Caracterização viscoelástica linear das misturas asfálticas

O teste para determinar o Módulo Complexo ( $E^*$ ) foi desenvolvido por Faccin (2021), seguindo a normativa da AASHTO T 342 (*Determinig Dynamic Modulus of Hotmix Asphalt Concrete Mixtures*), no qual foram empregados materiais com as respectivas indicações:

amostras de corpos de prova com diâmetro entre 100 e 104 mm, altura entre 147,5 e 152,5 mm com NMAS de 37,5 mm, moldados no compactador giratório Superpave, analisados e condicionados na prensa hidráulica UTM-25. Assim, o ( $E^*$ ) foi estabelecido no momento em que a carga foi aplicada com frequências de 25 Hz, 20 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz e 0,01 Hz, e com temperaturas de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $4^{\circ}\text{C}$ ,  $21^{\circ}\text{C}$ ,  $37^{\circ}\text{C}$ , e  $54^{\circ}\text{C}$ , conforme recomenda a especificação.

Salienta-se que para a caracterização LVE das misturas asfálticas mostrada a seguir, a investigação dos resultados executado por Faccin (2018), foi adotada como embasamento. Em seguida, encontra-se a caracterização LVE por meio da verificação do espaço Cole-Cole (Figura 22), Black Space (Figura 23), curvas mestras de módulo dinâmico (Figura 24) e curvas mestras de ângulo de fase (Figura 25).

Figura 22 – Cole-Cole para todas as misturas asfálticas utilizando o modelo 2S2P1D



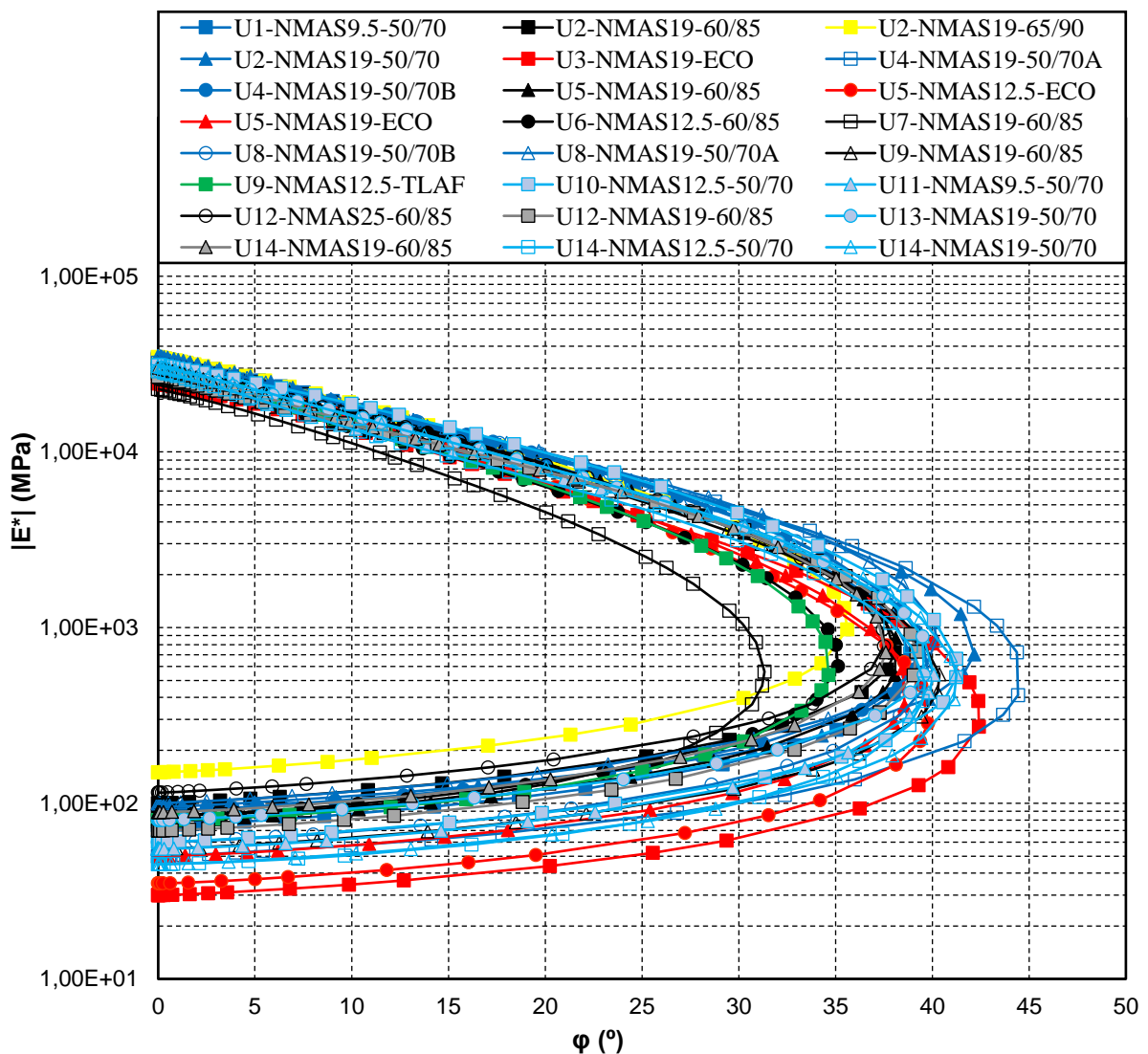
Fonte: (Adaptado de FACCIN, 2018).



É notório que no esquema Cole-Cole (Figura 22), os dados de E2 e E1 se destacam em termos de valores mais baixos referente a mistura U7-NMAS19-60/85, resultando em uma inclinação viscosa mínima da mistura em comparação com as demais (salientando que é dissipada menos energia sob carga), concluindo que a mesma tem uma capacidade maior de reduzir as tensões e reverter ao estado inicial.

As misturas com ligante modificado com polímero AMP 60/85 e 65/90 indicaram uma elevada disparidade em E2. As misturas asfálticas modificadas com borracha, por outro lado, apontaram resultados inferiores em E2 e comportamento similar entre si, assim como a amostra TLAf. Os dados de E2 mais elevados foram obtidos para as amostras com CAP 50/70, de acordo com estudos realizados tanto por Bruxel (2015) como por Almeida Jr. (2016).

Figura 23 – Diagrama Black para todas as misturas utilizando o modelo 2S2PID

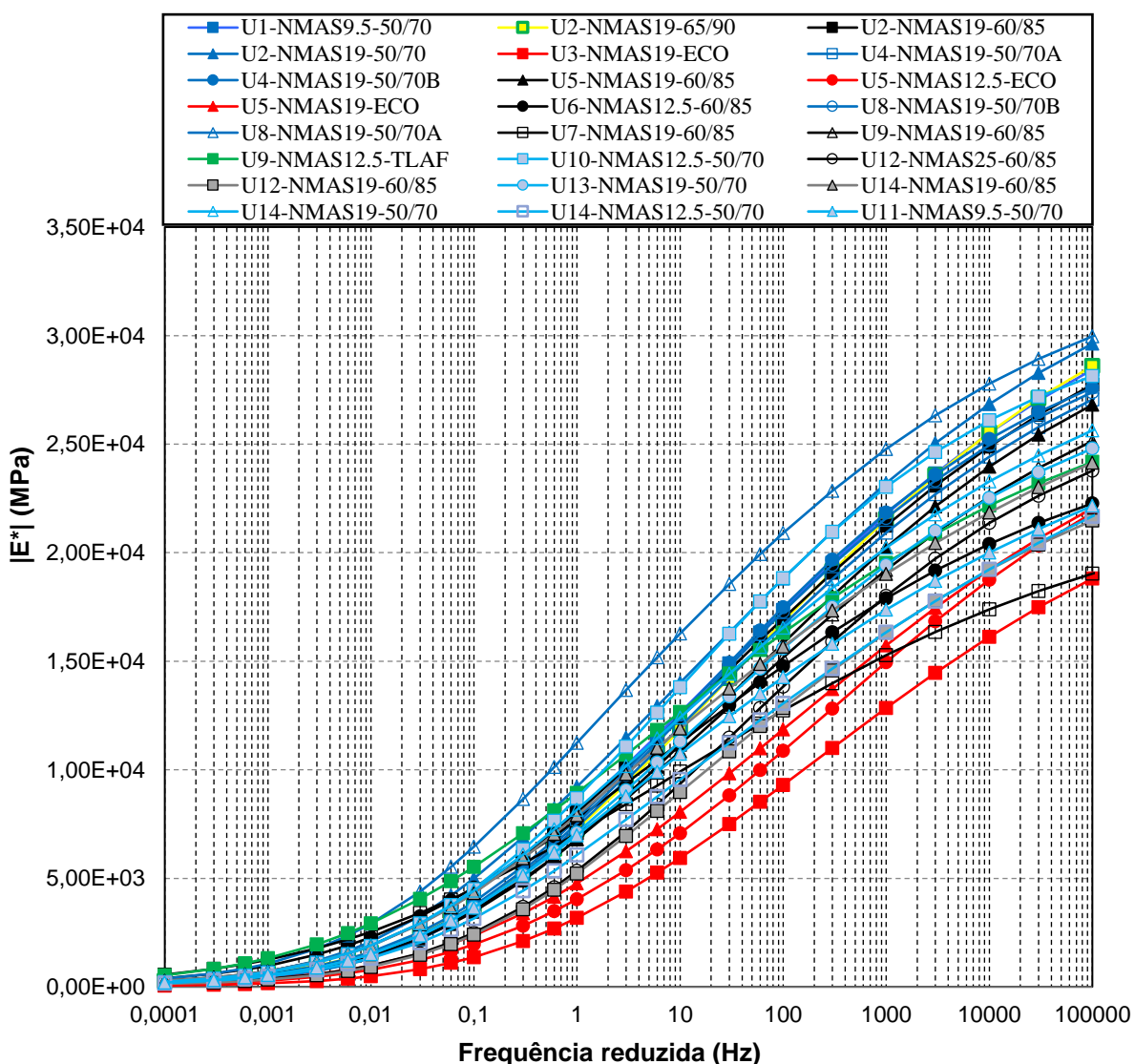


Fonte: (Adaptado de FACCIN, 2018).

O Black Space determina que as amostras convencionais mostram geralmente ângulos de fase mais elevados em comparação as amostras modificadas, evidenciando que no comportamento destas respectivas amostras, o fragmento viscoso é mais atuante do que o elástico. Os ângulos de fase mínimos para as amostras modificadas, exceto para aquelas com borracha, indicam que a incorporação com polímeros melhora a elasticidade da mistura asfáltica.

O Black Space para as misturas com borracha resultou que as amostras não coincidem com os dados do Cole-Cole e, neste último, indica valores baixos de  $E_2$ , ocasionando um comportamento menos viscoso, enquanto no Black Space, estes indicam dados similares de  $\phi$  nas misturas asfálticas convencionais, mostrando que o fragmento viscoso é mais ativo (Figura 23).

Figura 24 – Curvas mestras de Módulo Dinâmico

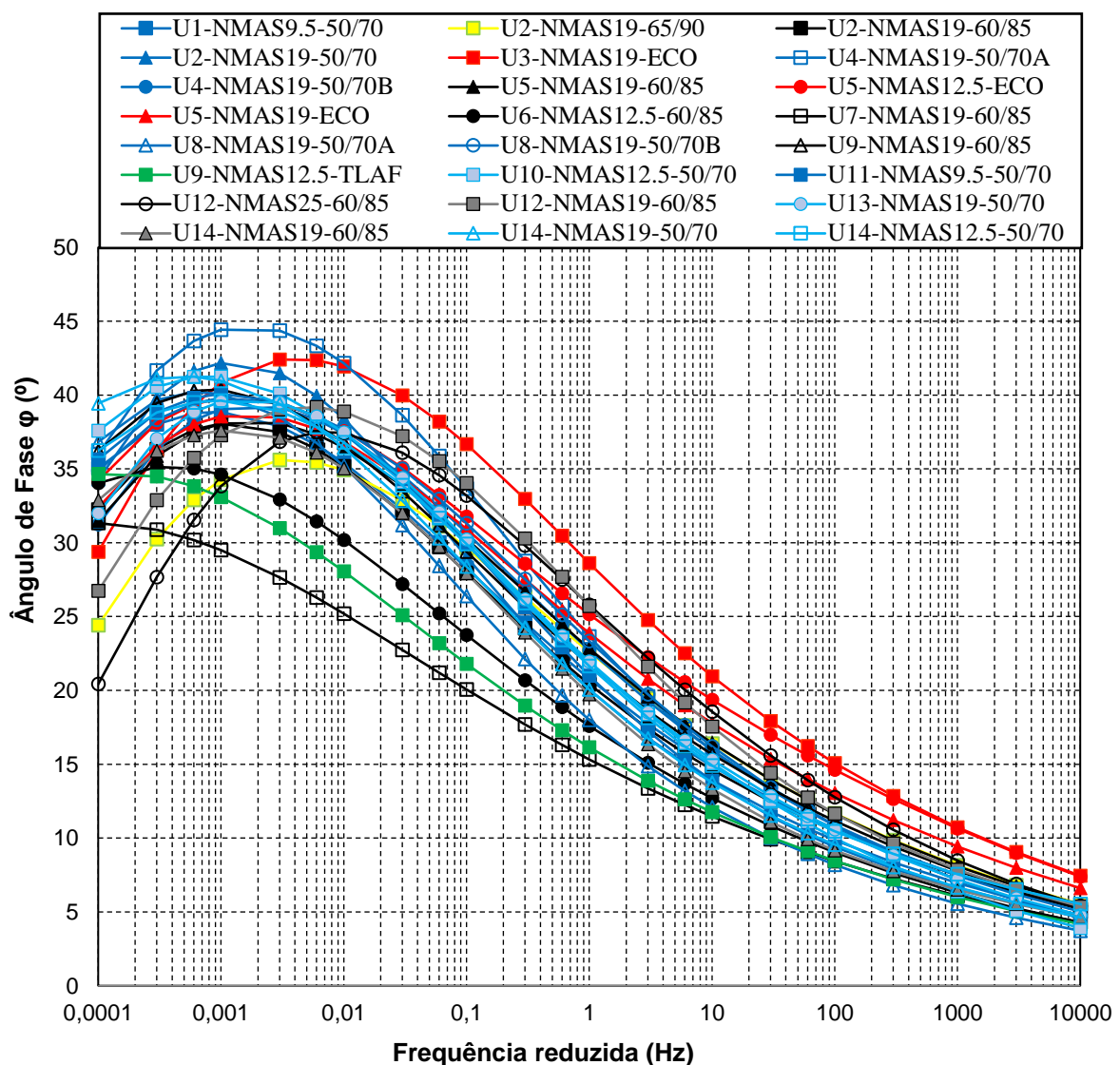


Fonte: (Adaptado de FACCIN, 2018).

Analisando as curvas mestras do módulo dinâmico, observa-se de forma visual que as amostras com borracha asfáltica indicam o menor valor de rigidez nas faixas de frequência reduzidas. Salienta-se que as amostras asfálticas mais rígidas são as de ligante convencional e as modificadas com polímero que contêm um comportamento no núcleo das demais.

A amostra U7-NMAS19-60/85 indica um comportamento diferenciado, e em baixas frequências é uma das mais rígidas, evidenciando uma enorme redução do módulo em frequências mais elevadas, semelhante às amostras com borracha (Figura 24).

Figura 25 – Curvas mestras de Ângulo de Fase



Fonte: (Adaptado de FACCIN, 2018).

Por meio da modelagem 2S2P1D, foram obtidas as curvas mestras do ângulo de fase, no qual Faccin (2018) observou que a maior parte das amostras com os dados de ângulo de fase mais elevado são as que têm ligante convencional, o que resulta em uma porção elástica

mais baixa, à medida que os dados mais baixos são detectados para as amostras com ligante modificado. A disparidade no comportamento reológico é perceptível, incluindo amostras com o mesmo tipo de ligante.

A caracterização reológica da amostra U9-NMAS12.5-TLAF, que consiste na junção do ligante modificado por TLA e polímero, em que o ângulo de fase, ao obter o valor mais alto, não apresenta a mesma consistência que as outras amostras, reduzindo em pequenas quantidades a temperaturas elevadas, apontando que uma menor variação na viscosidade ocorre a temperaturas elevadas. Tal como as determinações das amostras com borracha asfáltica, que indicam baixo módulo dinâmico e, portanto, uma baixa rigidez (Figura 25).

Com o intuito de demonstrar o comportamento LVE, a Tabela 5 apresenta os sete índices da modelagem 2S2P1D e as duas variáveis da função tempo-temperatura C1 e C2 obtidos mediante WLF. Por meio destes coeficientes é conveniente modelar totalmente as curvas do procedimento de análise de caracterização da rigidez das amostras.

Tabela 5 – Coeficientes do parâmetro 2S2P1D

Mistura	E*							WLF	
	E <sub>00</sub> (MPa)	E <sub>0</sub> (MPa)	k	h	δ	τ <sub>E</sub> (s)	β	C1	C2 (°C)
U1-NMAS9.5-50/70	61	34927	0,205	0,546	2,410	0,1030	10000	47,09	355,38
U2-NMAS19-50/70	69	35830	0,195	0,578	2,279	0,1459	10000	61,41	478,95
U2-NMAS19-60/85	80	35347	0,184	0,502	1,997	0,0780	10000	52,52	411,38
U2-NMAS19-65/90	99	35186	0,191	0,498	1,807	0,0345	10000	38,34	310,68
U4-NMAS19-50/70A	49	31250	0,229	0,628	2,416	0,1188	1500	38,28	300,69
U4-NMAS19-50/70B	69	33354	0,189	0,550	1,735	0,0432	10000	27,33	207,53
U6-NMAS12.5-60/85	89	27343	0,171	0,510	1,955	0,1615	10000	33,27	241,48
U7-NMAS19-60/85	83	24139	0,155	0,446	1,862	0,1821	10000	24,09	181,89
U8-NMAS19-50/70A	76	34583	0,196	0,565	1,975	0,3414	10000	66,03	485,86
U8-NMAS19-50/70B	49	33072	0,187	0,530	1,668	0,0441	10000	44,43	324,05
U9-NMAS19-60/85	51	30944	0,206	0,556	2,686	0,1082	7589	35,83	245,23
U9-NMAS12.5-TLAF	84	30278	0,164	0,502	2,203	0,2809	4193	24,58	186,24
U10-NMAS12.5-50/70	40	33182	0,203	0,557	1,919	0,1015	10000	68,28	503,46
U11-NMAS9.5-50/70	55	27327	0,186	0,550	1,994	0,0826	272	29,98	220,64
U12-NMAS19-60/85	77	27248	0,182	0,545	1,940	0,0214	10000	20,93	156,87
U12-NMAS25-60/85	92	30533	0,180	0,517	1,711	0,0148	10000	19,25	156,62
U13-NMAS19-50/70	66	30178	0,185	0,529	1,952	0,0650	10000	40,14	282,37
U14-NMAS12.5-50/70	56	27880	0,190	0,571	2,464	0,0750	10000	24,63	180,70
U14-NMAS19-50/70	49	31295	0,182	0,550	1,708	0,0567	10000	40,19	290,50
U14-NMAS19-60/85	99	30289	0,184	0,519	2,376	0,1213	10000	28,39	195,49

Fonte: (Adaptado de FACCIN, 2018).

### 3.1.2.2 Parâmetro Flow Number

A análise da resistência quanto à deformação permanente das amostras foi determinada mediante o teste de carga repetida uniaxial. Este teste mostra parâmetros relevantes referente a deformação permanente, contudo, destacar-se que as investigações podem ser realizadas por meio da curvatura da deformação plástica perpendicular uniaxial, Witczak, Kaloush e Pellinen (2002) relatam que o FN derivado deste teste, é o protocolo com desempenho melhor quando associado à DP, indicando correlações satisfatórias entre os resultados do teste e os dados alcançados nas pistas experimentais. Na Tabela 6, são exibidos os dados do parâmetro FN para as 20 amostras asfálticas analisadas, além da média, desvio padrão e coeficientes, utilizando o modelo de Francken.

Tabela 6 – Flow Number, obtido pelo Modelo Francken e seus respectivos parâmetros

Mistura	Vv médio (%)	Média FN (Ciclo)	DP	CV (%)	Parâmetros Francken			
					A	B	C	D
U1-NMAS9.5-50/70	7,24	132	5,6	4,2	824,78	0,64	192,35	0,0145
U2-NMAS19-50/70	7,45	262	18,9	7,2	1273,03	0,45	1880,45	0,0057
U2-NMAS19-60/85	6,55	10000	-	-	-	-	-	-
U2-NMAS19-65/90	6,75	1033	62,9	6,1	1016,22	0,44	642,17	0,0015
U4-NMAS19-50/70A	6,66	284	42,9	15,1	867,3	0,53	712,85	0,0046
U4-NMAS19-50/70B	6,54	564	43,4	7,7	602,01	0,53	465,67	0,0027
U6-NMAS12.5-60/85	7,13	10000	-	-	-	-	-	-
U7-NMAS19-60/85	7,18	10000	-	-	-	-	-	-
U8-NMAS19-50/70A	6,9	779	61	7,8	381,21	0,55	69,12	0,003
U8-NMAS19-50/70B	7,15	359	21,9	6,1	929,64	0,51	552,82	0,0044
U9-NMAS19-60/85	7,45	647	98,3	15,2	715,46	0,5	193,8	0,0029
U9-NMAS12.5-TLAF	7,1	2001	246,8	12,3	233,4	0,56	42,05	0,0014
U10-NMAS12.5-50/70	6,38	485	20,5	4,2	1154,42	0,47	3913,23	0,0016
U11-NMAS9.5-50/70	7,16	226	36,7	16,2	512,92	0,63	115,84	0,0101
U12-NMAS19-60/85	6,7	923	149,7	16,2	481,39	0,54	36,57	0,0033
U12-NMAS25-60/85	6,88	986	77,8	7,9	415,58	0,57	16,3	0,0015
U13-NMAS19-50/70	6,87	336	40,3	12	998,94	0,48	1350,3	0,0031
U14-NMAS12.5-50/70	7,56	822	110,5	13,5	753,35	0,49	625,74	0,0023
U14-NMAS19-50/70	6,94	549	50,1	9,1	698,47	0,52	334,99	0,0031
U14-NMAS19-60/85	6,91	10000	-	-	-	-	-	-

Fonte: (Adaptado de FACCIN *et al.*, 2021).

É notório que para as amostras asfálticas em uso no estado do Rio Grande do Sul, há uma grande variação no protocolo FN, resultando entre 37 a 10.000 ciclos, sem alcançar o

resultado esperado no protocolo FN (FACCIN *et al.*, 2021). Tendo como parâmetro de desempenho para DP o FN, conseqüentemente, os resultados desta investigação provam o alto domínio do parâmetro com a característica do ligante.

De modo geral, as amostras asfálticas modificadas indicam valores de FN mais elevados, o que aponta um desempenho superior no campo em relação com as amostras convencionais, com exceção das amostras modificadas com borracha asfáltica e amostras quentes, nas quais o autor relata de forma mais detalhada na sua pesquisa. É ainda relatado pelo autor que não é plausível determinar uma inclinação de interferência em decorrência ao parâmetro conforme os distintos níveis de granulometria, entretanto, podem ser observados uma perda de desempenho para as amostras com agregado granítico.

Nascimento (2008), propôs um limite somente para quatro amostras entre as onze investigadas com ligante convencional, e relativamente às amostras com asfalto-borracha, estas seriam indicadas para a utilização de revestimentos asfálticos com tráfego médio. Ponderando o limite exposto pelo autor, quando se trata de tráfego pesado, entre as amostras asfálticas estudadas, apenas dez amostras teriam potencial de utilização, consistindo em duas CAP 50/70, seis AMP 60/85, uma AMP 65/90, e uma TLAf. Para informações mais meticolosas a respeito da resistência em termos de DP, recorrer a leitura da pesquisa de Faccin (2018) e eventualmente no seu artigo

### 3.1.3 Caracterização do fenômeno fadiga

Nesta seção, são discorridos e analisados os dados alcançados no teste de danos por fadiga de tração-compressão cíclico uniaxial, assim como os procedimentos estabelecidos na metodologia.

Primeiramente, serão apresentados os valores brutos dos testes mediante o método convencional por meio das curvas de Wöhler, em que neste último foi plausível determinar o Fator de Área de Fadiga (FAF), com o intuito de especificar as amostras em termos de desempenho do fenômeno fadiga por este critério.

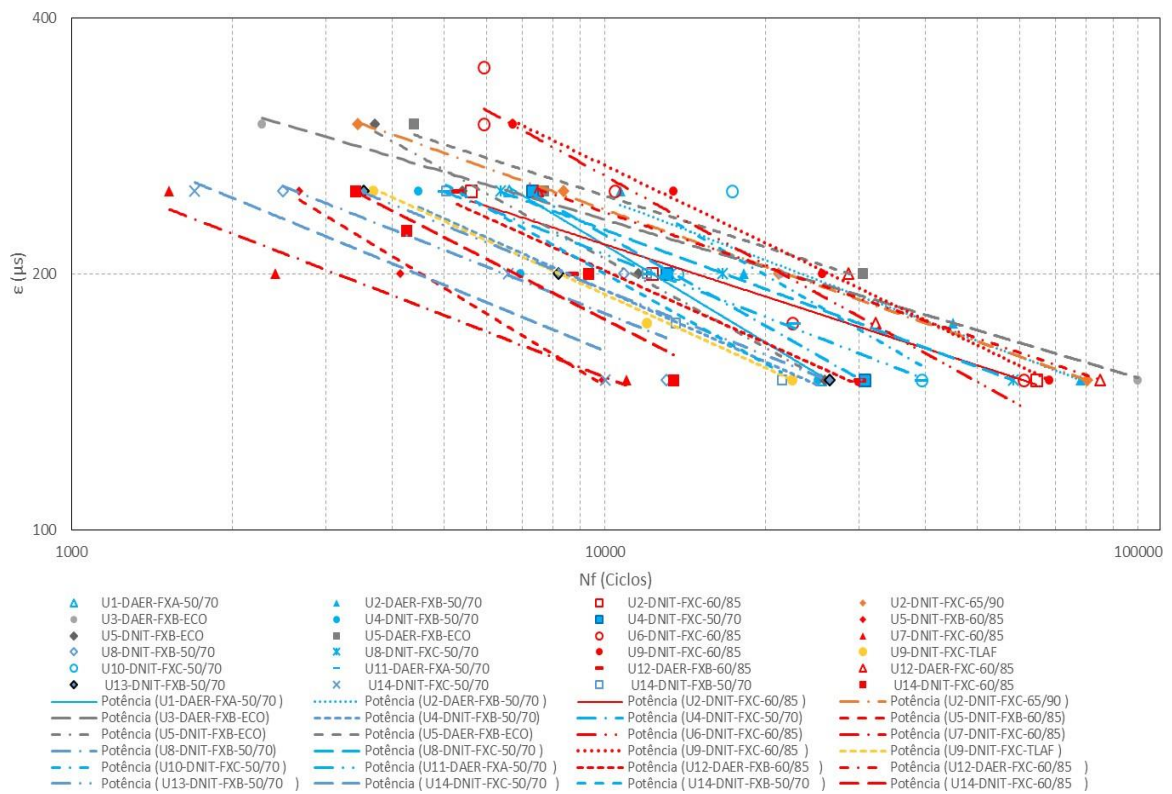
Em seguida, são abordados os valores resultantes da representação S-VECD, tais como as curvas características de dado (C vs S) e os revestimentos de ruptura para o critério de falha  $G^R$ . Ao implementá-las no programa FlexPAVE, são apresentadas as curvas médias de danos cumulativas para todas as amostras durante o intervalo do projeto, de maneira que as amostras são catalogadas repetidamente, tendo em vista as propriedades viscoelásticas

lineares e os danos por fadiga sobrepostos a um mecanismo típico. Para informações mais minuciosas relativas aos parâmetros de danos por fadiga, sugere-se recorrer à leitura da pesquisa de Schuster (2018) e eventualmente no seu artigo Schuster *et al.*, (2021).

### 3.1.3.1 Curvas de Wöhler

É possível analisar a vida útil das amostras asfálticas de uma forma convencional mediante as Curvas de Wöhler, nas quais os dados experimentais das deformações e a contagem dos ciclos pré-definidos são compatibilizados até o momento da falha ( $N_f$ ). Diante as diversas possibilidades para determinar a falha por fadiga das misturas (Figura 26), foi adotado o método de inflexão do ângulo de fase (SCHUSTER *et al.*, 2021).

Figura 26 – Curvas de Wöhler utilizando os dados experimentais das amostras asfálticas



Fonte: (Adaptado de SCHUSTER *et al.*, 2021).

Utilizando as Curvas de Wöhler, é possível catalogar as amostras em termos de resistência aos danos por fadiga no log-log, denominada de FAF (Fator de Área de Fadiga). Em tese, quanto mais elevado os dados de FAF, melhor será a resistência à fadiga das amostras asfálticas, pois um FAF com condições elevadas, resultaria em curvas com uma

inclinação menor, alcançado a parte mais à direita do gráfico, ou seja, indicando com os dados mais elevados de  $N_f$ . Entretanto, como concluiu Schuster *et al.*, (2021) a classificação por meio dos dados de FAF nas Curvas de Wöhler obtidos diretamente mediante aos dados experimentais não indicou boas correlações com danos por fadiga, uma vez que não leva em consideração os parâmetros de rigidez das amostras asfálticas.

O autor ainda cita que, para 4 amostras asfálticas que não foram testadas a 150  $\mu$ s, optou-se pela utilização do modelo matemático adquirido por meio da Curva de Wöhler para todas as amostras, com o intuito de extrapolar o  $N_f$  para este grau de deformidade. A Tabela 7 apresenta os dados de FAF alcançados para todas as amostras e a classificação estruturada de adequado a degradado, conforme os critérios adotados.

Tabela 7 – Classificação do FAF com os dados experimentais para as curvas de Wöhler

<i>Ordenadas por Usina</i>		
<b>Mistura</b>	<b>FAF</b>	<b>Classificação</b>
U1-NMAS9.5-50/70	1,603	13°
U2-NMAS19-50/70	4,434	5°
U2-NMAS19-60/85	0,894	20°
U2-NMAS19-65/90	4,438	4°
U4-NMAS19-50/70A	1,481	16°
U4-NMAS19-50/70B	1,899	11°
U6-NMAS12.5-60/85	3,573	7°
U7-NMAS19-60/85	0,625	23°
U8-NMAS19-50/70A	0,777	21°
U8-NMAS19-50/70B	3,240	8°
U9-NMAS19-60/85	4,083	6°
U9-NMAS12.5-TLAF	1,307	18°
U10-NMAS12.5-50/70	2,830	9°
U11-NMAS9.5-50/70	2,207	10°
U12-NMAS19-60/85	1,766	12°
U12-NMAS25-60/85	4,632	3°
U13-NMAS19-50/70	1,498	15°
U14-NMAS12.5-50/70	0,587	24°
U14-NMAS19-50/70	1,326	17°
U14-NMAS19-60/85	0,844	20°

Fonte: (Adaptado de SCHUSTER, 2018).

Na Tabela 7, pode-se notar que as amostras asfálticas apontam para uma base de dados ampla e distinta. Dessa forma, ao investigar o método FAF, verificou-se que não há possibilidade de determinar uma compatibilidade entre a resistência em termos de fadiga e o tipo de ligante usado, pois as amostras com ligante convencional e as modificadas com



polímero indicam desempenhos similares e mutuamente significativos, assim como variam de más a boas condições.

Fazendo uso do estudo de distintos graus de FAF por amostra, é notório que também não há possibilidade de determinar uma compatibilidade moderada entre a resistência à fadiga e a faixa granulométrica das amostras asfálticas, uma vez que a averiguação dos contornos em comparação as faixas miúdas e graúdas não é capaz de ocasionar medidas de comportamento de fadiga.

Vale destacar que, referente aos dados exibidos na Tabela 7 juntamente com a investigação de FAF, no qual os mesmos não levam em consideração os dados de rigidez das amostras asfálticas, seu comportamento a diferentes temperaturas da temperatura de ensaio, a homogeneização das propriedades das amostras asfálticas com a condição do pavimento, o clima e o volume de tráfego necessário. Fazendo uma pequena ressalva, estes fatores podem danificar consideravelmente o desempenho em serventia das amostras asfálticas, principalmente em razão das amostras asfálticas possuírem propriedades viscoelásticas muito distintas.

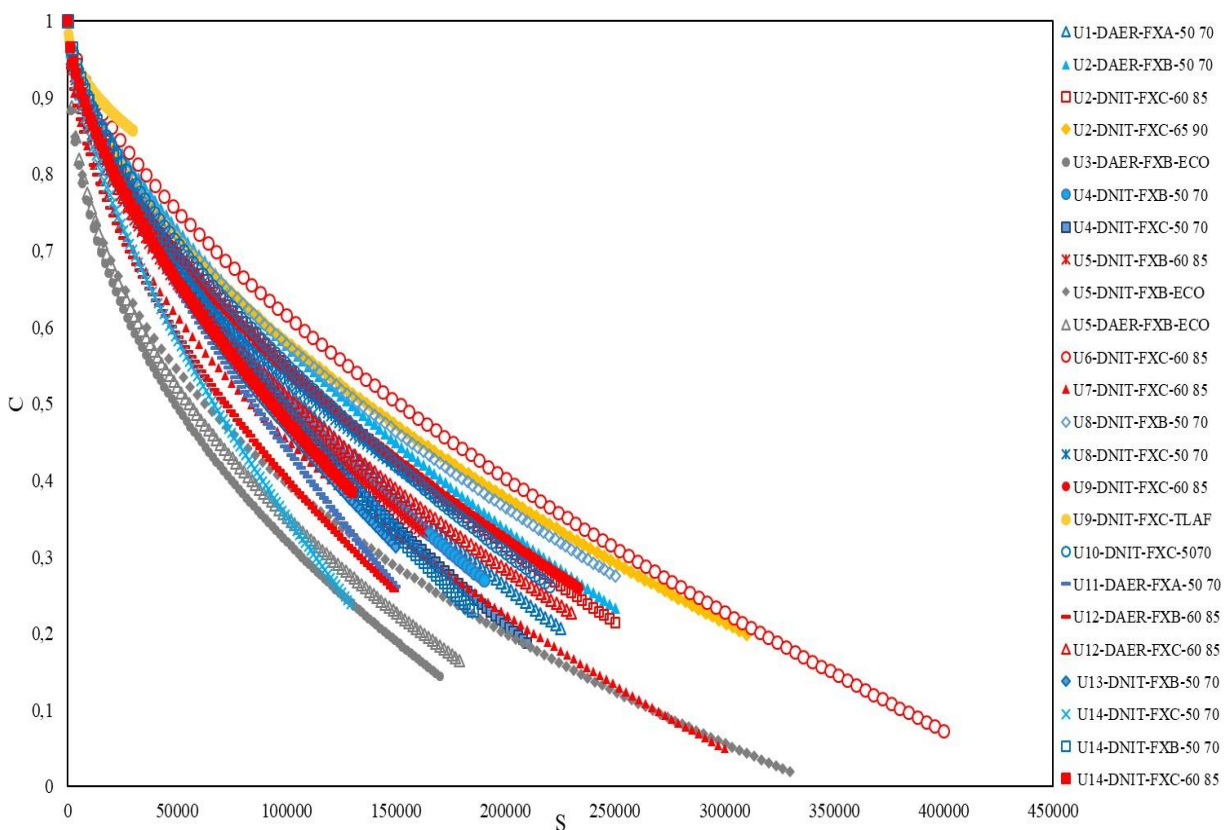
### 3.1.3.2 Modelo viscoelástico de dano contínuo

Neste tópico, variados dados que podem ser verificados com base na computação das amostras asfálticas pela metodologia S-VECD são apontados. Inicialmente, serão discutidos a respeito das Curvas de Características de Dano, originadas por meio do tratamento dos resultados de Módulo Complexo e Uniaxial Cíclico à Tração-Compressão utilizando o software MATLAB, estas curvas de completude em contraste com os danos declinam sobre as demais, não obstante do estado de ensaio, como visto anteriormente no decorrer desta pesquisa. Com base nestas informações, conclui-se que estes procedimentos têm características inerentes às amostras asfálticas.

É evidente na pesquisa de Schuster *et al.*, (2021) que o índice de oscilação mediana da potência de pseudo-deformabilidade atribuída por ciclo de teste ( $G^R$ ) elaborado por Sabouri e Kim (2014) foi usado como critério de falha por fadiga, produzindo a ruptura de envoltórios  $G^R$  versus  $N_f$ . Estes últimos são regulados por um molde de energia que indica uma forma linear na escala logarítmica, juntamente com o  $G^R$ , resultando em demasiada correlação com o  $N_f$ . Desta forma, tanto as amostras asfálticas convencionais quanto as modificadas por polímero, Figura 27, determinam curvas que, são comumente alternadas e têm comportamento similar. Normalmente, estas amostras asfálticas se anulam mutuamente até

um grau homogêneo de perda de integridade, sendo que, na maioria das hipóteses ocorre em uma faixa de  $C$  entre 0,4 e 0,2, com exceção de duas amostras, sendo elas ligante AMP SBS, U6-NMAS12.5-60/85 e U7-NMAS19-60/85, que foram modificadas exclusivamente na usina de produção do material asfáltico com a incorporação do AMP SBS *in-situ*. Entretanto, deve ser salientado mais uma vez que, ao comparar em termos do fenômeno fadiga em múltiplas amostras, é recomendável levar em conta a condição intrínseca do pavimento com o intuito de reter o impacto da sua rigidez.

Figura 27 – Curvas características de dano para todas as amostras asfálticas



Fonte: (Adaptado de SCHUSTER *et al.*, 2021).

### 3.1.3.3 FlexPAVE™

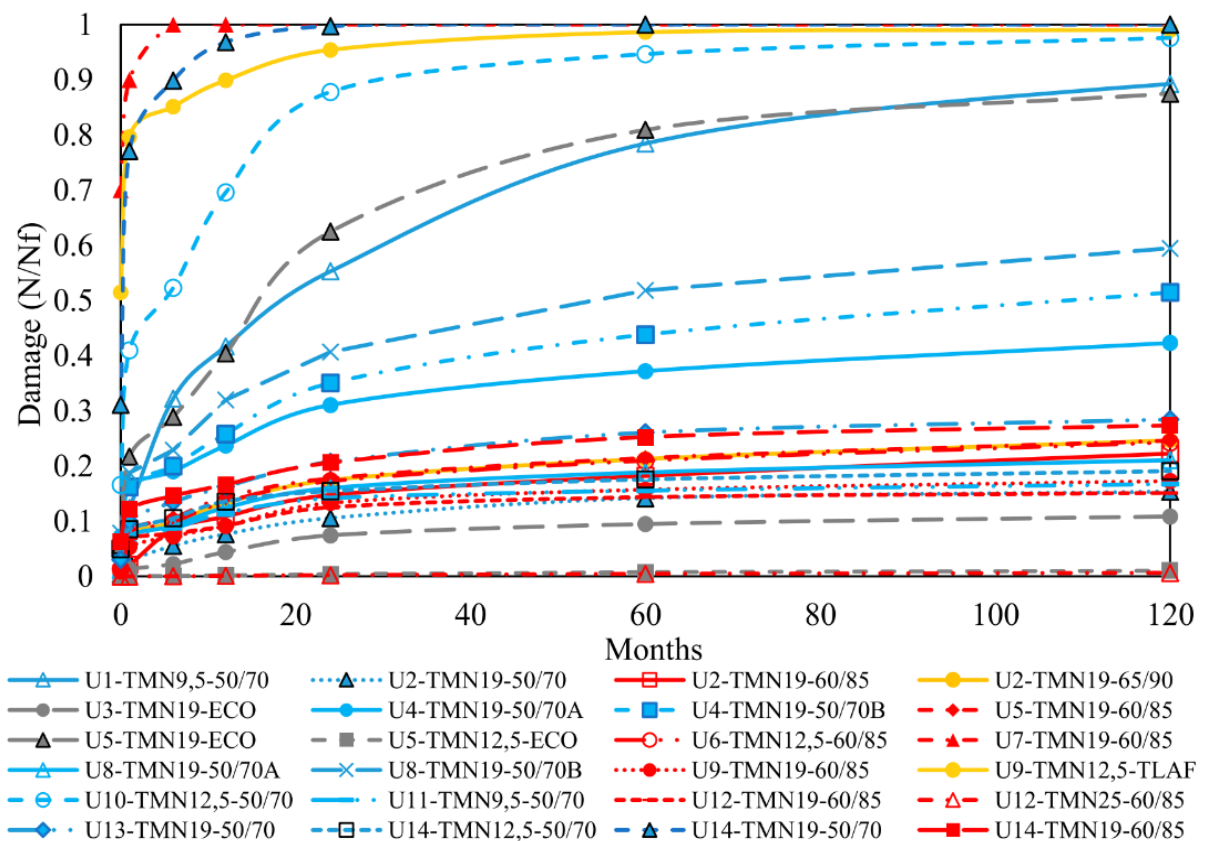
Schuster *et al.*, (2021) fez uso em sua pesquisa do software FlexPAVE 1.0 para investigar as 20 misturas asfálticas densas relacionadas com o aumento dos danos por fadiga. Assim, utilizou-se uma condição intrínseca de pavimento, oscilando somente nas particularidades da sobreposição, a fim de extrair unicamente seu impacto na investigação e, desta forma, relacionar as amostras asfálticas umas com as outras.

Fazendo uma pequena ressalva que, este software utiliza os dados de danos por viscoelasticidade linear, com base nas análises do S-VECD, com a finalidade de replicar a resolução do pavimento sob a influência de situações climáticas e carregamentos dinâmicos inseridos pelo tráfego.

Utilizando o software, nota-se que, como esperado, a média de danos acumulados diminui à medida que o tamanho do revestimento cresce. Além do mais, ao catalogar as amostras asfálticas para cada condição aparente, observa-se que não altera em nada o grau para os panoramas distintos de dimensão do revestimento, tal como no estudo de Sabouri *et al.*, (2015).

Na Figura 28, é possível verificar os danos acumulados nas três condições, nas quais o grau das amostras asfálticas, não teve nenhuma alteração pelo estado de dano no intervalo de 120 meses.

Figura 28 – Curvas de dano por fadiga acumulada



Fonte: (Adaptado de SCHUSTER *et al.*, 2021).

É perceptível que existem diversas inclinações nas curvas quando os danos são traçados por tamanho. Há amostras asfálticas onde o aumento do tamanho do revestimento

causa uma diminuição linear do dano, ao mesmo tempo que outras apresentam comportamento polinomial de classe secundária com a concavidade da parábola voltada para cima e, quando este coeficiente é menor que zero, ela é voltada para baixo.

Por fim, conforme o comportamento das curvas, pode-se concluir que por não ocorrer mudança na classe das amostras asfálticas, isto está diretamente relacionado com as condições das amostras estudadas nesta pesquisa, e não caracteriza o comportamento como um todo para todos os cenários. O que pode ser inferido é que, quando somente o tamanho do revestimento é alterado, há amplas regressões de tendência que a classe não mostrará demasiadas variações (Figura 29). Ressaltando que estes dados são voltados somente para a estrutura e tipo de tráfego que Schuster *et al.*, (2021) utilizou.

Figura 29 – Classificações propostas para a análise de danos por fadiga acumulada

Classification	Mixture	FlexPAVE N/Nf 120 months	Mixture	FFM SVECD Simulated Wöhler	Mixture	FFM Wöhler Exp.
1°	U12-TMN25-60/85	0.005	U12-TMN25-60/85	2.678	U5-TMN12.5-ECO	1.351
2°	U5-TMN12.5-ECO <sup>1</sup>	0.007	U5-TMN12.5-ECO	2.532	U9-TMN19-60/85	1.349
3°	U3-TMN19-ECO	0.095	U3-TMN19-ECO	2.147	U2-TMN19-50/70	1.343
4°	U2-TMN19-50/70	0.142	U12-TMN19-60/85	1.998	U3-TMN19-ECO	1.337
5°	U12-TMN19-60/85	0.144	U9-TMN19-60/85	1.866	U10-TMN12.5-50/70	1.329
6°	U11-TMN9.5-50/70	0.155	U2-TMN19-50/70	1.865	U2-TMN19-65/90	1.329
7°	U9-TMN19-60/85	0.157	U6-TMN12.5-60/85	1.848	U12-TMN25-60/85	1.325
8°	U14-TMN12.5-50/70	0.176	U5-TMN19-60/85	1.827	U6-TMN12.5-60/85	1.325
9°	U8-TMN19-50/70A	0.188	U11-TMN9.5-50/70	1.818	U8-TMN19-50/70B	1.290
10°	U6-TMN12.5-60/85	0.21	U2-TMN19-65/90	1.769	U2-TMN19-60/85	1.288
11°	U2-TMN19-65/90	0.213	U14-TMN12.5-50/70	1.766	U4-TMN19-50/70B	1.257
12°	U5-TMN19-60/85 <sup>1</sup>	0.215	U2-TMN19-60/85	1.653	U11-TMN9.5-50/70	1.248
13°	U2-TMN19-60/85	0.222	U14-TMN19-60/85	1.645	U1-TMN9.5-50/70	1.238
14°	U14-TMN19-60/85	0.253	U4-TMN19-50/70A	1.632	U12-TMN19-60/85	1.234
15°	U13-TMN19-50/70	0.261	U5-TMN19-ECO	1.588	U5-TMN19-60/85	1.226
16°	U4-TMN19-50/70A	0.372	U4-TMN19-50/70B	1.555	U4-TMN19-50/70A	1.212
17°	U4-TMN19-50/70B	0.438	U1-TMN9.5-50/70	1.527	U14-TMN12.5-50/70	1.209
18°	U8-TMN19-50/70B	0.518	U8-TMN19-50/70A	1.517	U13-TMN19-50/70	1.200
19°	U5-TMN19-ECO	0.809	U8-TMN19-50/70B	1.501	U9-TMN12.5-TLAF	1.192
20°	U1-TMN9.5-50/70	0.892	U10-TMN12.5-50/70	1.477	U14-TMN19-60/85	1.153
21°	U10-TMN12.5-50/70	0.946	U14-TMN19-50/70	1.450	U8-TMN19-50/70A	1.142
22°	U9-TMN12.5-TLAF	0.986	U13-TMN19-50/70	1.443	U5-TMN19-ECO	1.117
23°	U14-TMN19-50/70	1.000	U7-TMN19-60/85	1.196	U14-TMN19-50/70	1.089
24°	U7-TMN19-60/85	1.000	U9-TMN12.5-TLAF	1.110	U7-TMN19-60/85	1.087

Fonte: (Adaptado de SCHUSTER *et al.*, 2021).

Fazendo uma pequena ressalva que, as características de rigidez das misturas asfálticas utilizando a modelagem 2S2P1D e o ensaio de módulo complexo, assim como os dados de deformação permanente mediante o parâmetro *Flow Number*, além do modelo S-VECD utilizado para o fenômeno fadiga e do software FlexPAVE aplicado para a análise do desempenho dos pavimentos, já tinha sido determinado pelos autores, sendo assim, estes elementos foram brevemente apresentados nesta pesquisa com o intuito de constituir uma extensa base para a investigação do comportamento LVE, deformação permanente e fadiga. Salienta-se que para informações mais minuciosas referente todas estas hipóteses, sugere-se a leitura das pesquisas dos autores mencionados anteriormente.

### 3.2 PROTOCOLO EXPERIMENTAL

Esta etapa visa apresentar todos os procedimentos realizados durante a pesquisa, tanto os experimentos de laboratório quanto o processamento de dados.

#### 3.2.1 Procedimento de extração e recuperação dos ligantes asfálticos

Como descrito anteriormente, as misturas asfálticas densas utilizadas nesta pesquisa foram coletadas entre março de 2016 e agosto de 2017. Estas misturas foram moldadas no compactador giratório Superpave e permaneceram armazenadas no laboratório do GEPPASV na forma de CPs (Figura 30), com o intuito de minimizar a taxa de envelhecimento do material.

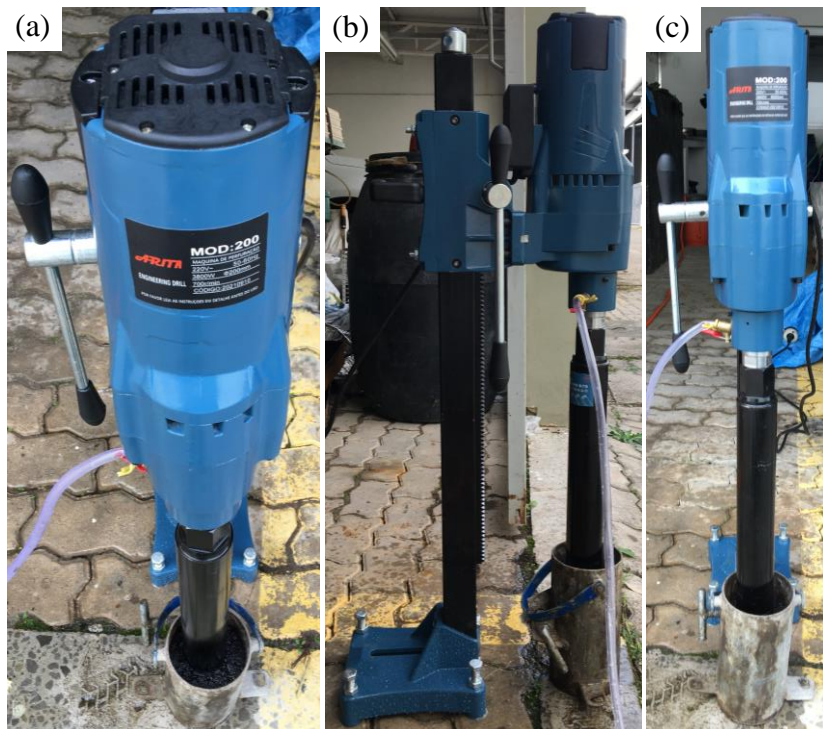
Figura 30 – Relação das vintes misturas asfálticas densas



Fonte: (AUTORA, 2023).

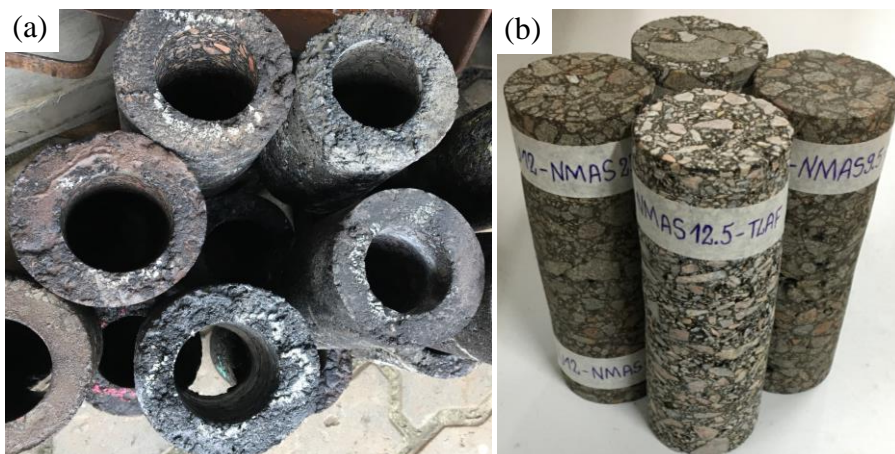
Deste modo, para não ter a influência de seu envelhecimento, por meio da máquina extratora rotativa ou máquina de perfuração (Figura 31), os núcleos de cada CP foram extraídos a fim de evitar a periferia das amostras mais suscetíveis ao envelhecimento oxidativo (Figura 32). Além disso, estas amostras foram embaladas com plástico filme, isolando-as do contato com o oxigênio ambiente, até que os núcleos fossem removidos e os ligantes extraídos e recuperados.

Figura 31 – Extração dos núcleos (a) vista superior; (b) vista lateral; (c) vista frontal



Fonte: (AUTORA, 2023).

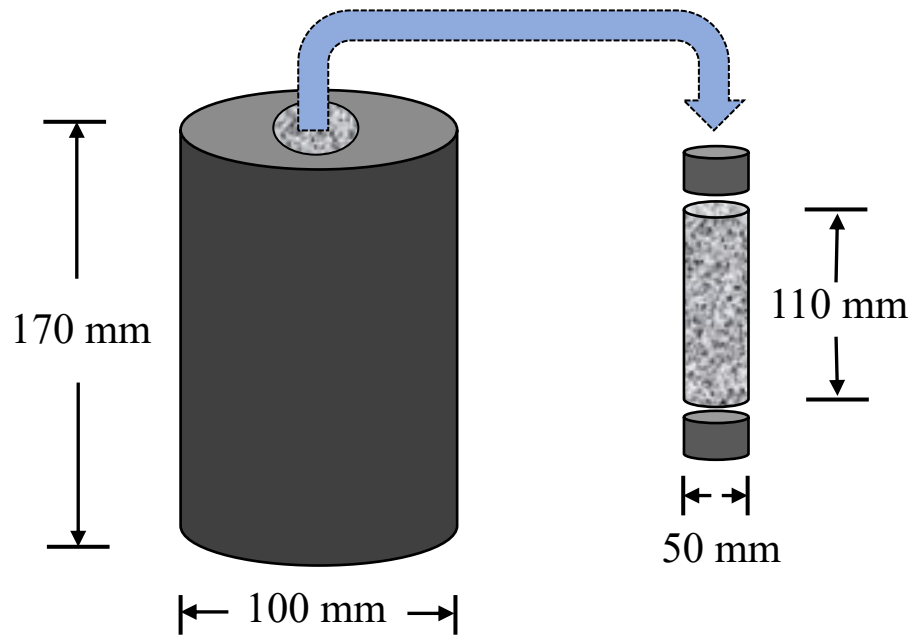
Figura 32 – (a) Núcleos removidos; (b) Amostras após remoção



Fonte: (AUTORA, 2023).

Outro detalhe digno de nota é que, estas misturas asfálticas densas em formato de CPs foram extraídas em mini amostras na máquina extratora rotativa, com dimensões de 110mm de altura e 50mm de diâmetro (Figura 33).

Figura 33 – Esquema panorâmico do procedimento de extração dos núcleos das amostras



Fonte: (AUTORA, 2023).

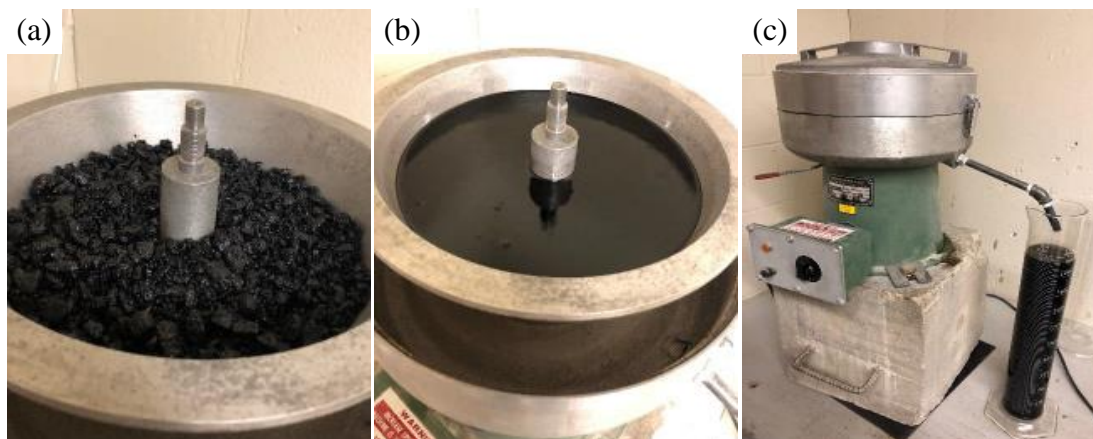
### 3.2.1.1 Extração do ligante asfáltico pelo método de centrifugação

Neste tópico, os núcleos extraídos dos CPs provenientes das massas coletadas na vibroacabadora antes da execução em campo foram submetidas ao processo de extração do ligante asfáltico por meio da dissolução com solvente. No qual, consistiu em extrair o ligante da mini amostra mediante a centrífuga de extração utilizando o Rotarex conforme a metodologia A da normativa ASTM D 2172 (2017).

Inicialmente, cada mini amostra pesando aproximadamente 700g foi aquecida a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  no decorrer de 1 hora até que cada amostra desagregada fosse obtida sem nenhum resquício de umidade. Seguidamente, cada mini amostra foi inserida na centrífuga (Figura 34a) e em torno de 1200mL de tricloroetileno (TCE) foi introduzido até que toda a superfície fosse integralmente coberta e posto em descanso durante 1 hora (Figura 34b). Posteriormente, o filtro de papel foi adicionado através do prato e da tampa, e assim iniciou o modo de rotação, com a velocidade aumentando gradualmente. Ressaltando que aproximadamente 200mL de TCE adicional foi inserido e o processo foi reiniciado ao menos três vezes até que

uma tonalidade transparente de solvente fosse obtida, apontando que no prato se encontra o agregado puro e no frasco toda a extração da quantidade de ligante (Figura 34c).

Figura 34 – (a) Amostra no prato; (b) Imersão da amostra no solvente; (c) Centrífuga



Fonte: (AUTORA, 2023).

Obviamente, existe a necessidade de realizar a filtração antes que o ligante seja recuperado, com o intuito de retirar a maior quantidade existente de miudezas insolúveis da amostragem. Assim, o espécime foi derramado em um funil do tipo Buchner com 63 $\mu$  de papel filtro, acoplado a um kitassato interligado a uma bomba de ar com pressão não superior a 200kPa. Evidenciando que com isto, a amostra se tornou composta para o procedimento de recuperação.

Fazendo uma pequena ressalva que, os agregados puros foram descartados pois não havia necessidade da sua utilização, visto que o foco desta pesquisa é a caracterização reológica e de desempenho dos ligantes asfálticos extraídos e recuperados.

### 3.2.1.2 Recuperação do ligante asfáltico pelo método do rotaevaporador

Neste item, o procedimento de fracionamento ocorreu entre o ligante asfáltico e o solvente, com técnicas de destilação baseadas na implementação e calibração validadas por Almeida Jr. (2022) em sua tese de doutorado, que adaptou o processo descrito na normativa ASTM D 5404 (2017).

No primeiro momento, a solução contendo o solvente e o ligante asfáltico foi colocada em um frasco de destilação que é rotacionado dentro de um banho de óleo aquecido a uma temperatura de  $140 \pm 3^{\circ}\text{C}$  no decorrer de 1 hora, enquanto é aplicado vácuo no sistema



interligado ao rotaevaporador a  $40 \pm 5$  milímetros de mercúrio abaixo da pressão atmosférica. Um fluxo de gás nitrogênio de 500 mL/min e uma técnica de resfriamento com água através do condensador entre 18-20°C também foi aplicada para auxiliar na remoção do solvente e não permitir a oxidação do ligante durante o processo (Figura 35).

Figura 35 – Recuperação do ligante utilizando o rotaevaporador



Fonte: (AUTORA, 2023).

Posteriormente, o balão de destilação interligado ao evaporador rotativo foi submerso no banho de óleo a 1/4" polegada a uma rotação por minuto de 40. Como não foram observadas bolhas no ligante, 15 minutos foram contados e então todo o sistema foi parado. Com base nestas informações, o ligante restante contido no frasco foi manuseado para os objetivos estabelecidos nesta pesquisa.

### 3.2.2 Caracterização dos ligantes asfálticos extraídos e recuperados

No Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR) com placas paralelas (Figura 36), fabricado por Anton Paar, modelo EC-Twist 502, foram realizadas as caracterizações reológicas e de desempenho.

Inicialmente, o módulo de cisalhamento dinâmico ( $G^*$ ) e o ângulo de fase ( $\delta$ ) foram determinados para diferentes temperaturas, conforme a AASHTO T 315 (2019), e depois foram obtidas as curvas mestras. Por fim, os dados obtidos no domínio LVE foram descritos utilizando o modelo 2S2P1D, além deste, foram realizados os testes de Performance Grade (PG), Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR), e Linear Amplitude Sweep (LAS).

Figura 36 – Caracterização reológica no reômetro de cisalhamento dinâmico



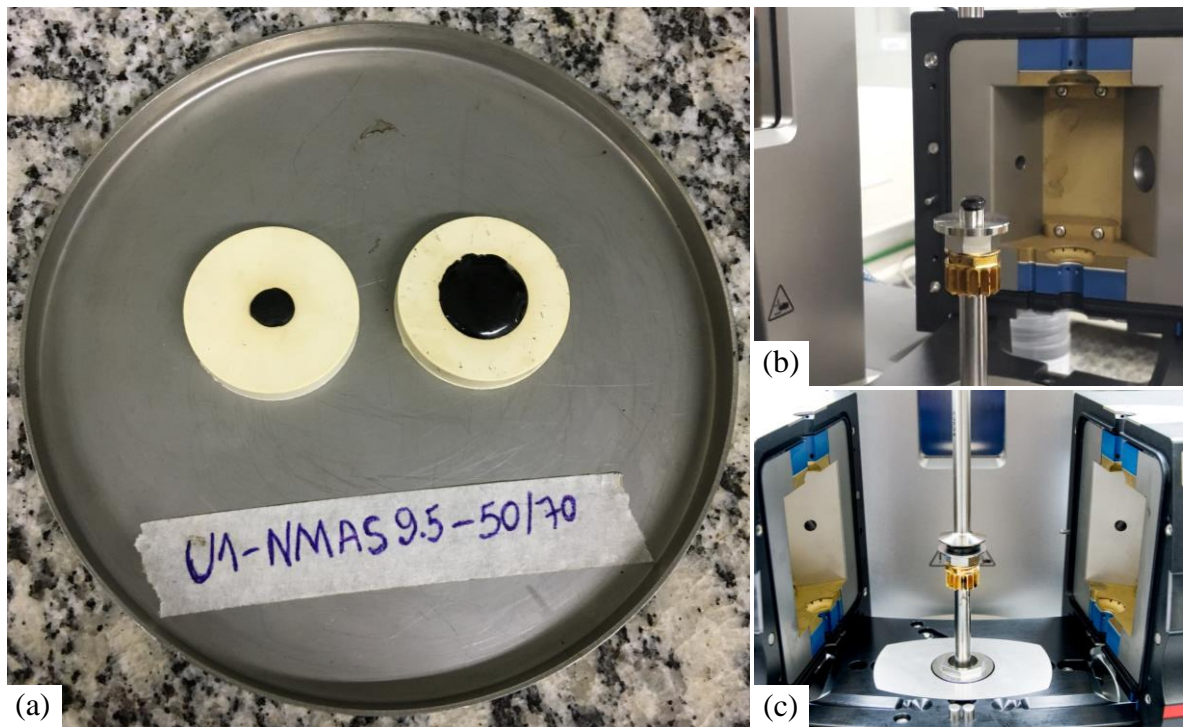
Fonte: (AUTORA, 2023).

### 3.2.2.1 Comportamento Viscoelástico Linear (LVE)

Para determinar as propriedades de viscoelasticidade, conforme prescrito pela AASHTO T 315 (2019), foram aplicadas cargas de 25 frequências em uma rampa linear de 0,1 a 30 Hz, e a temperaturas de 5°C, 15°C, 25°C, 35°C, 45°C, 55°C e 65°C.

Com relação a temperaturas abaixo de 35°C, foi aplicado um sistema com uma geometria de 8mm de diâmetro e uma distância entre as placas (*gap*) de 2mm, e para temperaturas acima disso, um sistema de 25mm de diâmetro com um *gap* de 1mm. É possível observar na Figura 37 este procedimento panorâmico.

Figura 37 – (a) Amostras com 8 e 25 mm; (b) *Gap* de 2 mm; (c) *Gap* de 1 mm



Fonte: (AUTORA, 2023).

Com os dados experimentais exportados do DSR, os mesmos foram translados pelo Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) a partir do modelo matemático WLF (Equação 9 do item 2.2.1.2.3), a fim de se construir as curvas mestras do módulo dinâmico e ângulo de fase. Posteriormente, aplicou-se o modelo analógico 2S2P1D (Equação 10 do item 2.2.1.2.4), calibrando os 7 parâmetros em questão, sendo eles,  $E_{00}$ ,  $E_0$ ,  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$ ,  $\tau$  e  $\beta$ , respectivamente, com o intuito de descrever tanto o Black Space e Cole-Cole quanto as curvas mestras do módulo dinâmico e ângulo de fase. Com base nestas informações, os parâmetros de modelagem foram correlacionados entre os coeficientes dos ligantes e das misturas.

### 3.2.2.2 Performance Grade (PG)

O ensaio de PG para os ligantes asfálticos recuperados, foram estabelecidos conforme a prescrição da AASHTO M 332 (2019), com isso aplicou-se um sistema com uma geometria de 25mm de diâmetro com um *gap* de 1mm. Neste método, os ligantes recuperados são designados em duas faixas, a altas temperaturas, referindo-se ao desempenho adequado do

ligante em termos de deformação permanente, e a baixas temperaturas, referindo-se ao trincamento térmico. Estas temperaturas são distribuídas de 6°C a 6°C, e devem atingir a menor temperatura possível para se enquadrar no critério estipulado pela normativa. Desta forma, uma letra foi recentemente acrescentada para determinar o ligante asfáltico referente ao tipo de tráfego em termos de deformação permanente, de acordo com a Tabela 1 na seção 2.1.1.

Com os dados do módulo de cisalhamento dinâmico ( $G^*$ ) e do ângulo de fase ( $\delta$ ) gerados no DSR, o  $PG_H$  a altas temperaturas foi adquirido por meio do protocolo  $G^*/\sin(\delta)$ .

Fazendo uma pequena ressalva que, o  $PG$  a baixas temperaturas não foi estabelecido em virtude do equipamento utilizado para esta finalidade, o BBR (*Bending Beam Rheometer*), teve problemas técnicos no decorrer da realização deste estudo.

### 3.2.2.3 Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR)

No teste MSCR, executado no DSR com temperatura a 64°C de acordo com fatores climáticos locais e um sistema com uma geometria de 25mm de diâmetro com um gap de 1mm, conforme a normativa AASHTO T 350 (2019), e realizado com a aplicação de 20 ciclos de 0,1kPa juntamente com mais 10 ciclos de cisalhamento de 3,2kPa. Enfatizando que cada ciclo tem um período de 10s, consistindo em 1s de deformabilidade de cisalhamento e o restante em descanso.

Portanto, tanto o parâmetro  $J_{nr}$  quanto o  $R$  ponderados em 3,2kPa foram estimados para identificar os ligantes recuperados com o intuito de avaliar sua resistência e determinar a carga de cisalhamento não recuperável, quando se trata do primeiro parâmetro, e a porcentagem de recuperação, quando se trata do segundo parâmetro. Com base nestas informações, os ligantes recuperados foram classificados ao tipo de tráfego pelos dados obtidos no  $J_{nr}$ , segundo a Tabela 1 do tópico 2.1.1. Vale destacar que, dados de  $J_{nr}$  elevados indicam uma maior deformabilidade não recuperável, mostrando um material mais suscetível em termos de deformação permanente.

### 3.2.2.4 Linear Amplitude Sweep (LAS)

No teste LAS, executado no DSR a 19°C com um sistema de geometria de 8mm de diâmetro com um gap de 2mm para todas as amostras, com a finalidade de obtenção do dano por fadiga a fatores de rigidez entre 12 a 60 MPa, com base nas recomendações de Safaei

(2017), como forma de evitar tanto a falha de aderência entre moldes de rigidez elevadas quanto de fluxo, seguindo o regulamento da AASTHO T 390 (2020).

Assim, este teste foi fracionado em duas etapas. No primeiro momento, sucedeu-se uma oscilação de 0,2 a 30 Hz na frequência, onde a linearidade viscoelástica de deformabilidade moderada é otimizada em 0,1%. Em seguida, na deformabilidade, aplicou-se valores entre 0,1 e 30% em uma carga linear no decorrer de 300s com frequência contínua de 10Hz, com o intuito de alcançar tanto a tensão de cisalhamento quanto a deformabilidade para os parâmetros de ( $G^*$ ) e ( $\delta$ ) no intervalo de 10 ciclos.

Em razão disto, os dados obtidos no teste LAS foram inseridos no modelo matemático VECD para determinar o comportamento de danos por fadiga do material nas respectivas faixas de deformabilidade. Assim sendo, as amostras foram relacionadas segundo seu Fator de Fadiga de Ligantes (FFL), isto é, a determinação do Fator de Área de Fadiga (FAF) do  $\log(Nf)$ , na faixa de 1,25% a 2,5% de deformabilidade.

Por fim, este tipo de análise é concluído com uma definição de falha, na qual determina quando ocorre uma falha no material, em outras palavras, indica a vida útil da fadiga por meio de ensaios (ALMEIDA Jr, 2022; SCHUSTER, 2023). Existem numerosas definições de falhas para transladar os dados experimentais do ensaio LAS, portanto, nesta pesquisa foram investigadas as seguintes definições de falhas com o intuito de verificar e identificar a precisão em relação ao envelhecimento:

- ✓ Queda de 50%  $|G^*|$ ;
- ✓ Queda de 35% da integridade (representada por  $|G^*| \cdot \sin \delta$ ) inicial do material;
- ✓ Pico do  $C \times N$ ;
- ✓ Pico máximo de energia de armazenamento (Max PSEs) e;
- ✓ Pico do  $C^2 \cdot N \cdot (1-C)$ .



## 4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados experimentais das caracterizações reológicas e de desempenho. Além disso, os parâmetros de danos obtidos entre escalas em termos de deformação permanente e fadiga foram correlacionados, verificando a influência entre eles para a possível criação de um padrão de previsão do comportamento e desempenho dos ligantes asfálticos recuperados. Por fim, este capítulo está dividido em três subitens: rigidez, deformação permanente e fadiga.

### 4.1 ATUAÇÃO DA RIGIDEZ NOS LIGANTES RECUPERADOS

Utilizando os dados experimentais, o comportamento viscoelástico linear (LVE) foi ajustado aos 7 parâmetros do modelo 2S2P1D juntamente com os coeficientes C1 e C2 obtidos por meio do modelo matemático WLF com uma temperatura de referência de 21°C e, são apresentados na Tabela 8.

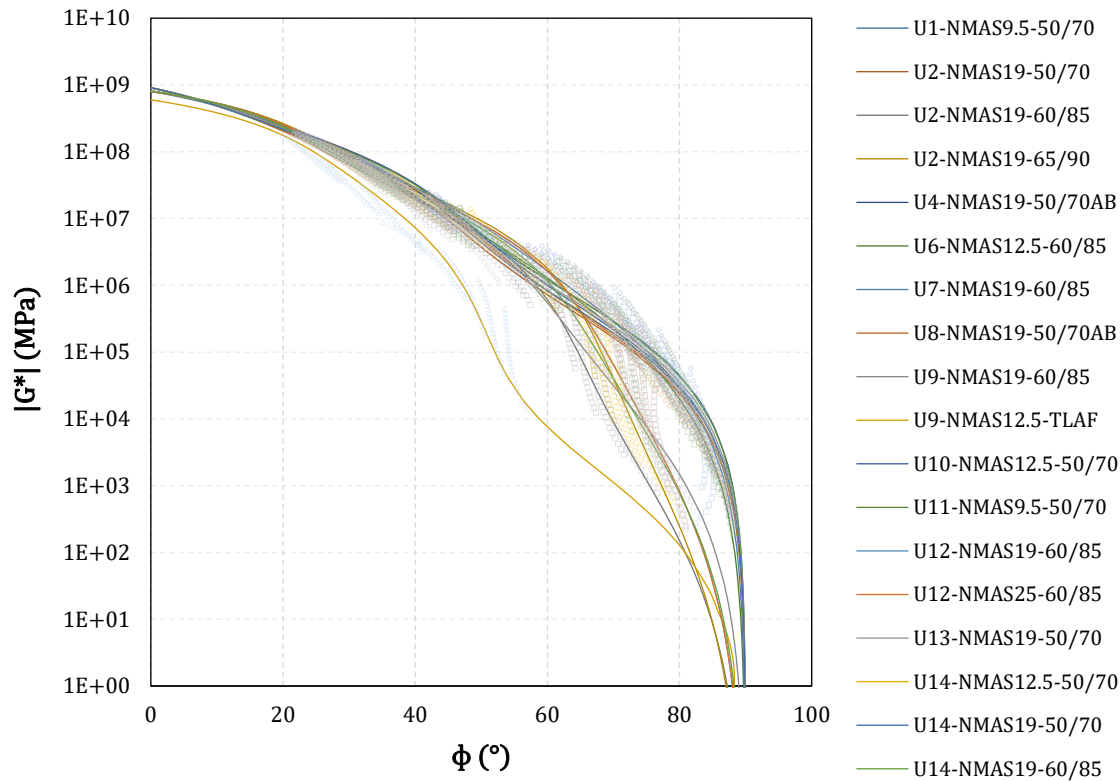
Tabela 8 – Resultados dos Parâmetros 2S2P1D e coeficientes de WLF com Tref = 21°C

Ligante	G*							WLF	
	G <sub>00</sub>	G <sub>0</sub> (MPa)	k	h	δ	τ <sub>E</sub> (s)	β	C1	C2 (°C)
U1-NMAS9.5-50/70	0,00	910000000	0,219	0,550	3,05	1,20E-05	370	10,48	79,75
U2-NMAS19-50/70	0,00	910000000	0,231	0,558	3,73	2,00E-05	506	11,07	80,94
U2-NMAS19-60/85	0,00	815000000	0,310	0,700	8,00	6,00E-05	300	9,46	72,83
U2-NMAS19-65/90	0,00	800000000	0,315	0,730	7,00	6,00E-05	130	9,53	76,13
U4-NMAS19-50/70A	0,00	900000000	0,215	0,550	2,70	1,00E-05	500	10,98	81,08
U4-NMAS19-50/70B	0,00	900000000	0,215	0,550	2,70	1,00E-05	500	10,98	81,08
U6-NMAS12.5-60/85	0,00	800000000	0,298	0,639	5,95	3,00E-05	85	10,56	78,74
U7-NMAS19-60/85	0,00	800000000	0,265	0,615	4,15	3,00E-05	112	10,64	78,26
U8-NMAS19-50/70A	0,00	900000000	0,228	0,558	2,69	1,20E-05	485	10,98	81,08
U8-NMAS19-50/70B	0,00	900000000	0,228	0,558	2,69	1,20E-05	485	10,98	81,08
U9-NMAS19-60/85	0,00	800000000	0,285	0,660	6,50	4,00E-05	250	10,63	77,97
U9-NMAS12.5-TLAF	0,00	600000000	0,290	0,580	5,60	4,00E-04	10000	10,62	78,55
U10-NMAS12.5-50/70	0,00	900000000	0,227	0,559	2,71	1,20E-05	401	11,04	79,64
U11-NMAS9.5-50/70	0,00	910000000	0,215	0,551	2,71	5,00E-06	375	10,50	76,78
U12-NMAS19-60/85	0,00	800000000	0,308	0,718	7,18	4,00E-05	102	10,14	76,44
U12-NMAS25-60/85	0,00	800000000	0,308	0,718	7,18	4,00E-05	102	10,14	76,44
U13-NMAS19-50/70	0,00	910000000	0,229	0,555	2,95	1,20E-05	393	12,40	86,90
U14-NMAS12.5-50/70	0,00	910000000	0,221	0,552	3,06	1,00E-05	511	10,79	77,36
U14-NMAS19-50/70	0,00	910000000	0,221	0,552	3,06	1,00E-05	511	10,79	77,36
U14-NMAS19-60/85	0,00	815000000	0,298	0,701	7,25	5,00E-05	145	10,77	79,85

Fonte: (AUTORA, 2023).

Além disso, apresenta-se as modelagens 2S2P1D, tais como o Black Space (Figura 38) e Cole-Cole (Figura 39), e as curvas mestras de módulo dinâmico (Figura 40) e ângulo de fase (Figura 41), a partir dos resultados experimentais dos ligantes asfálticos recuperados desta pesquisa.

Figura 38 – Black Space para todos os ligantes asfálticos recuperados



Fonte: (AUTORA, 2023).

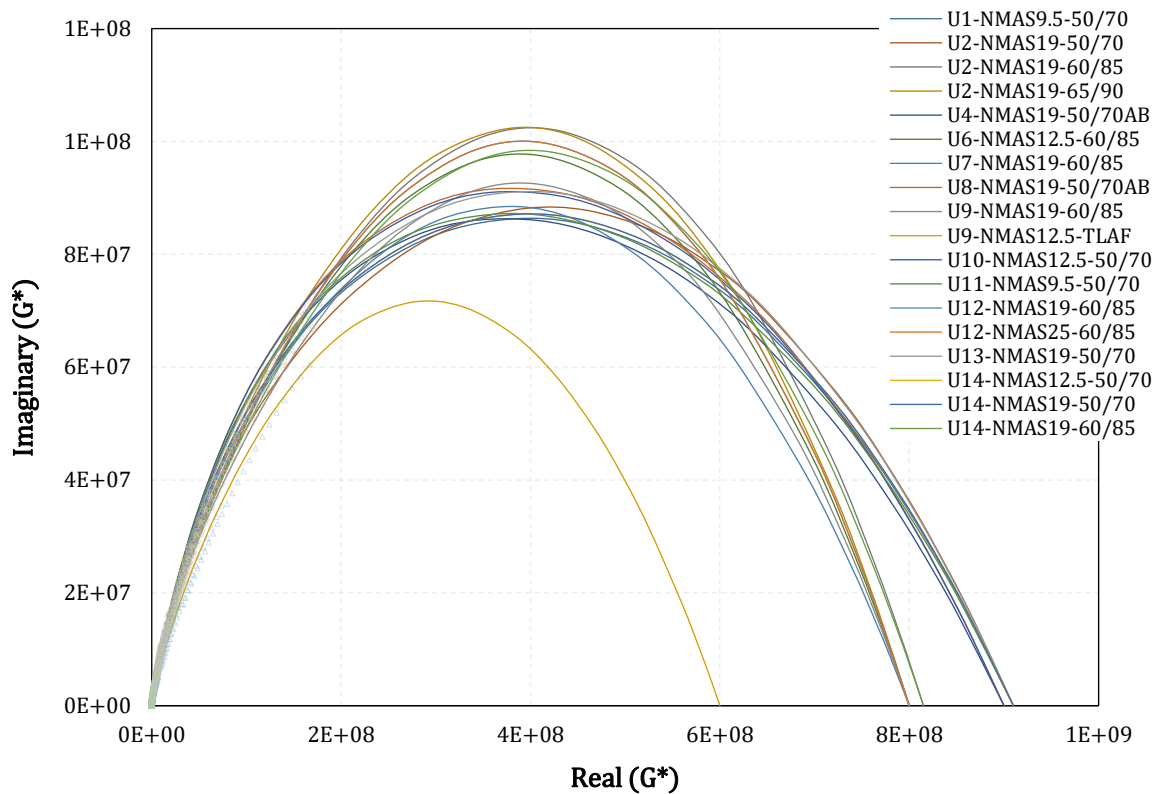
Diante dos fatos mencionados, observou-se que no Black Space (Figura 38), quando se trata de ligantes asfálticos recuperados convencionais, os mesmos comumente indicam ângulos de fase maiores e menores para os ligantes asfálticos recuperados modificados, apontando que seu comportamento viscoso é mais dominante do que seu comportamento elástico. Logo, os valores de ângulos de fase mais baixo para os ligantes recuperados modificados, com exceção do ligante TLAF, determinam que a incorporação de polímeros torna a amostra com maior elasticidade, sugerindo que no campo há um aumento significativo de sua resistência em termos de deformação permanente.

Ao fazer uma análise da representação Cole-Cole para todos os ligantes asfálticos recuperados (Figura 39), observa-se que há uma disparidade considerável nos coeficientes  $E_0$  quando se trata de ligantes recuperados modificados, enquanto os ligantes recuperados



convencionais têm coeficientes  $E_0$  mais altos. Outro fator existente é o resultado do coeficiente  $E_0$  que se destaca em termos de menor valor referente ao ligante recuperado tipo TLAF, no qual indica que uma inclinação mínima de viscosidade ocorre na partícula do ligante quando comparado com os outros. Ressaltando que quando se trata deste último, menos energia é dissipada sob a carga, portanto, a mesma tem um potencial mais eficiente para reduzir as tensões e se converter ao estado inicial.

Figura 39 – Cole-Cole para todos os ligantes asfálticos recuperados



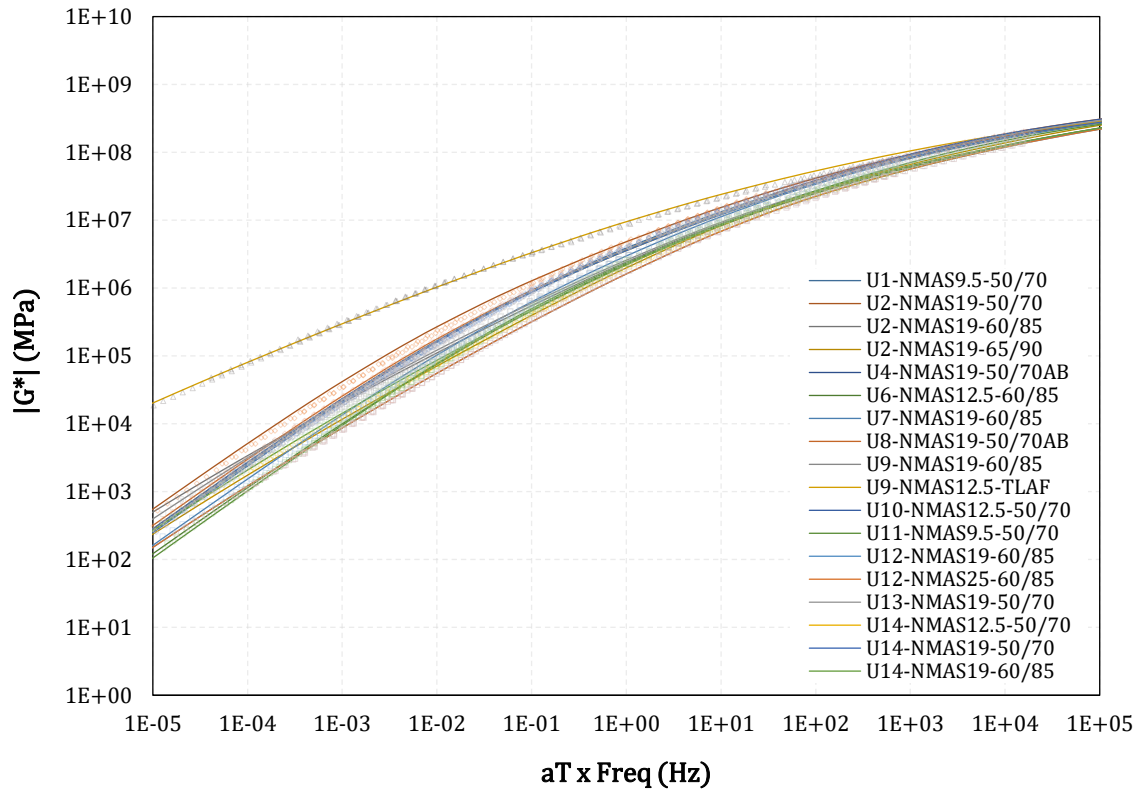
Fonte: (AUTORA, 2023).

Com relação às curvas mestras de módulo dinâmico (Figura 40), pode-se observar de maneira visual que os ligantes asfálticos recuperados com maior rigidez são os convencionais e os modificados com polímeros, no qual possuem um comportamento reológico no núcleo que se sobressai dos demais. Verifica-se ainda que a amostra com ligante recuperado tipo TLAF denota um comportamento diversificado e, em frequências mais baixas é uma das amostras mais rígidas, indicando um módulo mais semelhante com as outras em frequências mais altas.

Levando estes aspectos em consideração, não houve possibilidade de determinar uma inclinação em função apenas do ligante, visto que ocorreu instabilidades significativas no

módulo dinâmico tanto para os ligantes asfálticos recuperados convencionais quanto para os modificados.

Figura 40 – Curvas mestras de módulo dinâmico para todos os ligantes recuperados



Fonte: (AUTORA, 2023).

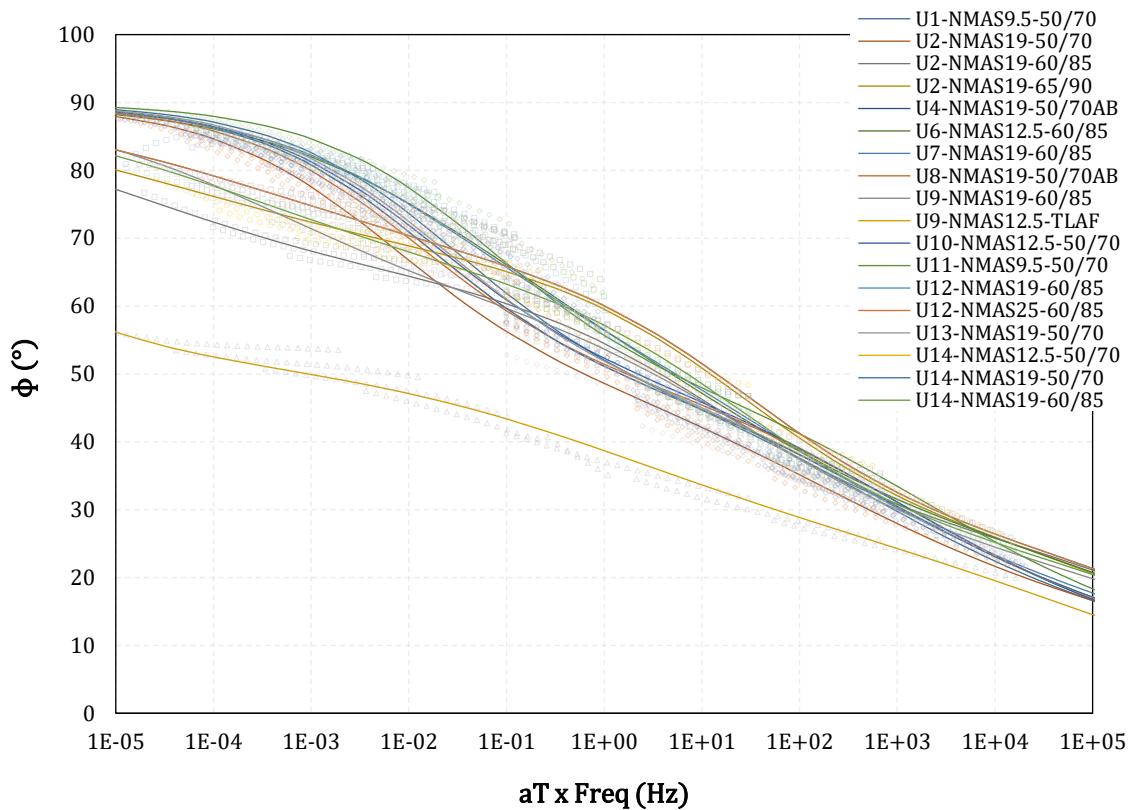
Utilizando o modelo analógico 2S2P1D, foram obtidas as curvas mestras de ângulo de fase (Figura 41), observando os aspectos analisados, verifica-se que os ângulos de fase com maiores valores são os ligantes asfálticos recuperados convencionais, nos quais resultam em uma menor partícula elástica, à medida que para as amostras modificadas são alcançadas menores inclinações. Ainda convém destacar que para amostras com o mesmo tipo de ligante há variações consideráveis no comportamento reológico.

É necessário observar sobretudo que na amostra tipo TLAF, constituída pela incorporação de TLA e ligante modificado com polímero, o ângulo de fase quando alcança maiores valores, não evidencia as mesmas características que as demais, alterando em tamanhos reduzidos a altas temperaturas, mostrando que a oscilação mínima ocorre em altas temperaturas em termos de viscosidade.

Em virtude do que foi constatado, pode-se concluir que as amostras utilizadas no Estado do Rio Grande do Sul indicam comportamento reológico variado no domínio da viscoelasticidade linear. Isto ocorre devido ao projeto de misturas asfálticas que têm grande

influência na rigidez (teor de ligante, tipo de granulares TMN, presença ou ausência de fíler ativo, teor de finos, distribuição granulométrica e angulosidade dos agregados), ou seja, todos estes fatores influenciam e podem ser maiores do que simplesmente a rigidez do ligante.

Figura 41 – Curvas mestras de ângulo de fase para todos os ligantes recuperados



Fonte: (AUTORA, 2023).

#### 4.1.1 Correlação de rigidez entre as escalas de ligantes e misturas

É preciso pontuar de início que, com os dados experimentais exportados do DSR, os índices  $|G^*|$  e  $|E^*|$  foram correlacionados a fim de obter a relação do  $R^2$  (Figura 42). Entretanto, vale destacar que, assim como evidenciado na caracterização reológica utilizando o modelo analógico 2S2P1D, o comportamento dos ligantes asfálticos recuperados ocasiona variação na influência da viscoelasticidade linear, em razão das distintas propriedades das faixas de granulometria, agregados e ligantes. Os coeficientes utilizados para a correlação estão compilados na Tabela 9.

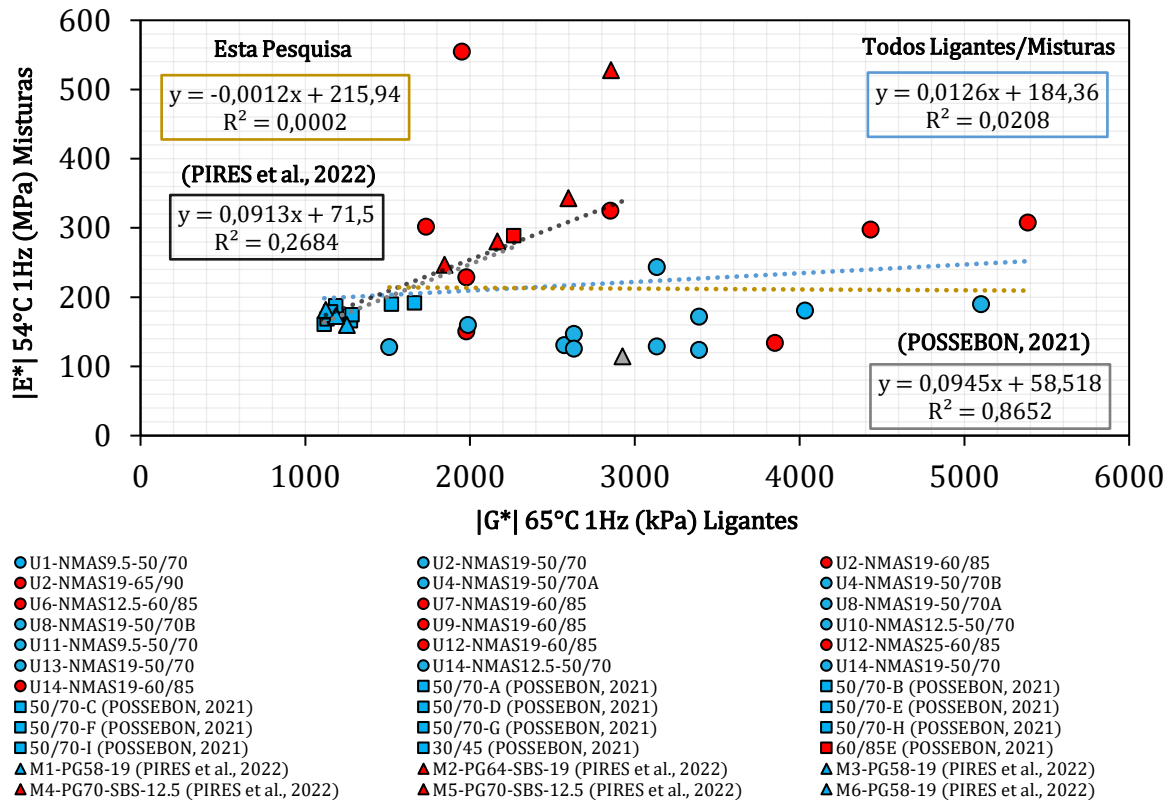
Além disso, com os dados da Tabela 8 do item 4.1, foi realizada a correlação do parâmetro 2S2P1D (item 4.1.1.1) entre ligantes e misturas para as variáveis  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$  e  $\beta$ , com o intuito de verificar a paridade entre elas.

Tabela 9 – Resultados do índice |G\*| 65°C 1Hz

Ligante	G*  65°C 1Hz (kPa)	φ 65°C 1Hz	G* /sinφ 65°C 1Hz
U1-NMAS9.5-50/70	4034	84,31	2741,44
U2-NMAS19-50/70	5102	83,31	3508,86
U2-NMAS19-60/85	5386	71,19	4334,81
U2-NMAS19-65/90	4432	73,50	3454,90
U4-NMAS19-50/70A	3390	84,40	2301,34
U4-NMAS19-50/70B	3390	84,40	2301,34
U6-NMAS12.5-60/85	1733	85,34	1163,51
U7-NMAS19-60/85	1950	85,01	1314,28
U8-NMAS19-50/70A	3133	84,71	2119,08
U8-NMAS19-50/70B	3133	84,71	2119,08
U9-NMAS19-60/85	3851	76,91	2868,89
U9-NMAS12.5-TLAF	60121	54,49	63216,73
U10-NMAS12.5-50/70	2573	86,30	1708,25
U11-NMAS9.5-50/70	1510	87,03	994,10
U12-NMAS19-60/85	1977	78,04	1451,48
U12-NMAS25-60/85	1977	78,04	1451,48
U13-NMAS19-50/70	1987	86,52	1315,84
U14-NMAS12.5-50/70	2631	84,95	1774,52
U14-NMAS19-50/70	2631	84,95	1774,52
U14-NMAS19-60/85	2851	76,34	2139,77

Fonte: (AUTORA, 2023).

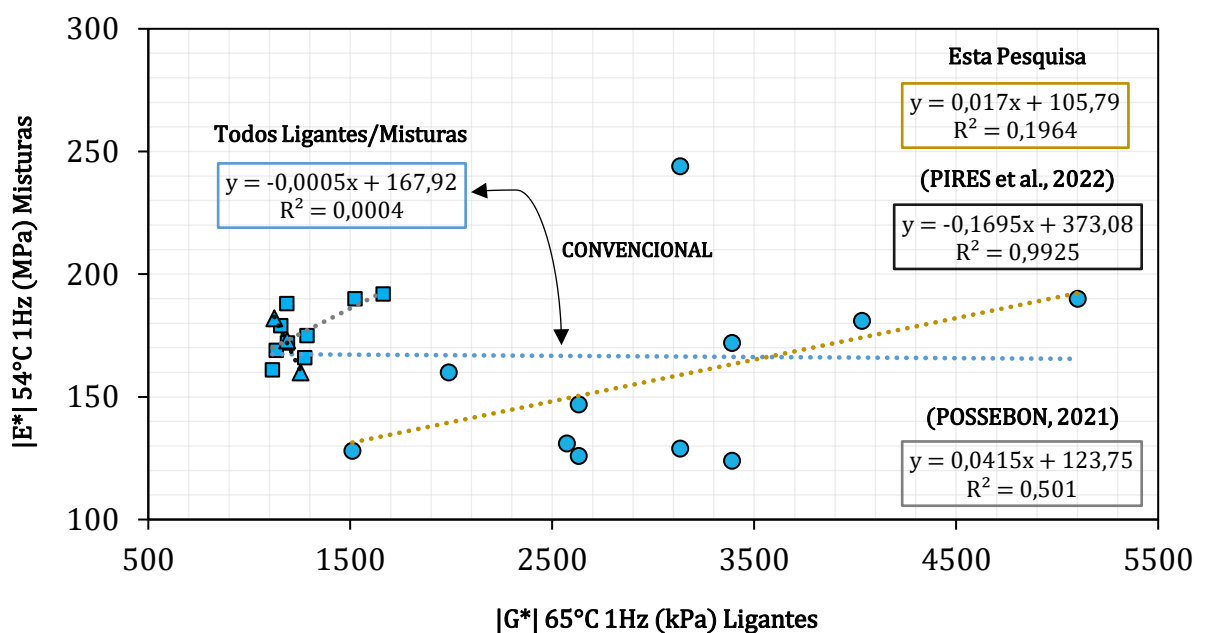
Figura 42 – Correlação entre o parâmetro |G\*| e |E\*| de todos os ligantes e misturas



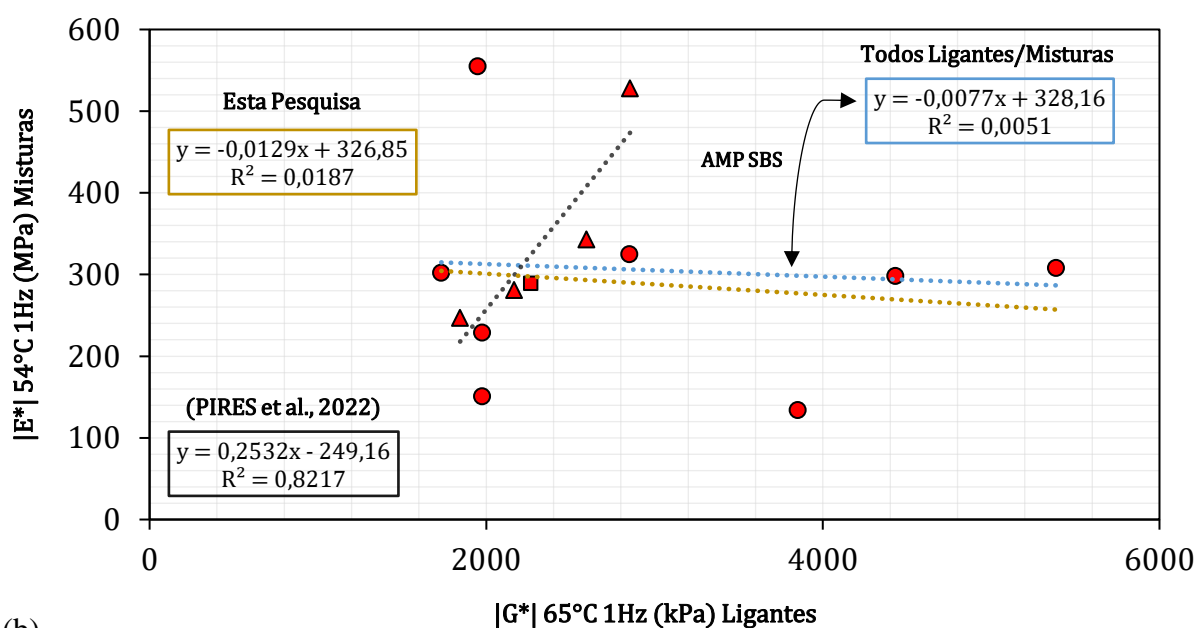
Fonte: (AUTORA, 2023).

Em virtude do que foi mencionado, observa-se na Figura 42 que não ocorre uma correlação eficiente quando se trata dos resultados desta pesquisa. Além disso, quando comparados com os resultados dos estudos de Possebom (2021) e Pires *et al.*, (2022) verifica-se uma disparidade entre as amostras, isso acontece independentemente da análise apenas com as amostras convencionais e modificadas (Figura 43).

Figura 43 – Correlação entre o parâmetro  $|G^*|$  e  $|E^*|$  (a) Convencional; (b) Modificado



(a)

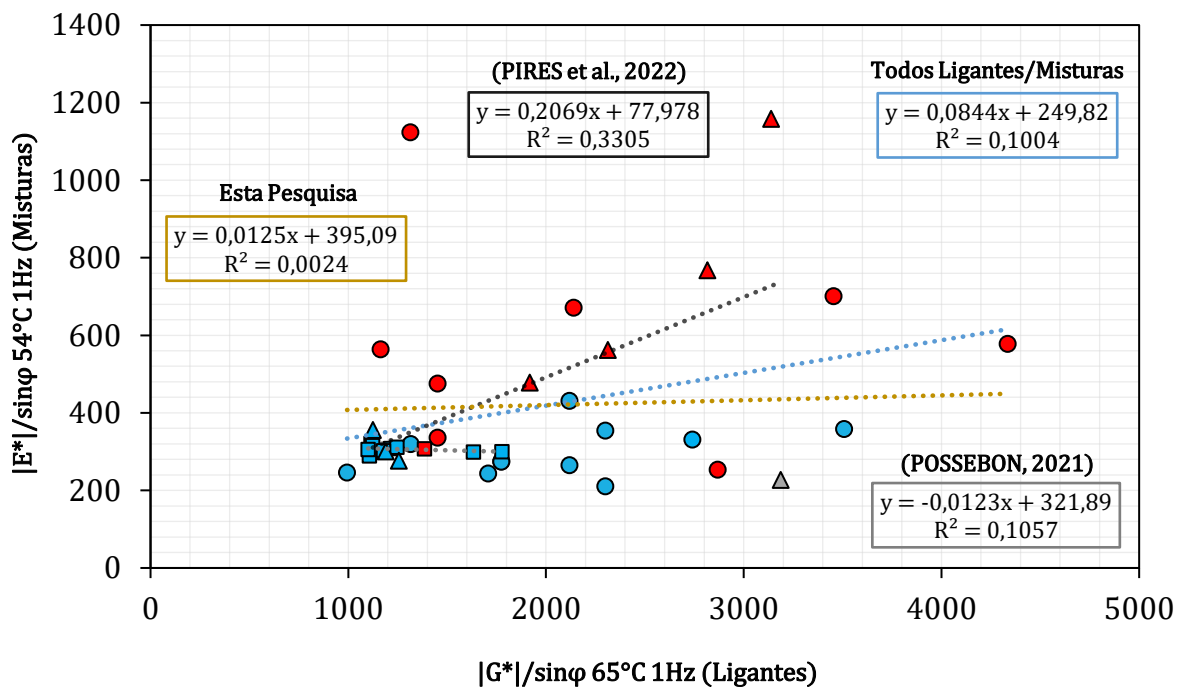


(b)

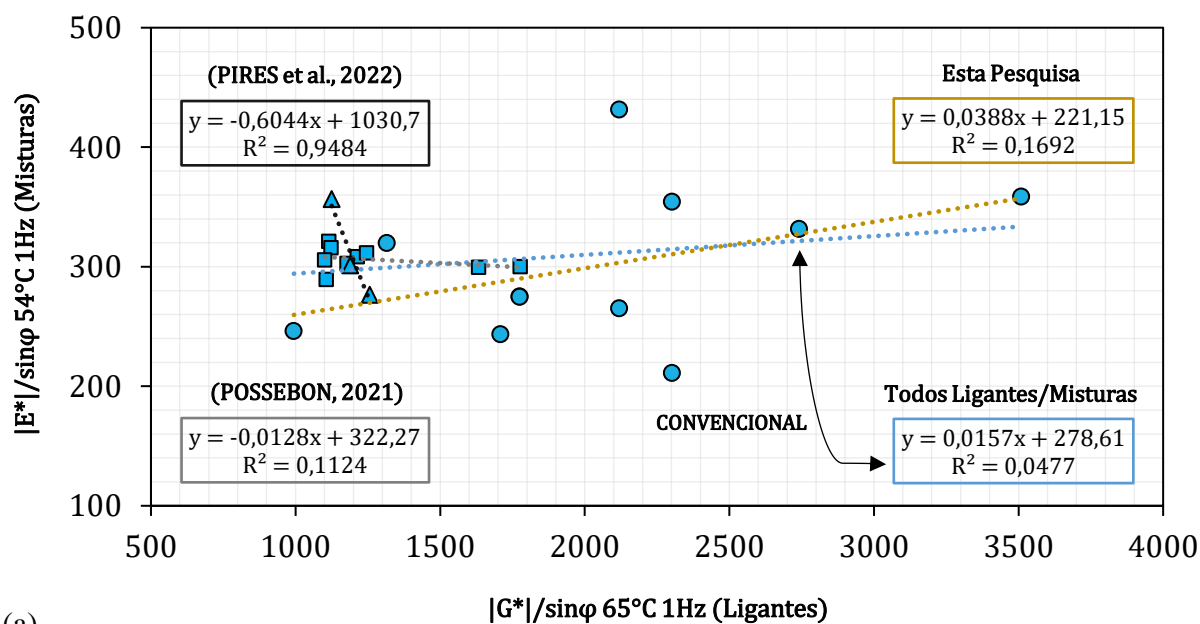
Como não foi obtida uma correlação favorável na tentativa anterior, realizou-se uma segunda tentativa nas amostras entre ligantes e misturas utilizando as escalas em temperaturas intermediárias onde ocorre predominantemente o fenômeno de fadiga. E apesar de analisar as amostras separadamente, convencional e modificado, mais uma vez não se obteve correlações satisfatórias.

Dessa forma, ao analisar as correlações dos índices  $|G^*|/\sin\phi$  65°C 1Hz e  $|E^*|/\sin\phi$  54°C 1Hz (Figura 44), que é um parâmetro da deformação permanente a altas temperaturas (BAHIA e ANDERSON, 1995), constata-se que se trata de um parâmetro mais promissor, pois quando os resultados são analisados como um todo, verifica-se que somente a rigidez em si não atinge um resultado satisfatório, visto que quando se observa as escalas de  $|G^*|/\sin\phi$  65°C 1Hz e  $|E^*|/\sin\phi$  54°C 1Hz, mesmo isoladamente, convencional e modificado (Figura 45), nota-se que a relação entre escalas do material é maior em razão do ângulo de fase.

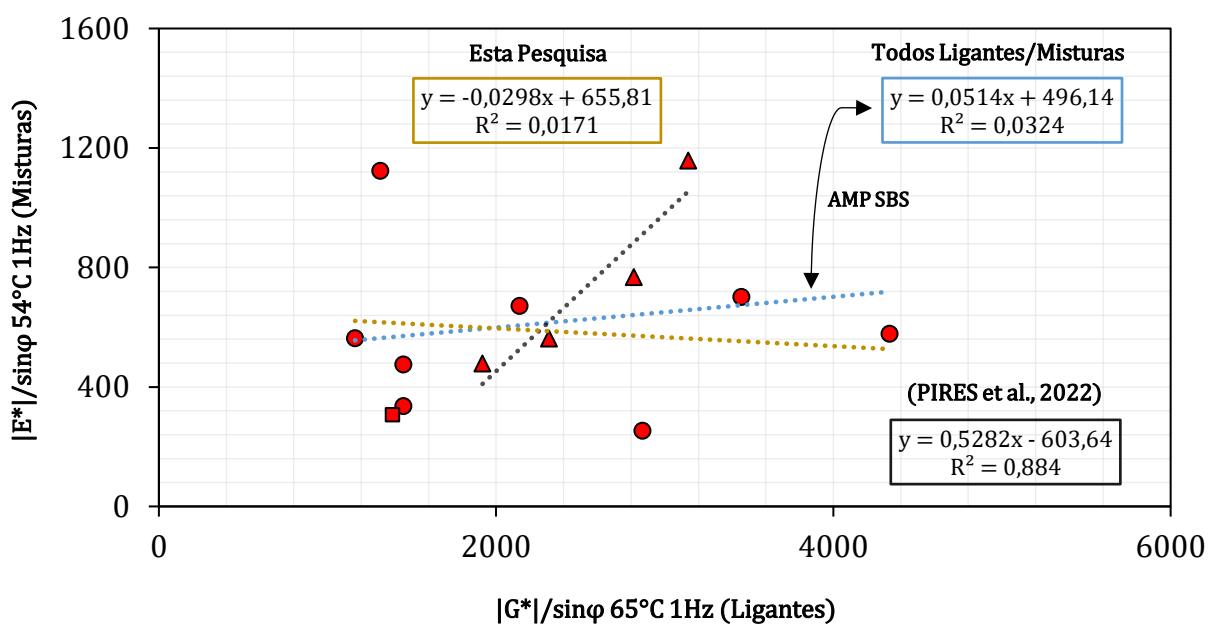
Figura 44 – Correlação entre o parâmetro  $|G^*|/\sin\phi$  65°C 1Hz e  $|E^*|/\sin\phi$  54°C 1Hz



- U1-NMAS9.5-50/70
- U2-NMAS19-65/90
- U6-NMAS12.5-60/85
- U8-NMAS19-50/70B
- U11-NMAS9.5-50/70
- U13-NMAS19-50/70
- U14-NMAS19-60/85
- 50/70-C (POSSEBON, 2021)
- 50/70-F (POSSEBON, 2021)
- 50/70-I (POSSEBON, 2021)
- ▲ M1-PG58-19 (PIRES et al., 2022)
- ▲ M4-PG70-SBS-12.5 (PIRES et al., 2022)
- ▲ M7-PG64-SBS-12.5 (PIRES et al., 2022)
- U2-NMAS19-50/70
- U4-NMAS19-50/70A
- U7-NMAS19-60/85
- U9-NMAS19-60/85
- U12-NMAS19-60/85
- U14-NMAS12.5-50/70
- 50/70-A (POSSEBON, 2021)
- 50/70-D (POSSEBON, 2021)
- 50/70-G (POSSEBON, 2021)
- 30/45 (POSSEBON, 2021)
- ▲ M2-PG64-SBS-19 (PIRES et al., 2022)
- ▲ M5-PG70-SBS-12.5 (PIRES et al., 2022)
- ▲ M8-PG64-RUB-12.5 (PIRES et al., 2022)
- U2-NMAS19-60/85
- U4-NMAS19-50/70B
- U8-NMAS19-50/70A
- U10-NMAS12.5-50/70
- U12-NMAS25-60/85
- U14-NMAS19-50/70
- 50/70-B (POSSEBON, 2021)
- 50/70-E (POSSEBON, 2021)
- 50/70-H (POSSEBON, 2021)
- 60/85E (POSSEBON, 2021)
- ▲ M3-PG58-19 (PIRES et al., 2022)
- ▲ M6-PG58-19 (PIRES et al., 2022)

Figura 45 – Correlação entre  $|G^*|/\sin\phi$  e  $|E^*|/\sin\phi$  (a) Convencional; (b) Modificado

(a)



(b)

Fonte: (AUTORA, 2023).

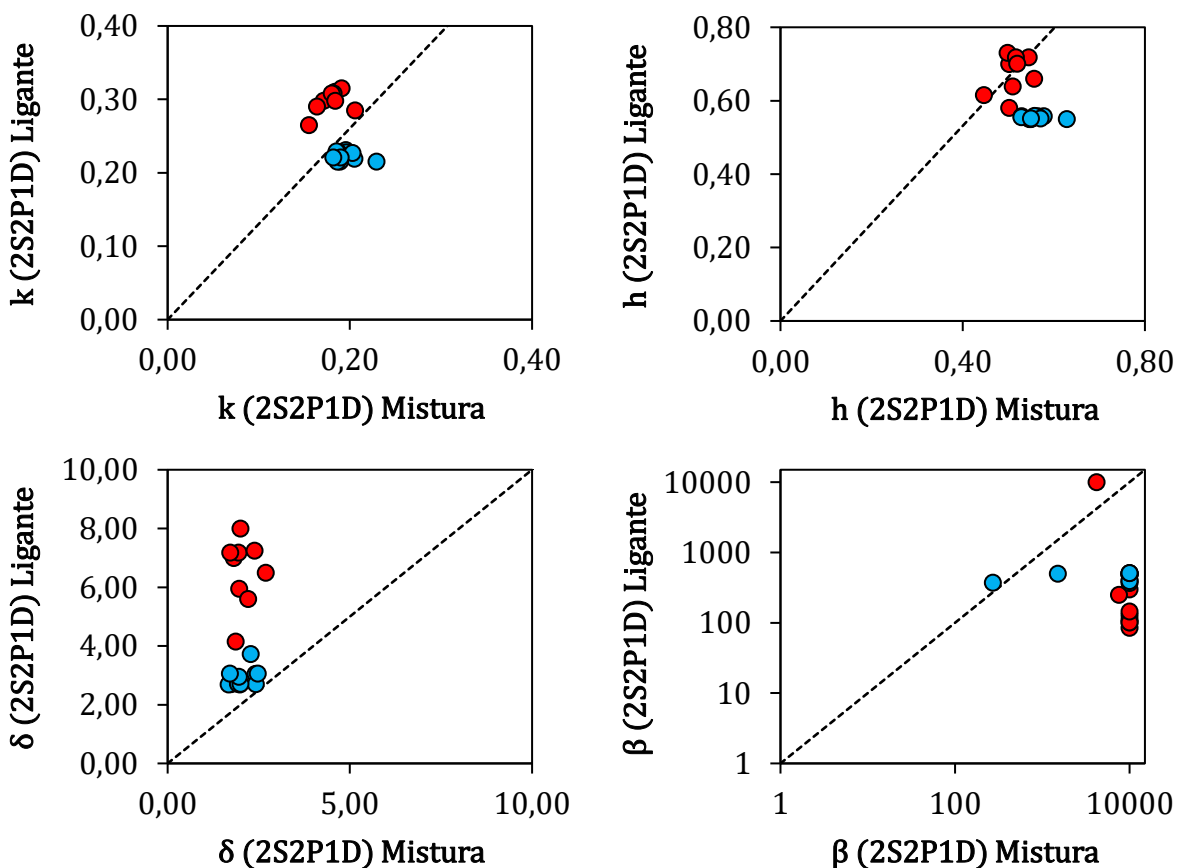
Por fim, sabe-se que a premissa do comportamento de um pavimento em termos de rigidez é calcular as tensões, contudo, ao sintetizar as correlações de rigidez, identifica-se que inúmeros fatores influenciaram estas resoluções, por exemplo, quando se pretende obter uma mistura menos rígida ou mais rígida, somente com o ligante asfáltico recuperado não é possível atingir este nível de rigidez. Isto acontece pelo simples fato de que tanto a dosagem

quanto o teor de ligante têm um fator preponderante, além dos agregados. No caso deste último, a sua influência tem uma porcentagem maior, devido a sua classificação, forma e tamanho.

#### 4.1.1.1 Parâmetro 2S2P1D

Dado o exposto acima, na Figura 46, a paridade entre as variáveis  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$  e  $\beta$  do parâmetro 2S2P1D é nítida, independentemente da análise isolada, convencional e modificada, entre as escalas dos ligantes asfálticos recuperados com as misturas asfálticas utilizadas no campo.

Figura 46 – Correlação entre escalas de ligantes e misturas das variáveis  $k$ ,  $h$ ,  $\delta$  e  $\beta$



Fonte: (AUTORA, 2023).

Ao fazer uma análise da variável  $k$ , que consiste na relação do ajuste das curvas mestras tanto em temperaturas baixas como intermediárias, além da indicação do estado inicial do Cole-Cole, verifica-se uma correlação eficiente entre as escalas de ligantes e



misturas para as amostras convencionais. Ademais, entre as disparidades, nota-se que os ligantes modificados atingiram proporções mais efetivas quando comparados com suas respectivas misturas. Isto se deve ao fato de que a compatibilidade entre o módulo de perda e o módulo de armazenamento são remodelados em rigidezes mais elevadas.

Verifica-se principalmente que a variável  $h$ , que está relacionada com o ângulo de fase a altas temperaturas e na regulação tanto do módulo de perda quanto do armazenamento em grau de baixa rigidez, obteve correlação favorável nas escalas de ligante e mistura para as amostras convencionais e modificadas.

Quando se trata da variável  $\delta$ , a paridade entre as escalas dos ligantes convencionais é perceptível. Por outro lado, nas escalas dos ligantes modificados, são observados valores mais elevados, demonstrando que os valores encontrados nos ligantes recuperados são maiores que aqueles observados nas misturas. Isto ocorre simplesmente porque eventualmente está relacionado aos ajustes dos menores ângulos de fase dos ligantes modificados em relação aos ligantes convencionais quando se comparam as amostras a temperaturas intermediárias e altas.

Já na variável  $\beta$ , os ligantes convencionais resultaram em menores valores quando correlacionados nas escalas de suas respectivas misturas, com base nisso, fica evidente durante seu processo de produção o possível envelhecimento. Quanto aos ligantes modificados, os mesmos também indicaram menores valores, especialmente relacionados a altos níveis de rigidez e em menores ângulos de fase a altas temperaturas, causados pela incorporação de polímeros.

## 4.2 DEFORMAÇÃO PERMANENTE NOS LIGANTES RECUPERADOS

A fim de obter os dados  $J_{nr}$ , o teste MSCR foi realizado à temperatura fixada em 64°C, com o intuito de medir a deformação permanente dos ligantes asfálticos recuperados, para correlacionar nas escalas de suas respectivas misturas. Além disso, o teste PG foi realizado para determinar sua classificação quanto ao tipo de tráfego, ressaltando que o teste MSCR precisa ser realizado de acordo com a temperatura PG a alta temperatura.

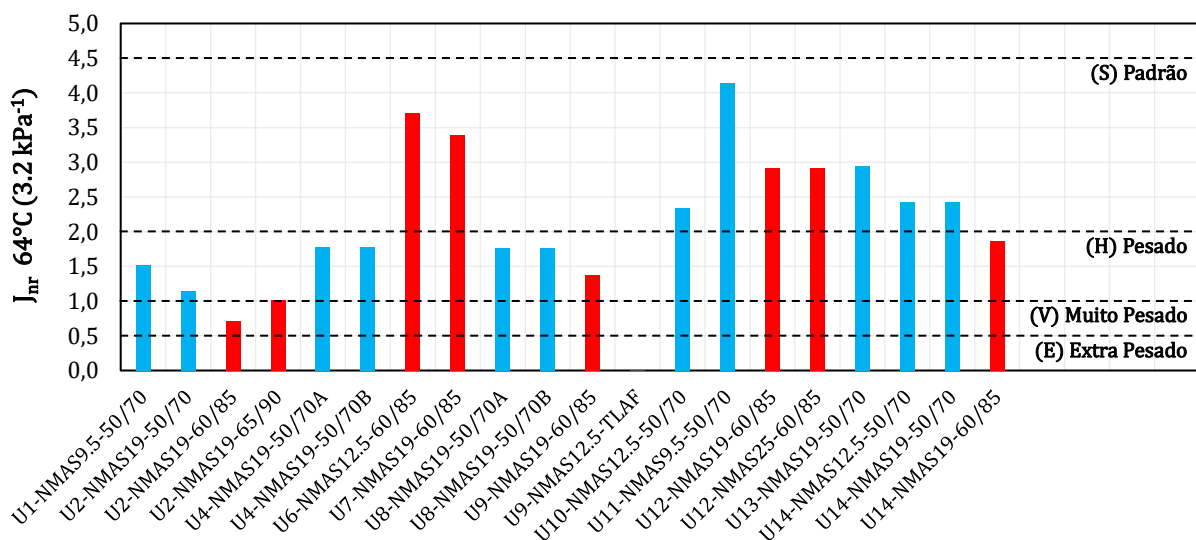
A Tabela 10 apresenta os dados de  $PG_H$  e  $PG_{H \text{ Contínuo}}$ , além dos dados de correspondência de fluência não recuperável  $J_{nr}$  3,2 kPa e a porcentagem de recuperação (R%) a 3,2 kPa. Nota-se que os dados menores de  $J_{nr}$  estão relacionados à alta resistência em termos de deformação permanente, enquanto que os dados maiores indicam um desempenho desfavorável.

Tabela 10 – Dados obtidos por meio dos parâmetros dos ligantes recuperados

Ligante	Tráfego PG	PG <sub>H</sub>	PG <sub>H</sub> Contínuo	J <sub>nr</sub> 3.2 64°C	R <sub>3.2</sub> (%)
U1-NMAS9.5-50/70	H - Pesado	70	71,60	1,524	0,608
U2-NMAS19-50/70	H - Pesado	70	73,20	1,145	1,480
U2-NMAS19-60/85	V - Muito Pesado	70	75,30	0,720	17,788
U2-NMAS19-65/90	V - Muito Pesado	70	73,60	1,021	11,597
U4-NMAS19-50/70A	H - Pesado	70	70,60	1,777	0,369
U4-NMAS19-50/70B	H - Pesado	70	70,60	1,777	0,369
U6-NMAS12.5-60/85	S - Padrão	64	65,90	3,706	0,000
U7-NMAS19-60/85	S - Padrão	64	66,70	3,391	0,000
U8-NMAS19-50/70A	H - Pesado	70	70,00	1,763	0,173
U8-NMAS19-50/70B	H - Pesado	70	70,00	1,763	0,173
U9-NMAS19-60/85	H - Pesado	70	71,90	1,381	5,589
U9-NMAS12.5-TLAF	E - Extra Pesado	100	102,00	0,011	79,389
U10-NMAS12.5-50/70	S - Padrão	64	68,60	2,337	0,000
U11-NMAS9.5-50/70	S - Padrão	64	65,00	4,140	0,000
U12-NMAS19-60/85	S - Padrão	64	67,00	2,917	2,438
U12-NMAS25-60/85	S - Padrão	64	67,00	2,917	2,438
U13-NMAS19-50/70	S - Padrão	64	66,90	2,950	0,000
U14-NMAS12.5-50/70	S - Padrão	64	68,70	2,424	0,000
U14-NMAS19-50/70	S - Padrão	64	68,70	2,424	0,000
U14-NMAS19-60/85	H - Pesado	70	70,00	1,868	6,558

Fonte: (AUTORA, 2023).

Na Figura 47 é possível analisar os dados do J<sub>nr</sub> para os diferentes ligantes asfálticos recuperados de acordo com os tipos de tráfego estabelecidos na Tabela 1 do item 2.1.1 desta pesquisa.

Figura 47 – Resultados do J<sub>nr</sub> 64°C em diferentes níveis de tráfego

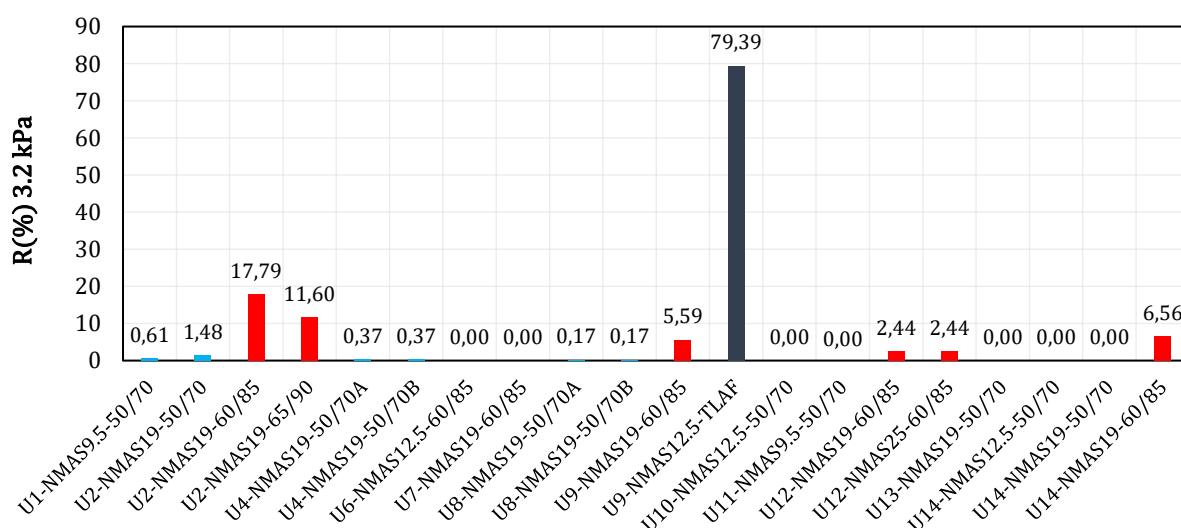
Fonte: (AUTORA, 2023).

Nota-se que as amostras convencionais indicam maior deterioração em termos de deformação permanente a altas temperaturas, adequando-se ao tipo de tráfego (S). Com exceção das amostras U1-NMAS9.5-50/70, U2-NMAS19-50/70, U4-NMAS19-50/70AB e U8-NMAS19-50/70AB que se enquadram ao tipo de tráfego (H), indicando que ocorre uma disparidade entre os ligantes asfálticos convencionais recuperados, no que resulta em determinadas amostras mais suscetíveis à deformação permanente a altas temperaturas.

Quanto às amostras modificadas recuperadas, elas se ajustam aos quatro tipos de tráfego. Isto ocorre devido que quanto maior a modificação dos ligantes asfálticos, menor o seu limite de deterioração em termos de deformação permanente e, em consequência, resistem a uma categoria mais elevada de tráfego a altas temperaturas. Em virtude do que foi mencionado, é evidente a importância de analisar os resultados do ensaio MSCR na classificação do PG.

Na Figura 48, observa-se o parâmetro R(%), no qual consiste em aferir o nível de recuperação do ligante quando resignado a ciclos de deformação no protocolo do MSCR, representando as séries de polímeros que atuam sobre a base do material. É visível que os valores de  $R_{3.2}$  dos ligantes recuperados modificados resultam em uma classificação eficiente referente ao tipo de tráfego e uma porcentagem efetiva de recuperação do material após a deformação, quando comparados com os convencionais. Vale ressaltar que os resultados de  $R_{3.2}$  são coesivos com os valores do Back Space (Figura 38) analisados anteriormente. Quanto aos ligantes recuperados convencionais, o parâmetro  $R_{3.2}$  não excedeu 5%, equivalente à classificação mais baixa referente ao tipo de tráfego.

Figura 48 – Relação dos resultados de R(%)



Fonte: (AUTORA, 2023).

Em vista dos aspectos observados, é evidente, tanto na Figura 47 quanto na Figura 48, que pode ter ocorrido degradação no componente polimérico, ou seja, as amostras após a usinagem não apresentam bons resultados. Isto acontece pelo simples fato de que estes ligantes envelheceram demais durante o processo de usinagem e com isso se degradaram, de modo que todas as amostras modificadas não se enquadram ao tipo de tráfego (E) ou (V), já que alguns ligantes se deterioraram mais em função de sua formulação e processo de produção.

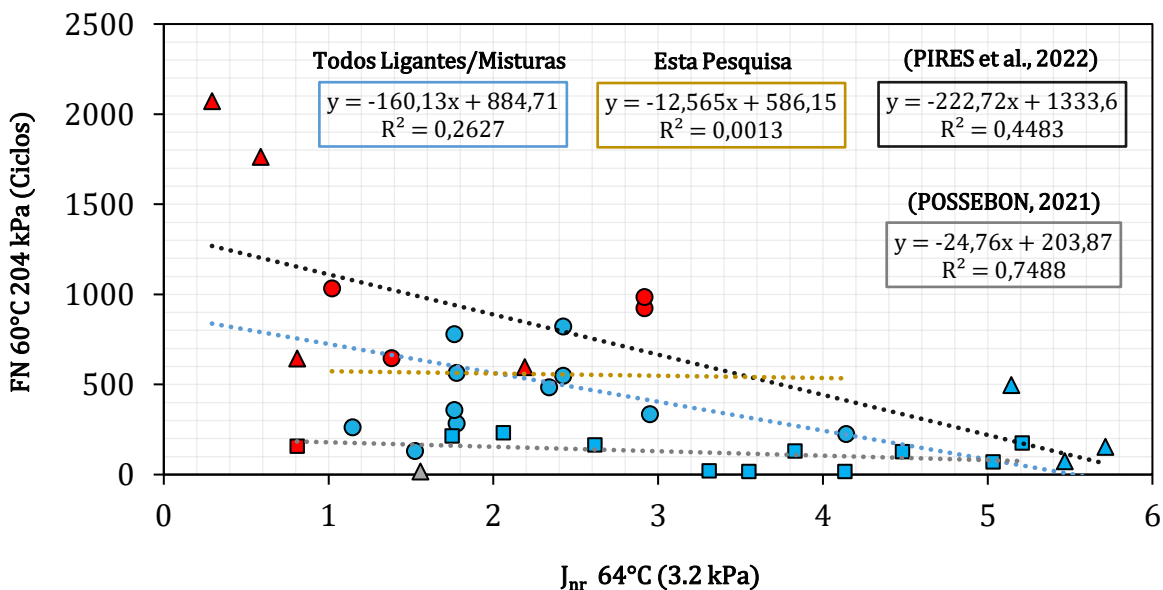
#### 4.2.1 Correlação da deformação entre parâmetros de ensaios em escalas

Com os resultados de FN executados por Faccin *et al.*, (2021) foram realizadas as respectivas correlações da deformação permanente entre os parâmetros de ensaios em escalas.

Inicialmente, os parâmetros de FN foram analisados com o  $J_{nr}$  em diferentes temperaturas de  $P_{GH}$ , portanto a correlação destes parâmetros não foi satisfatória, uma vez que os ensaios em diferentes temperaturas indicaram resultados de  $J_{nr}$  demasiadamente variados. Tendo em vista os aspectos observados, os dados de  $J_{nr}$  do ensaio MSCR foi realizado à temperatura fixada em 64°C, como mencionado anteriormente.

É visível na Figura 49 que, embora os ligantes asfálticos recuperados indiquem comportamento favorável nos resultados do MSCR, quando correlacionados com o parâmetro FN eles mostram resultados demasiadamente insatisfatórios. Isto aponta que para estes tipos de amostras tanto o FN como o  $J_{nr}$  não se correlacionam adequadamente.

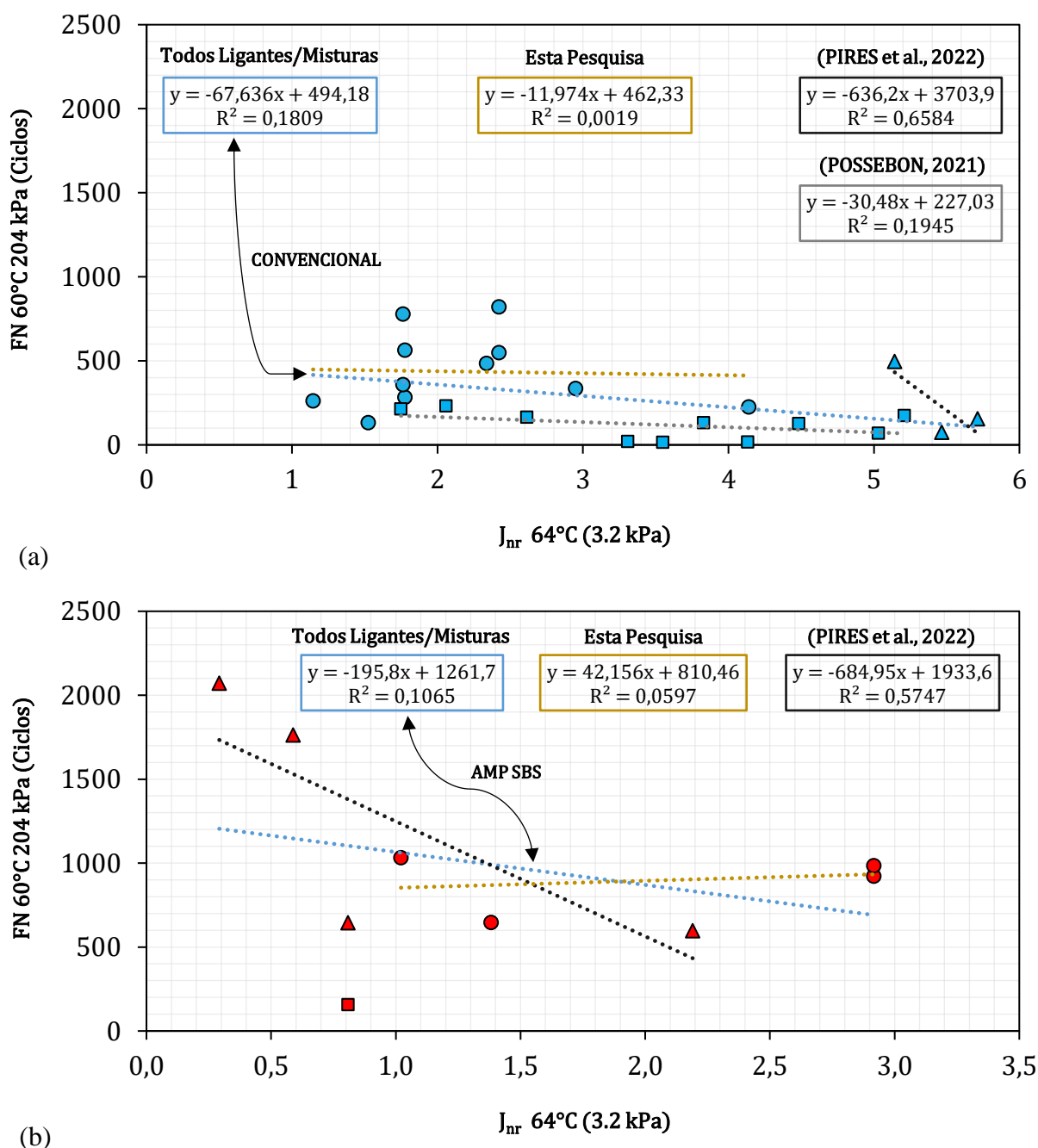
Figura 49 – Correlação entre o parâmetro FN e  $J_{nr}$  de todos os ligantes e misturas



Fonte: (AUTORA, 2023).

Sendo assim, como forma de obter correlações favoráveis, os respectivos parâmetros foram testados com as amostras separadamente, convencionais e modificadas (Figura 50). Ao analisar a relação das amostras isoladamente, observou-se que ainda assim, os resultados das correlações não foram satisfatórios.

Figura 50 – Correlação entre FN e Jnr (a) Convencional; (b) Modificado



Fonte: (AUTORA, 2023).

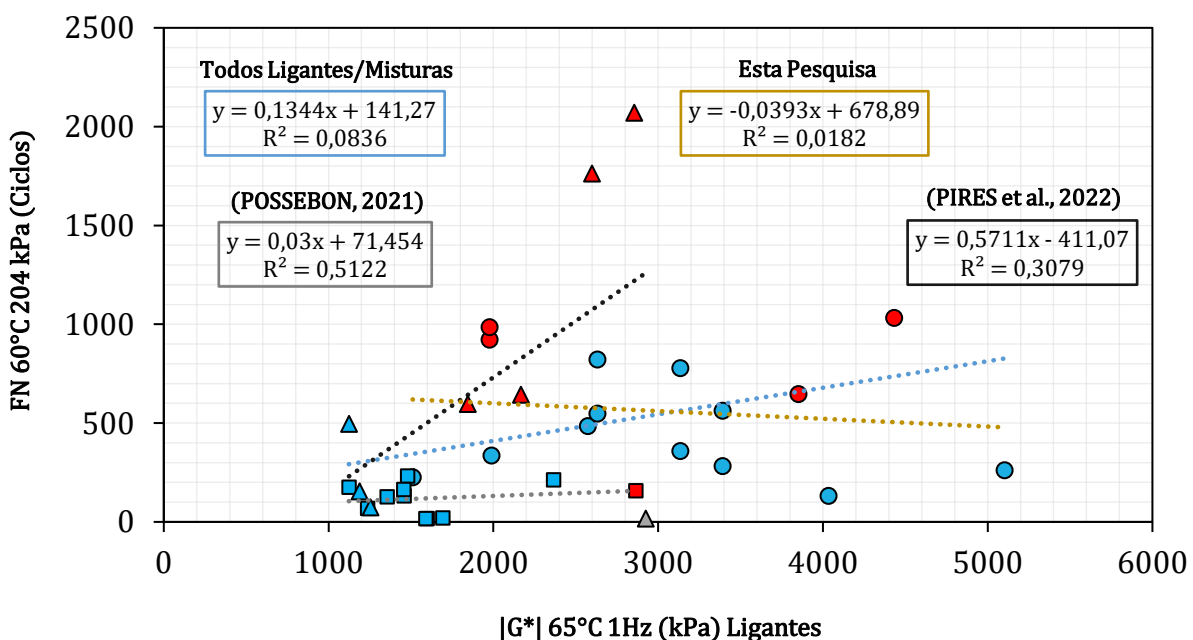
Pires *et al.*, (2022) em sua pesquisa analisou as amostras separadamente e obteve uma correlação satisfatória entre os parâmetros FN e Jnr. Enquanto Possebon (2021) em termos de

análise isolada, não alcançou resultados promissores de correlações, visto que a grande maioria de suas amostras eram convencionais, e a única amostra modificada com polímero (Figura 50b) continha um alto teor, influenciando assim nos resultados.

Dado o acima exposto, ficou claro que os ligantes recuperados já foram oxidados no campo, e assim, quando estas amostras vão para o campo, o nível de oxidação é muito diferente do que está acontecendo com a mistura e o ligante. Desta forma, quando correlacionadas com os resultados de Pires *et al.*, (2022) e Possebon (2021), não resultam em correlações satisfatórias, uma vez que as amostras utilizadas nesta pesquisa são ligantes extraídos e recuperados de campo, enquanto que dos autores citados, são ligantes puros controlados no laboratório do GEPPASV por meio do ensaio RTFOT. Verifica-se com isso que a condição de usinagem é um método possivelmente mais severo do que a condição RTFOT. Isto pode ter contribuído para que as tendências não indicassem uniformidade.

Sabe-se que o fluxo de tráfego está diretamente relacionado à rigidez das misturas asfálticas a altas temperaturas, assim, para alcançar resultados promissores, os dados de LVE dos respectivos ligantes recuperados em PG<sub>H</sub> foram utilizados na tentativa de correlacionar com o parâmetro FN (Figura 51). Esta tentativa resultou em uma baixa correlação entre o parâmetro FN e o  $|G^*|$  65°C 1Hz ao analisar as vinte misturas asfálticas densas com os seus respectivos ligantes. E apesar de ter-se analisado as amostras separadamente (Figura 52), ainda assim, não se obteve eficácia. Com base nestas informações, conclui-se que o FN está relacionado diretamente à composição do agregado+ligante e ao traço da mistura, que difere entre estas misturas, de modo que o ligante por si só não é capaz de esclarecer as variações do parâmetro FN.

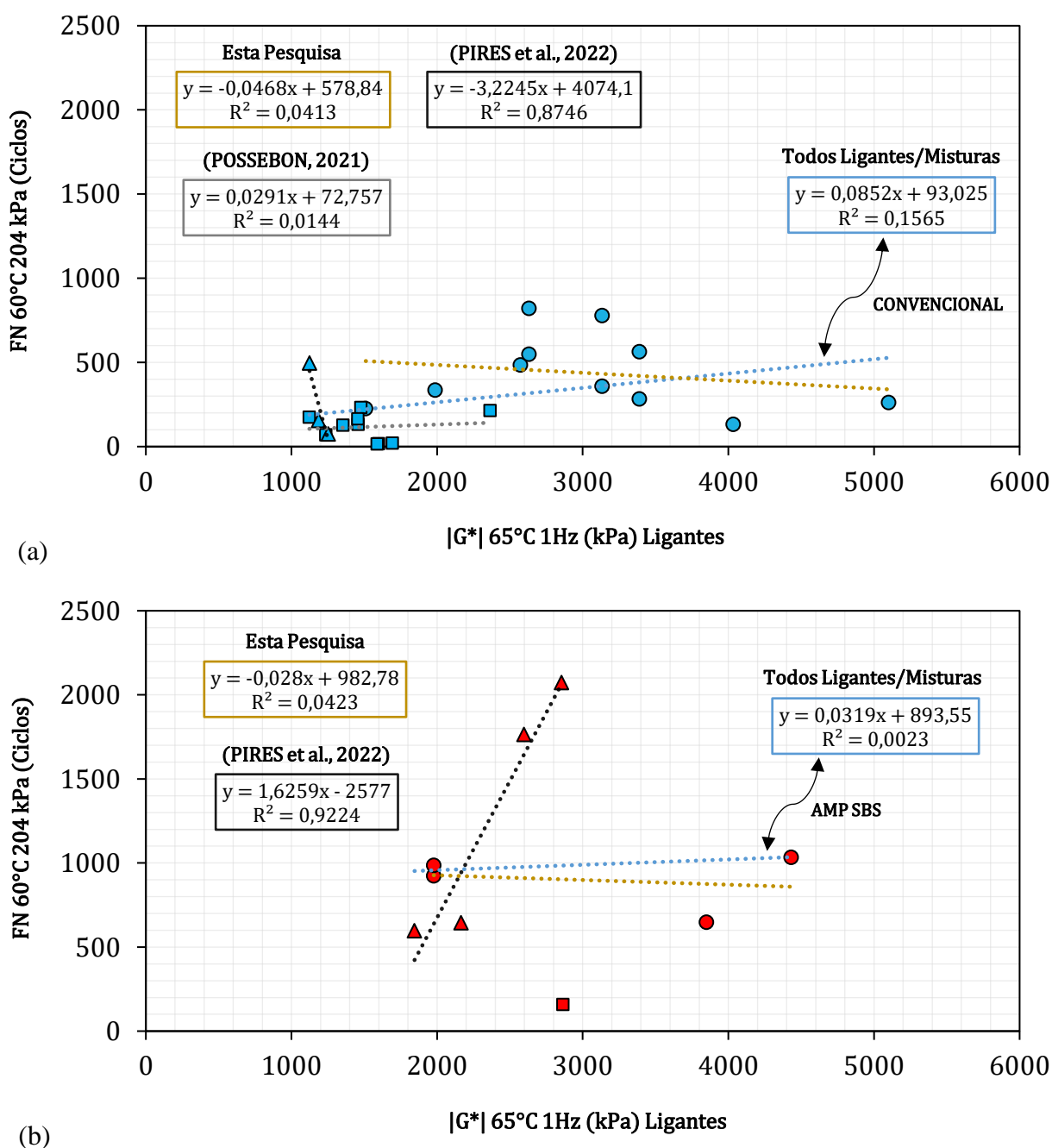
Figura 51 – Correlação entre FN e  $|G^*|$  de todos os ligantes e misturas



Fonte: (AUTORA, 2023).

Além disso, os dados destes parâmetros foram comparados com as pesquisas de Possebom (2021) e Pires *et al.*, (2022) com intuito de verificar se os mesmos possuem alguma paridade (Figura 52). Porém, ficou evidente que os estudos não têm nenhuma relação, isto ocorre pelo simples fato de que as amostras investigadas nesta pesquisa são ligantes asfálticos recuperados de suas respectivas misturas asfálticas densas empregadas no campo. Enquanto, os ligantes dos autores citados acima, são ligantes asfálticos puros envelhecidos no laboratório GEPPASV por meio do ensaio RTFOT.

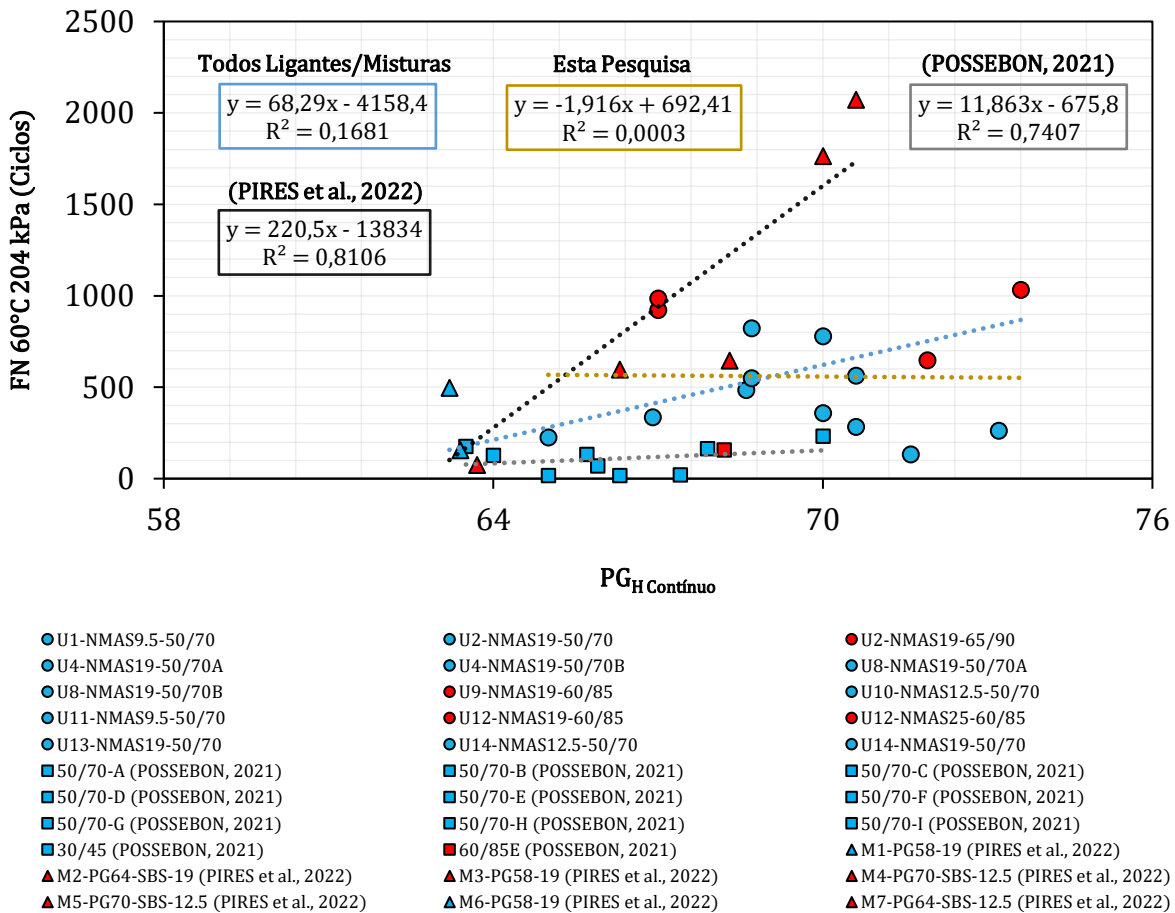
Figura 52 – Correlação entre FN e  $|G^*|$  (a) Convencional; (b) Modificado



Fonte: (AUTORA, 2023).

Ao analisar a relação do FN com o  $PG_H$  Contínuo (Figura 53), constata-se que a correlação resultou em uma tendência razoável de que quanto maior o  $PG_H$  Contínuo maior o FN, pois em tese, à medida que  $PG_H$  Contínuo aumenta, o FN deve aumentar. Embora a tendência esteja na direção oposta, isto se deve ao fato de que nesta pesquisa os  $PG_H$  Contínuos não são muito amplos, e a variação no FN ocorre em uma escala muito pequena. Logo, é evidente que no intervalo de dois graus  $PG_H$  pode ocorrer uma variação de até 1000 FN apenas em função do agregado, ou seja, o  $PG_H$  Contínuo variou muito pouco em uma grande variedade de misturas. Por fim, nota-se que o PG 50/70 é mais alto, talvez isto se deva ao processo de envelhecimento mais severo, corroborando a tese de que o processo de usinagem resulta em um envelhecimento maior do que no RTFOT.

Figura 53 – Correlação entre FN e  $PG_H$  Contínuo de todos os ligantes e misturas



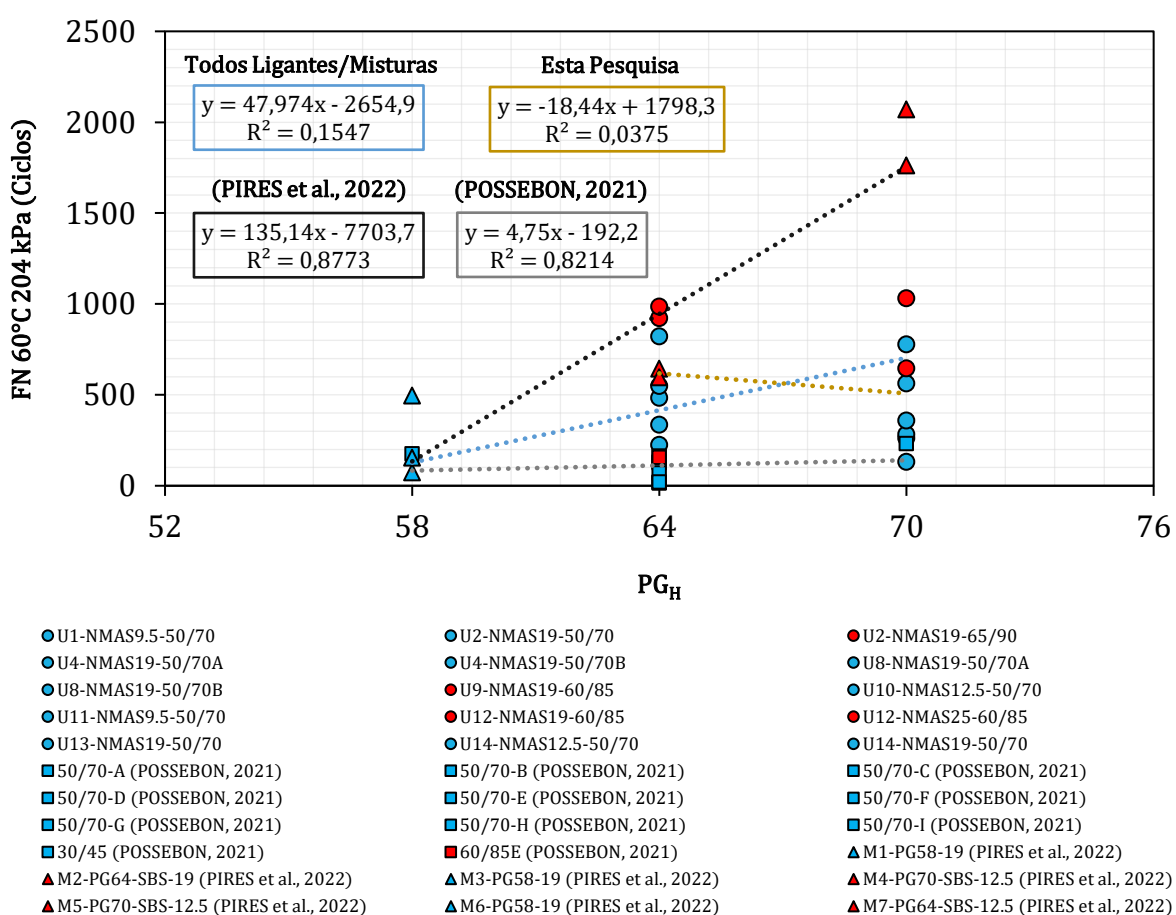
Fonte: (AUTORA, 2023).

Quando se trata da relação de FN com  $PG_H$  (Figura 54), é visível que se uma linha imaginária for traçada na escala entre 300 e 600, os dados ainda estarão dentro da mesma classe de  $PG_H$ , mostrando que o FN também não é eficiente neste caso em específico. Isto se deve ao simples fato de que a faixa granulométrica tem muita influência sobre o resultado



final do ligante, ou seja, se analisar apenas o ligante recuperado de uma classe para outra e negligenciar tanto a granulometria quanto o teor de ligante, não se alcança um resultado satisfatório de FN. Pois com o PG baixo, não se obtém um FN alto, e com o PG alto é possível se obter um FN alto, mas isto depende das outras propriedades das misturas e normalmente os polímeros estão concentrados na região dos FN mais altos. Dessa forma, as informações do PG por si só não são suficientes, visto que verificando até onde vão os PG 58, 64 e 70, com o intuito de obter um FN de 2000, um ligante PG58 não alcança este objetivo, ou seja, apenas o fato de ter um PG alto não significa que atingirá um FN alto, agora caso o PG seja baixo, então definitivamente não atingirá um FN alto.

Figura 54 – Correlação entre o parâmetro FN e  $PG_H$  de todos os ligantes e misturas



Fonte: (AUTORA, 2023).

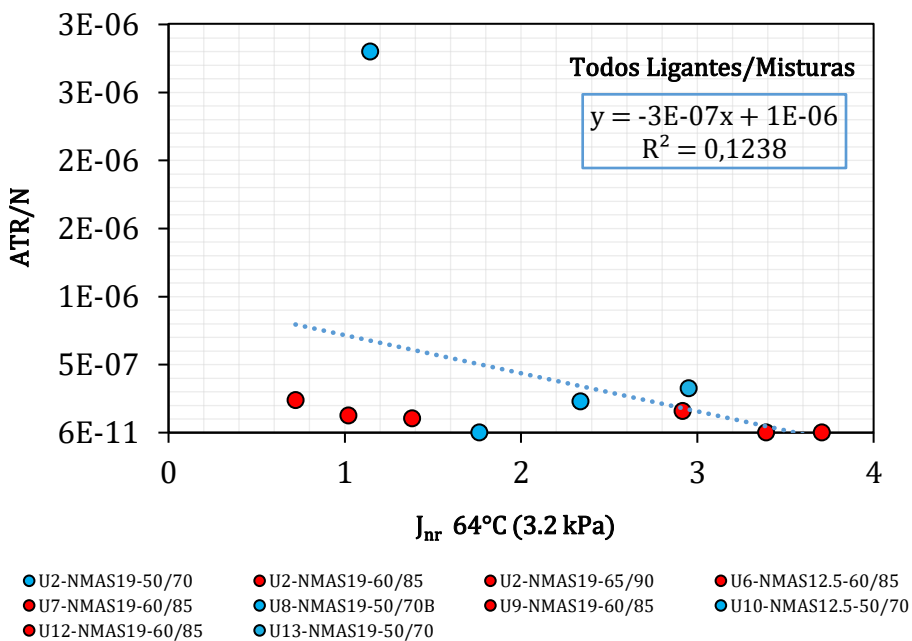
Vale destacar também que na classe  $PG_H$  os ligantes recuperados podem variar em mais de 1000 FN na resposta apenas em função do agregado. Nota-se ainda que uma concentração ocorre nos pontos mais altos e à direita quando se trata dos ligantes recuperados modificados. Por outro lado, há uma variação em função do tipo de mistura, já que há tantas misturas asfálticas diferentes, mesmo que haja sempre um ligante convencional.

Tendo em vista os aspectos observados, conclui-se que a relação do  $PG_H$  Contínuo é mais eficiente quando correlacionado com o parâmetro FN.

4.2.1.1 Afundamento de trilha de roda

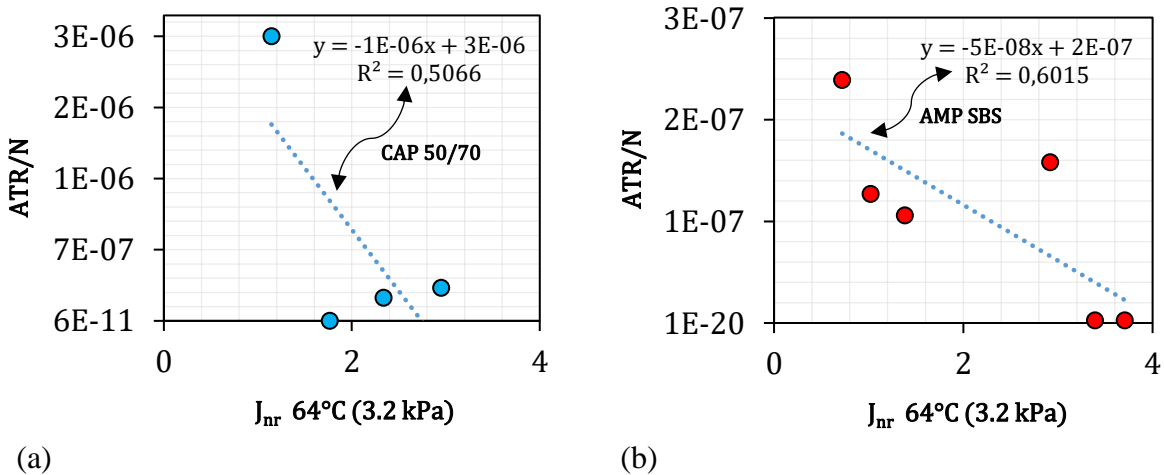
Ao fazer uma análise do desempenho em campo dos ligantes asfálticos recuperados referente ao parâmetro  $J_{nr3.2}$  com as medidas de ATR, observa-se que a correlação ocasionou em uma tendência razoável quando correlacionados todos os ligantes e misturas (Figura 55).

Figura 55 – Correlação entre  $J_{nr}$  e ATR



Fonte: (AUTORA, 2023).

Figura 56 – Correlação entre  $J_{nr}$  e ATR (a) Convencional; (b) Modificado

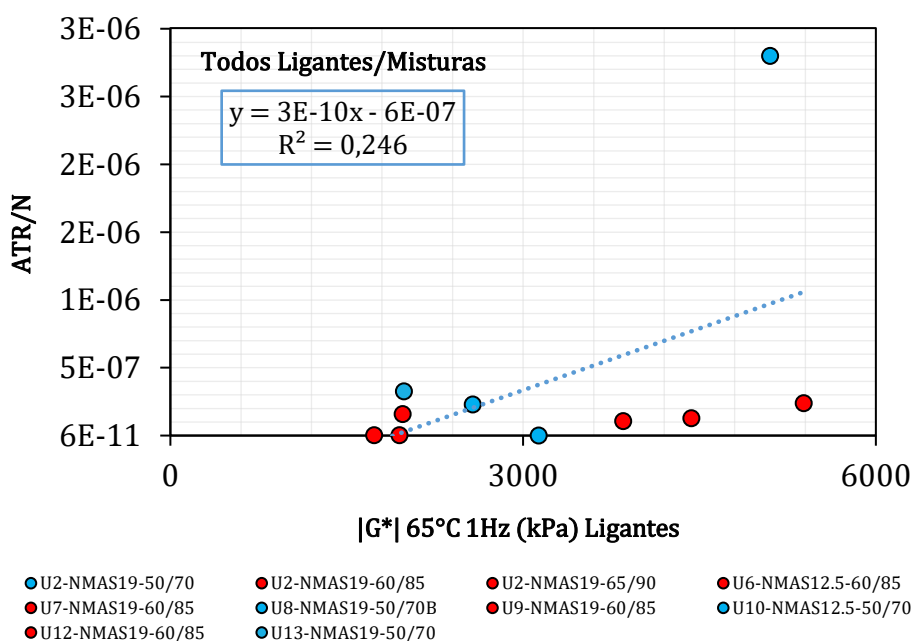


Fonte: (AUTORA, 2023).

Todavia, quando correlacionados separadamente (Figura 56), convencionais e modificados, nota-se que o resultado da tendência é bom, embora a inclinação esteja na direção oposta, pois teoricamente, quanto menor o  $J_{nr}$  menor o ATR, porém em campo não funcionou assim.

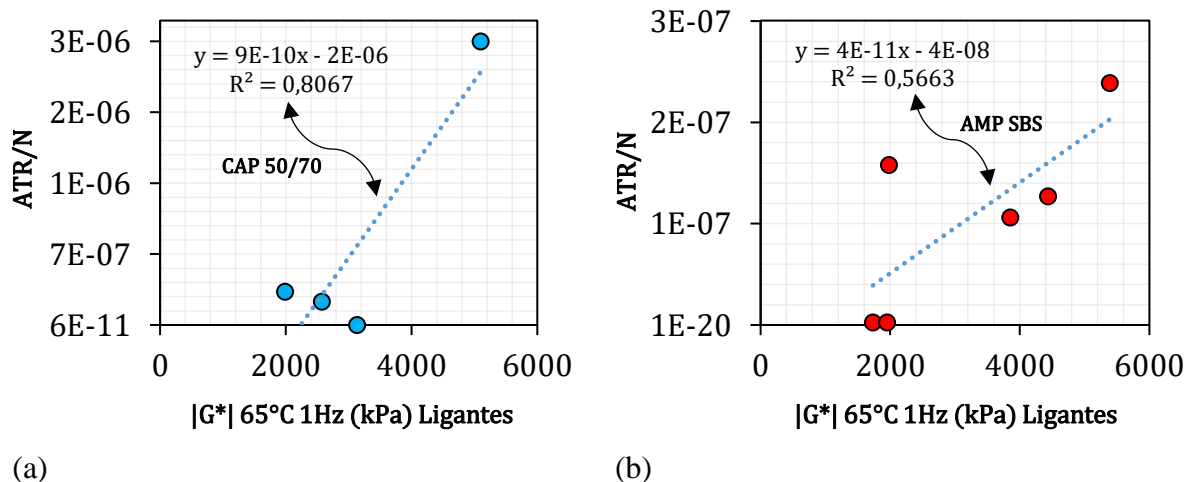
Ao correlacionar o  $|G^*|$  65°C 1Hz com o ATR, uma tendência razoável é visível (Figura 57) ao analisar todos os dados. Entretanto, quando analisado isoladamente, convencionais e modificados (Figura 58), verifica-se uma boa correlação em termos de  $R^2$ . Dessa forma, ficou perceptível que quanto maior o  $|G^*|$  menor o ATR.

Figura 57 – Correlação entre  $|G^*|$  65°C 1Hz e ATR



Fonte: (AUTORA, 2023).

Figura 58 – Correlação entre  $|G^*|$  65°C 1Hz e ATR (a) Convencional; (b) Modificado

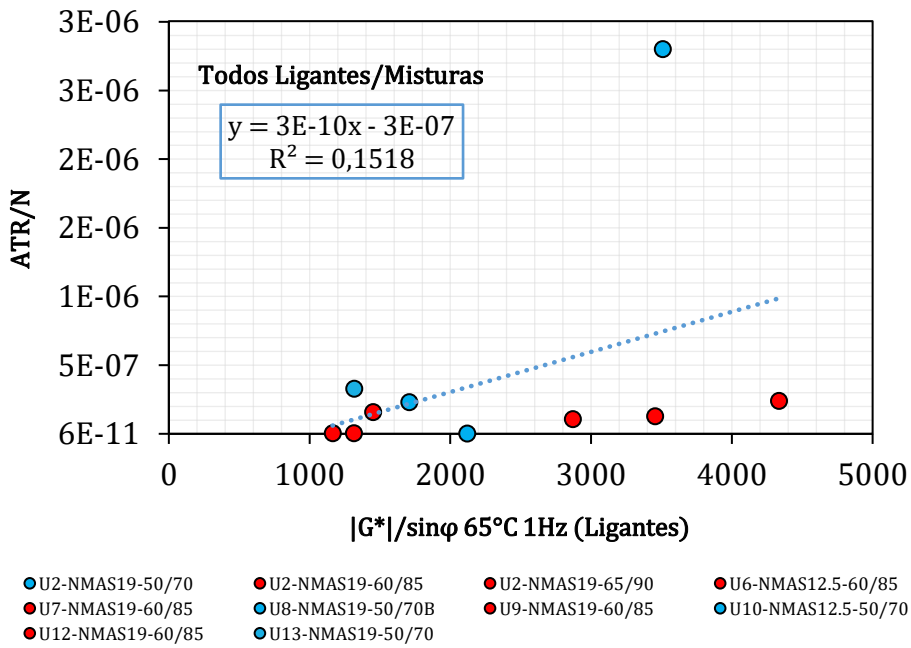


Fonte: (AUTORA, 2023).

Quanto à relação de  $|G^*|/\sin\phi$  65°C 1Hz com o ATR, nota-se que, quando analisado em conjunto, não ocasiona resultados satisfatórios (Figura 59). Porém, quando analisado de forma isolada (Figura 60), fica evidente uma forte correlação entre os parâmetros, concluindo que o comportamento do material é maior em razão do ângulo de fase.

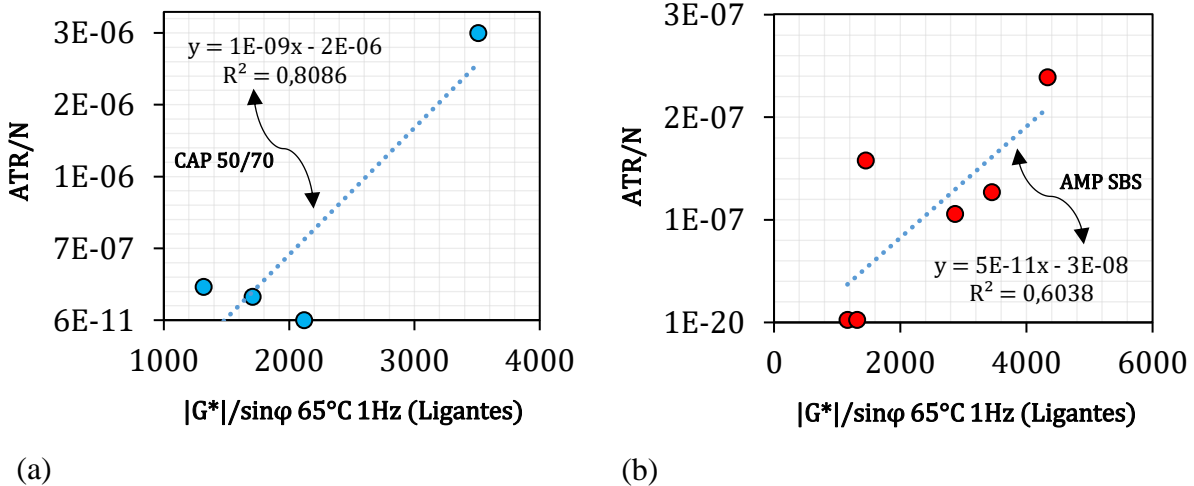
Vale salientar que, inúmeros fatores podem influenciar no resultado final das correlações de ART, tais como as variações que se concentram em seu comportamento, as escalas que levam em conta uma série de fatores e as faixas do tipo de tráfego.

Figura 59 – Correlação entre  $|G^*|/\sin\phi$  65°C 1Hz e ATR



Fonte: (AUTORA, 2023).

Figura 60 – Correlação entre  $|G^*|/\sin\phi$  e ATR (a) Convencional; (b) Modificado



Fonte: (AUTORA, 2023).

Levando estes aspectos em consideração, concluiu-se que tanto o  $PG_H$  quanto o  $|G^*|_{65^\circ C \ 1Hz}$  e  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ C \ 1Hz}$  são bons indicadores, especialmente ao verificar os dados de campo. Além disso, em termos de deformação permanente, embora o parâmetro FN não resulte em um indicador satisfatório entre as escalas de ligantes e misturas, constata-se que talvez o problema não seja o ligante e, sim, o FN. Pois quando a rigidez é analisada no  $PG_H$  e quando as relações de campo são inseridas, nota-se que são melhores indicadores do que o FN, percebendo assim que talvez o FN não seja um ensaio com um nível de perfeição imposto nesta pesquisa. Por fim, os parâmetros de  $Jnr_{3,2}$ ,  $|G^*|_{65^\circ C \ 1Hz}$  e  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ C \ 1Hz}$  aparentam ser bons indicadores/marcadores para o campo, visto que quando os indicadores tanto do  $Jnr_{3,2}$  quanto da rigidez e campo são analisados, as correlações entre as escalas são satisfatórias, então talvez o problema seja o FN para este caso em particular.

### 4.3 FADIGA NOS LIGANTES RECUPERADOS

Sobre a percepção da fadiga nos ligantes asfálticos recuperados, alguns critérios foram utilizados para determinar a falha por fadiga. Com os resultados do ensaio LAS procedido no item 3.2.2.4, a Tabela 11 apresenta os valores dos respectivos critérios de falha.

Tabela 11 – Fator de Fadiga de Ligantes a 19°C

Ligante	da/dN	35% $ G^* .\sin\phi$	50% $ G^* .\sin\phi$	Peak $C \times N$	Peak $C^2 N (1-C)$	Max PSEs
U1-NMAS9.5-50/70	1,605	1,327	1,483	1,437	1,370	1,626
U2-NMAS19-50/70	1,617	1,360	1,509	1,430	1,377	1,638
U2-NMAS19-60/85	1,670	1,355	1,526	1,557	1,450	1,696
U2-NMAS19-65/90	1,584	1,317	1,477	1,515	1,419	1,623
U4-NMAS19-50/70A	1,602	1,290	1,459	1,432	1,347	1,629
U4-NMAS19-50/70B	1,602	1,290	1,459	1,432	1,347	1,629
U6-NMAS12.5-60/85	1,547	1,303	1,459	1,459	1,392	1,586
U7-NMAS19-60/85	1,499	1,299	1,433	1,385	1,346	1,528
U8-NMAS19-50/70A	1,549	1,288	1,450	1,412	1,350	1,603
U8-NMAS19-50/70B	1,549	1,288	1,450	1,412	1,350	1,603
U9-NMAS19-60/85	1,654	1,381	1,537	1,519	1,441	1,684
U9-NMAS12.5-TLAF	1,142	1,321	1,426	1,247	1,272	1,350
U10-NMAS12.5-50/70	1,492	1,235	1,389	1,374	1,297	1,523
U11-NMAS9.5-50/70	1,492	1,280	1,421	1,399	1,342	1,525
U12-NMAS19-60/85	1,534	1,307	1,457	1,457	1,390	1,577
U12-NMAS25-60/85	1,534	1,307	1,457	1,457	1,390	1,577
U13-NMAS19-50/70	1,591	1,302	1,467	1,440	1,358	1,620
U14-NMAS12.5-50/70	1,639	1,277	1,408	1,303	1,303	1,433
U14-NMAS19-50/70	1,639	1,277	1,408	1,303	1,303	1,433
U14-NMAS19-60/85	1,605	1,351	1,507	1,476	1,410	1,635

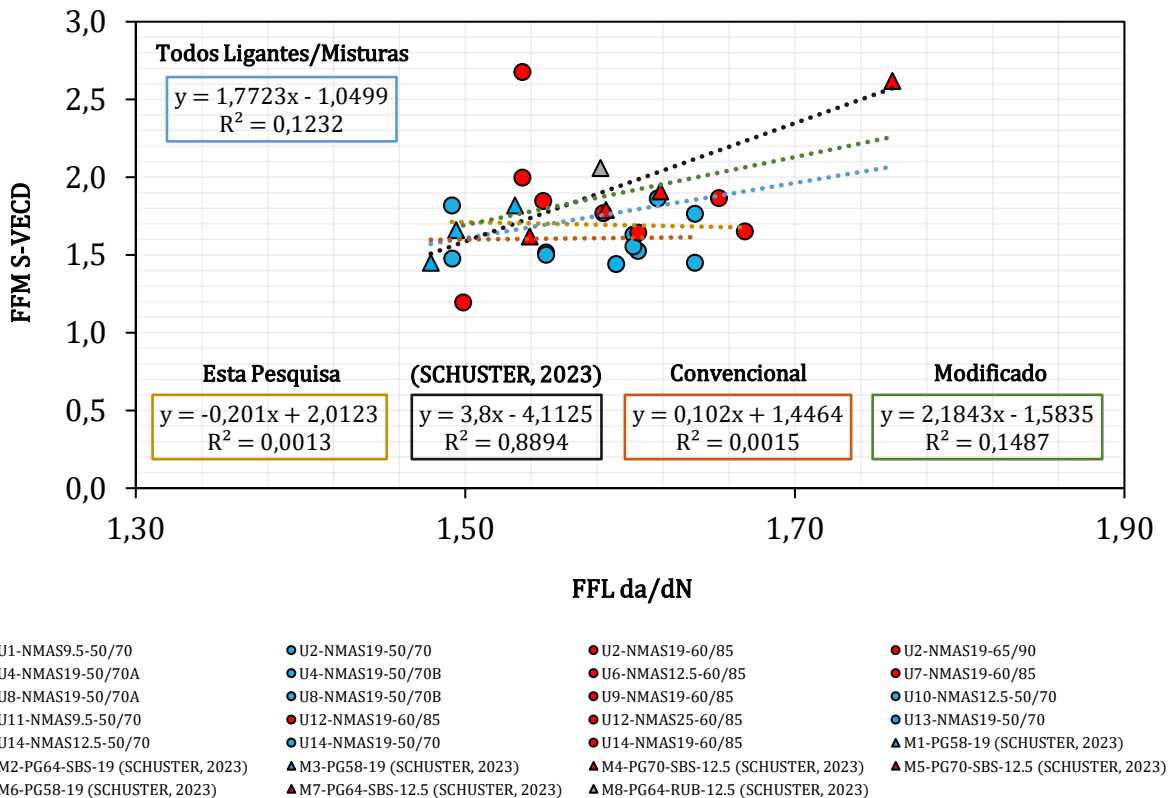
Fonte: (AUTORA, 2023).

Ao analisar a resposta dos materiais, é detectado que a incorporação de polímeros melhora a taxa de danos por fadiga dos ligantes recuperados. Além do mais, quando comparado com as determinações de falhas, as classificações entre os materiais são as mesmas. Verifica-se ainda que os coeficientes indicaram pouca variação ao comparar os valores obtidos com base nas numerosas definições de falhas para o mesmo ligante asfáltico recuperado. Contudo, os coeficientes mostraram falha com perda de integridade de 0,3. Por fim, é aparente que os dados de acordo com a mesma classificação de falhas permanecem semelhantes, independentemente do critério de ruptura.

### 4.3.1 Correlação entre as escalas da solução analítica baseada no S-VECD

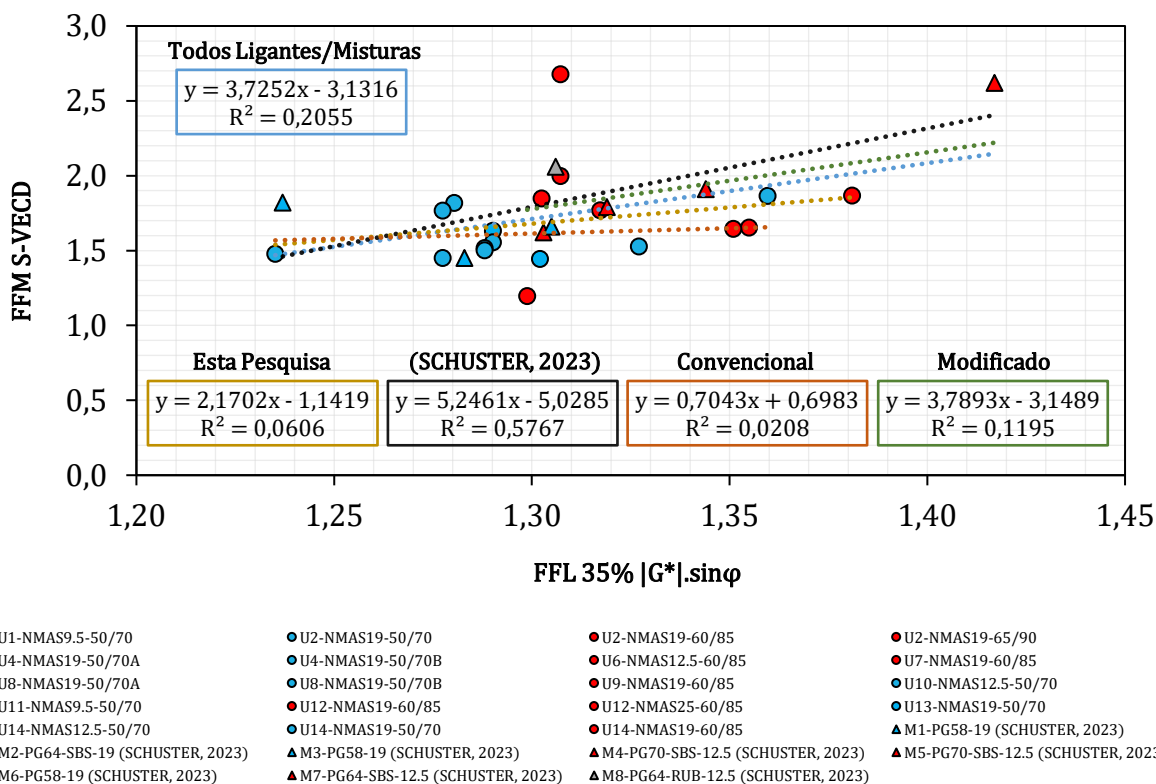
Nesta etapa, serão analisadas as correlações dos respectivos critérios, da/dN (Figura 61), 35% |G\*|.sinφ (Figura 62), 50% |G\*|.sinφ (Figura 63), Peak C × N (Figura 64), Peak C<sup>2</sup>.N.(1-C) (Figura 65) e Max PSEs (Figura 66), a fim de verificar se a escala de ligante e a escala de mistura estão correlacionadas e qual é o melhor critério de falha por fadiga.

Figura 61 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL da/dN



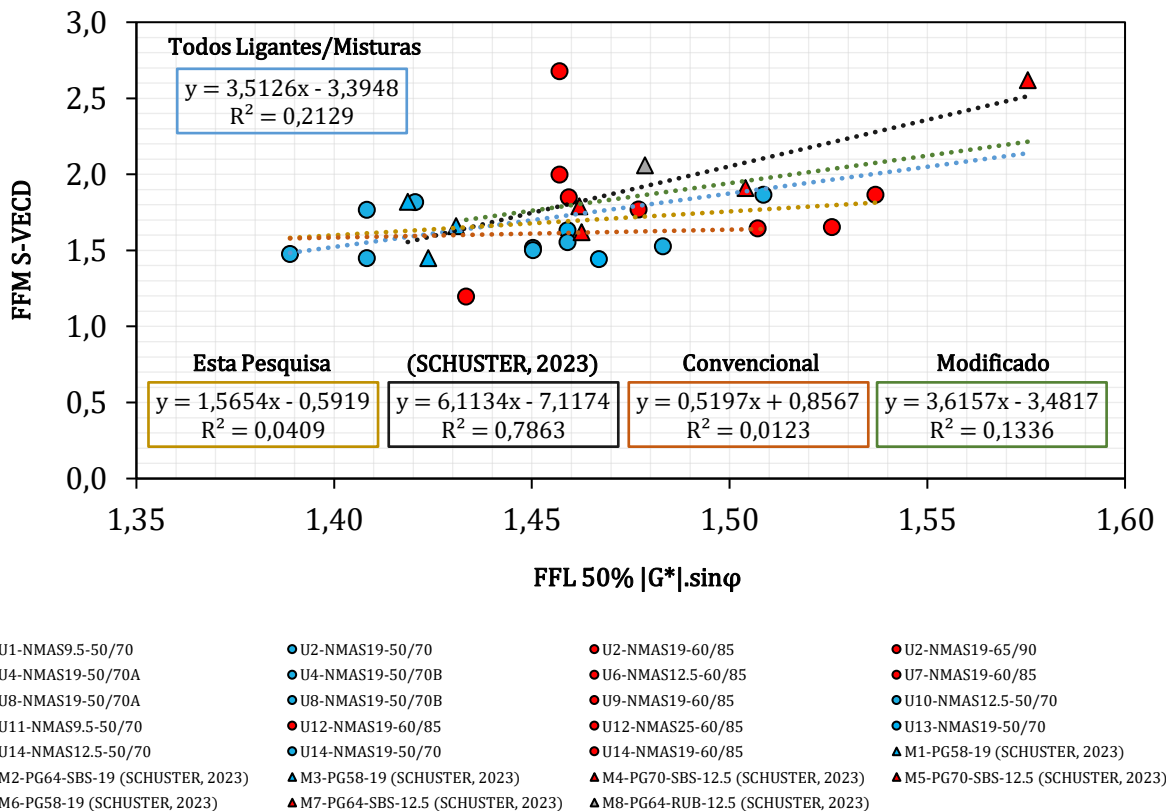
Fonte: (AUTORA, 2023).

Figura 62 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL 35% |G\*|.sinφ



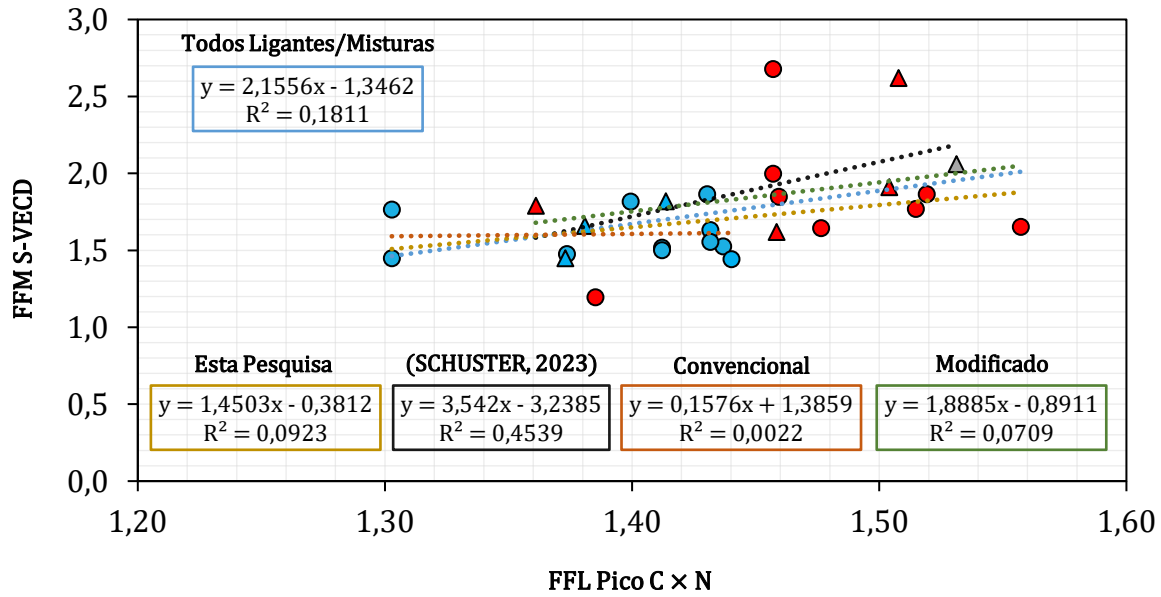
Fonte: (AUTORA, 2023).

Figura 63 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL 50% |G\*|.sinφ



Fonte: (AUTORA, 2023).

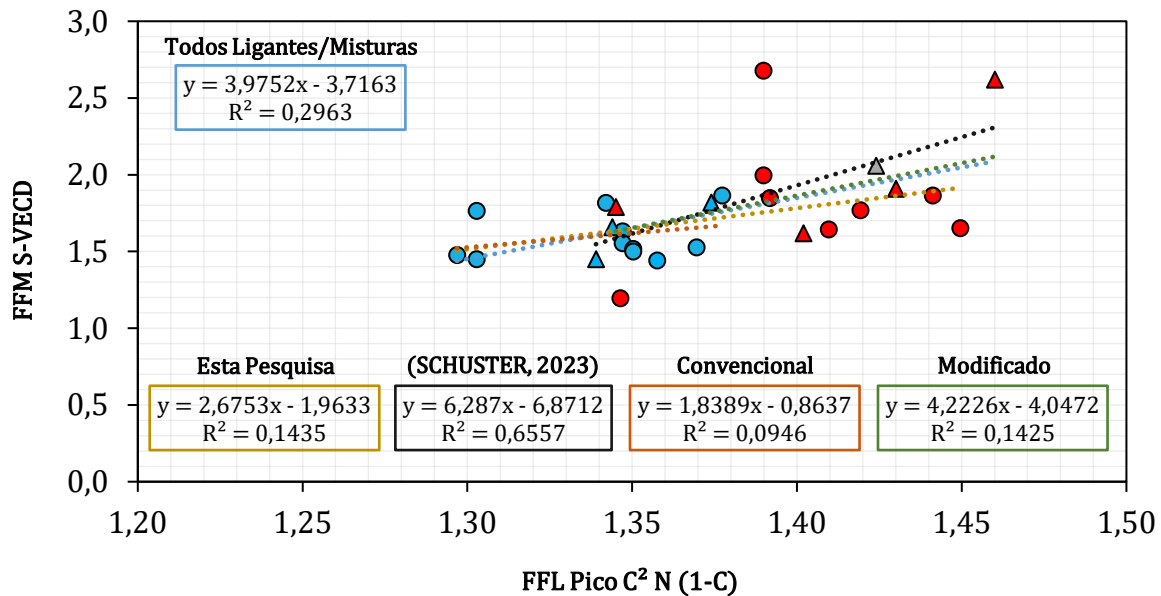
Figura 64 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL Peak C × N



- U1-NMAS9.5-50/70
- U4-NMAS19-50/70A
- U8-NMAS19-50/70A
- U11-NMAS9.5-50/70
- U14-NMAS12.5-50/70
- ▲ M2-PG64-SBS-19 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M6-PG58-19 (SCHUSTER, 2023)
- U2-NMAS19-50/70
- U4-NMAS19-50/70B
- U8-NMAS19-50/70B
- U12-NMAS19-60/85
- U14-NMAS19-50/70
- ▲ M3-PG58-19 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M7-PG64-SBS-12.5 (SCHUSTER, 2023)
- U2-NMAS19-60/85
- U6-NMAS12.5-60/85
- U9-NMAS19-60/85
- U12-NMAS25-60/85
- U14-NMAS19-60/85
- ▲ M4-PG70-SBS-12.5 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M8-PG64-RUB-12.5 (SCHUSTER, 2023)
- U2-NMAS19-65/90
- U7-NMAS19-60/85
- U10-NMAS12.5-50/70
- U13-NMAS19-50/70
- ▲ M1-PG58-19 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M5-PG70-SBS-12.5 (SCHUSTER, 2023)

Fonte: (AUTORA, 2023).

Figura 65 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL Peak C².N.(1-C)

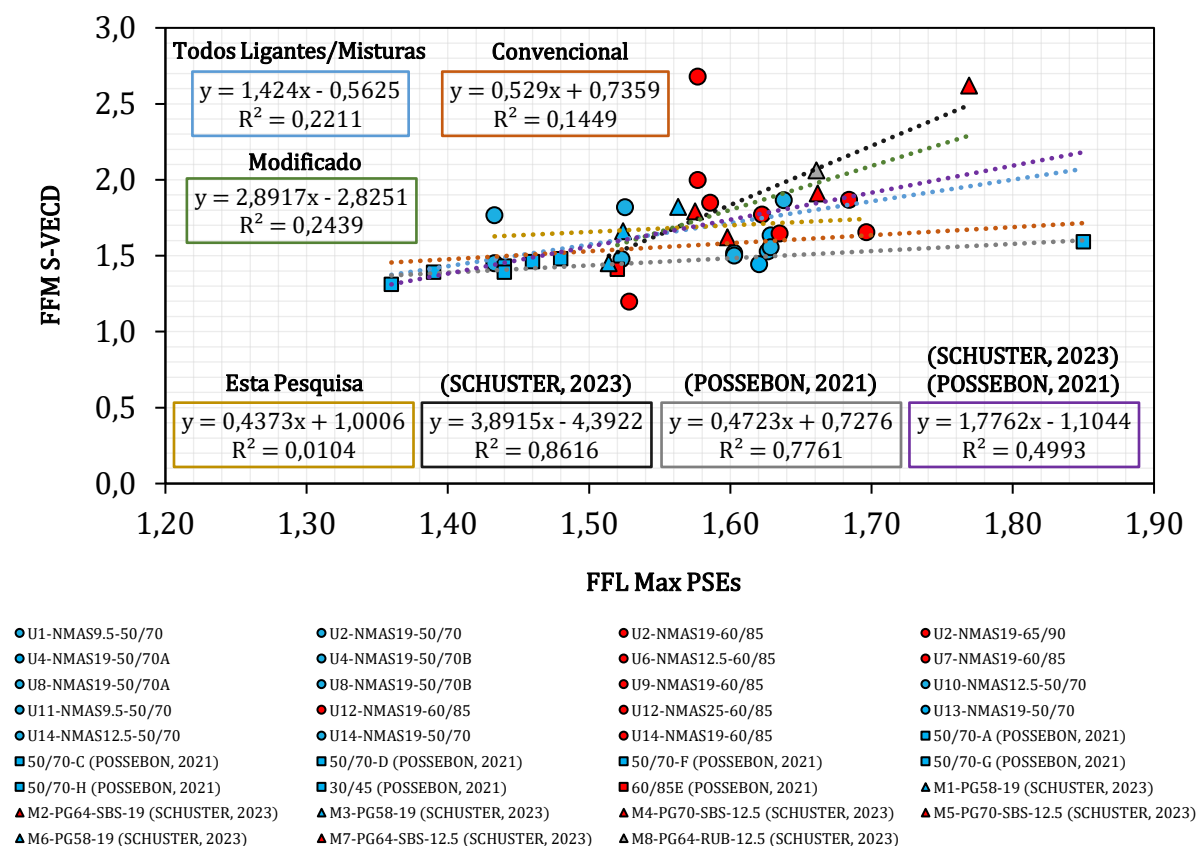


- U1-NMAS9.5-50/70
- U4-NMAS19-50/70A
- U8-NMAS19-50/70A
- U11-NMAS9.5-50/70
- U14-NMAS12.5-50/70
- ▲ M2-PG64-SBS-19 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M6-PG58-19 (SCHUSTER, 2023)
- U2-NMAS19-50/70
- U4-NMAS19-50/70B
- U8-NMAS19-50/70B
- U12-NMAS19-60/85
- U14-NMAS19-50/70
- ▲ M3-PG58-19 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M7-PG64-SBS-12.5 (SCHUSTER, 2023)
- U2-NMAS19-60/85
- U6-NMAS12.5-60/85
- U9-NMAS19-60/85
- U12-NMAS25-60/85
- U14-NMAS19-60/85
- ▲ M4-PG70-SBS-12.5 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M8-PG64-RUB-12.5 (SCHUSTER, 2023)
- U2-NMAS19-65/90
- U7-NMAS19-60/85
- U10-NMAS12.5-50/70
- U13-NMAS19-50/70
- ▲ M1-PG58-19 (SCHUSTER, 2023)
- ▲ M5-PG70-SBS-12.5 (SCHUSTER, 2023)

Fonte: (AUTORA, 2023).



Figura 66 – Correlação entre FFM S-VECD e FFL Max PSEs



Fonte: (AUTORA, 2023).

É preciso pontuar de início que, independentemente do critério de falha (Tabela 12), em geral, observa-se que as amostras com adição de polímeros quando correlacionadas estão mais acima nas escalas e à direita indicando misturas com melhores qualidades desde que sejam dosadas adequadamente, em outras palavras, as misturas com o ligante modificado por polímero terão melhor desempenho e aparentemente todas as inclinações são favoráveis, enquadrando-se na premissa de que quanto maior o FFL, maior o FFM. E, embora nenhum critério seja excelente, o Max PSEs é o melhor critério para alguns casos e outros não, como indicado nesta pesquisa. Portanto, conclui-se que a taxa de crescimento de que quanto maior o FFL, melhor o FFM para comparar dois materiais/ produtos funciona adequadamente e que as misturas produzidas com os materiais poliméricos desde que bem dosadas, no geral, produzem misturas com maior FFM.

Os dados desta pesquisa quando comparados com os estudos de Possebon (2021) e Schuster (2023) comprovam que, no aspecto de correlação, os resultados não têm nenhuma relação, uma vez que as análises desta pesquisa são amostras usinadas, ou seja, ligantes extraídos e recuperados e, portanto, não conseguem alcançar uma regressão alta. Enquanto que, na situação dos autores citados acima, são amostras controladas por RTFOT.

Fazendo uma pequena ressalva que, os limites de FFL não se enquadram nos dados desta pesquisa, devido que os graus de envelhecimentos são muito distintos, e a classificação estabelecida pelo autor se limita exclusivamente às amostras pós RTFOT (POSSEBON, 2021).

Tabela 12 – Relação dos valores de  $R^2$  dos respectivos critérios

$R^2$	<i>Failure</i>						Nº de Amostras
	da/dN	35%  G* .sinφ	50%  G* .sinφ	Peak C × N	Peak C <sup>2</sup> N (1-C)	Max PSEs	
Convencional	0,0015	0,0208	0,0123	0,0022	0,0946	0,1449	24
Modificado	0,1487	0,1195	0,1336	0,0709	0,1425	0,2439	15
Esta pesquisa	0,0013	0,0606	0,0409	0,0923	0,1435	0,0104	20
Schuster (2023)	0,8894	0,5767	0,7863	0,4539	0,6557	0,8616	8
Possebon (2021)	-	-	-	-	-	0,7761	11
Todos Ligantes/Misturas	0,1232	0,2055	0,2129	0,1811	0,2963	0,2211	39

Fonte: (AUTORA, 2023).

Com base nestas informações, conclui-se que os danos por fadiga não são apenas um problema do material, mas também um defeito estrutural. Dessa forma, também é necessário ser avaliado no dimensionamento, razão pela qual as correlações não atingem altas regressões, pois podem advir de falhas estruturais e, não, do material. Por fim, analisar somente o material não é suficiente, visto que inúmeros fatores podem influenciar no seu desempenho, tais como dimensionamento inadequado, espessura insuficiente, nível de temperatura indevido, ou até mesmo se a rigidez das outras camadas não for apropriada.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos para analisar o comportamento viscoelástico linear e os parâmetros de danos dos ligantes asfálticos são geralmente limitados a protocolos experimentais nas condições puras e de envelhecimento a curto e longo prazo por meio do RTFOT. Sendo assim, esta pesquisa determinou um panorama diversificado, que consistiu na investigação de ligantes asfálticos extraídos e recuperados de distintas misturas asfálticas densas aplicadas tanto em obras de restauração como de implantação de rodovias no estado do Rio Grande do Sul entre março de 2016 e agosto de 2017, gerando assim um banco de dados com as características das misturas e o estado da prática atual.

Inicialmente foi constatado que, as amostras utilizadas no Estado do Rio Grande do Sul indicam comportamento reológico variado no domínio da viscoelasticidade linear. Isto ocorre devido ao projeto de misturas asfálticas que têm grande influência na rigidez (teor de ligante, tipo de granulares TMN, presença ou ausência de fíler ativo, teor de finos, distribuição granulométrica e angulosidade dos agregados), ou seja, todos estes fatores influenciam e podem ser maiores do que simplesmente a rigidez do ligante.

Desta forma, tanto o  $PG_H$  quanto o  $|G^*|_{65^\circ C \ 1Hz}$  e  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ C \ 1Hz}$  são bons indicadores, especialmente ao verificar os dados de campo. Além disso, em termos de deformação permanente, embora o parâmetro FN não resulte em um indicador satisfatório entre as escalas de ligantes e misturas, constata-se que talvez o problema não seja o ligante e, sim, o FN. Pois quando a rigidez é analisada no  $PG_H$  e quando as relações de campo são inseridas, nota-se que são melhores indicadores do que o FN, percebendo assim que talvez o FN não seja um ensaio com um nível de perfeição imposto nesta pesquisa. Por fim, os parâmetros de  $Jnr_{3.2}$ ,  $|G^*|_{65^\circ C \ 1Hz}$  e  $|G^*|/\sin\phi_{65^\circ C \ 1Hz}$  aparentam ser bons indicadores/marcadores para o campo, visto que quando os indicadores tanto do  $Jnr_{3.2}$  quanto da rigidez e campo são analisados, as correlações entre as escalas são satisfatórias, então talvez o problema seja o FN para este caso em particular.

É preciso pontuar que, independentemente do critério de falha, em geral, observa-se que as amostras com adição de polímeros quando correlacionadas estão mais acima nas escalas e à direita indicando misturas com melhores qualidades desde que sejam dosadas adequadamente, em outras palavras, as misturas com o ligante modificado por polímero terão melhor desempenho e aparentemente todas as inclinações são favoráveis, enquadrando-se na premissa de que quanto maior o FFL, maior o FFM. E, embora nenhum critério seja excelente, o Max PSEs é o melhor critério para alguns casos e outros não, como indicado

nesta pesquisa. Portanto, conclui-se que a taxa de crescimento de que quanto maior o FFL, melhor o FFM para comparar dois materiais/produtos funciona adequadamente e que as misturas produzidas com os materiais poliméricos desde que bem dosadas, no geral, produzem misturas com maior FFM.

Com base nestas informações, observa-se que os danos por fadiga não são apenas um problema do material, mas também um defeito estrutural. Dessa forma, também é necessário ser avaliado no dimensionamento, razão pela qual as correlações não atingem altas regressões, pois podem advir de falhas estruturais e, não, do material. Por fim, analisar somente o material não é suficiente, visto que inúmeros fatores podem influenciar no seu desempenho, tais como dimensionamento inadequado, espessura insuficiente, nível de temperatura indevido, ou até mesmo se a rigidez das outras camadas não for apropriada.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante a preparação desta dissertação, foram verificadas algumas possibilidades de continuar a pesquisa, entre elas:

- Introduzir os dados obtidos a partir dos ensaios destas 20 amostras no LVECD (FlexPave 1.0) para analisar como elas se comportariam em algumas simulações estruturais de pavimento e;
- Verificar a composição química das performances de envelhecimento dos ligantes recuperados, a fim de detectar os marcadores que resultam na variação da vida de fadiga.

## REFERÊNCIAS

- ABBAS, A. R. **Simulation of the Micromechanical Behavior of Asphalt Mixtures using the Discrete Element Method**. PhD Thesis, Washington State University, 2004.
- ALAVI, A. H.; AMERI, M.; GANDOMI, A. H.; MIRZAHOSSEINI, M. R. **Formulation of flow number of asphalt mixes using a hybrid computational method**. Construction and Building Materials, 2011, p. 1338-1355.
- ALLEN, D. H. e C. R. SEARCY (2001). **A Micromechanical Model for a Viscoelastic Cohesive Zone**. International Journal of Fracture, v. 107, p. 159-176.
- ALMEIDA Jr., P. O. B. **Reciclagem de misturas 100%RAP: investigação de parâmetros para avaliação e dosagem de agentes rejuvenescedores com foco na fadiga**. 2022. 420f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2022.
- AMERI, M. *et al.* **A study on fatigue modeling of hot mix asphalt mixtures based on the viscoelastic continuum damage properties of asphalt binder**. Construction and Building Materials, v. 106, p. 243-252, 2016.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 342**. Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO M 323**. Standard specification for superpave volumetric mix design. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2013.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO T 240**. Standard method of test for effect of heat and air on a moving film of asphalt binder (Rolling Thin-Film Oven Test). Washington, D. C., 2013.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO R 28**. Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2016.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO T 166**. Standard Method of Test for Bulk Specific Gravity (Gmb) of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) Using Saturated Surface-Dry Specimens. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2016.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO M 320-17**. Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder. Washington, D. C. 2017.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO M 332**. Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2019.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO T 350**. Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2019.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 4552**. Standard practice for classifying hot-mix recycling agents. 2016.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 4887**. Standard Practice for Preparation of Viscosity Blends for Hot Recycled Asphalt Materials. 2016.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 6373**. Standard specification for performance graded asphalt binder. 2016.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 2172**. Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Asphalt Binder from Asphalt Mixtures. 2017.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 5404**. Standard Practice for Recovery of Asphalt from Solution Using the Rotary Evaporator. 2017.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 3203**. Standard Test Method for Percent Air Voids in Compacted Asphalt Mixtures. 2017.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 6931**. Standard Test Method for Indirect Tensile (IDT) Strength of Asphalt Mixtures. 2017.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 2872**. Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). 2019.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 6307**. Standard Test Method for Asphalt Content of Asphalt Mixture by Ignition Method. 2019.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 6521**. Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV). 2019.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 6521-19**. Standard Test Method for Oxidation Stability of Steam Turbine Oils by Rotating Pressure Vessel. American Society for Testing Material.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 7643**. Standard Test Method for Bending Beam Rheometer. 2019.

ANDERSON, D. A.; KENNEDY, T. W. (1993). **Development of SHRP binder specification**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v.62, p.481-507.

ANDERSON, D. A. *et al.* (1991). **Physical properties of asphalt cement and the development of performance-related specifications**. Association of Asphalt Paving Technologists, v.60, p.437-456.

ANDERSON, D. A.; CHRISTENSEN, D. W.; BAHIA, H. U.; DONGRE, R.; SHARMA, M. G.; ANTLE, C. E.; BUTTON, J. **Binder characterization and evaluation**. Vol. 3: Physical characterization (Strategic Highway Research Program A-369 Report). Washington, DC: National Research Council. 1994.

ANDERSON, M. (2010). **Understanding and Implementing the Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test and Specification**. In: ASSOCIATION OF MODIFIED ASPHALT PRODUCERS – ANNUAL MEETING. Savannah, GA.

ARAMBULA, E.; MASAD, E. A. E. MARTIN. **Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures with Known Field Performance: Evaluated with Dynamic Analysis and Crack**

**Growth Model.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2001, n. 1, p. 20-28.

ARAÚJO, J. L. (2009). **Características funcionais e mecânicas de misturas asfálticas para revestimento de pavimentos aeroportuários.** Dissertação de mestrado, UNB, Brasília, DF, 140 p.

ASPHALT INSTITUTE. (2010a). **Implementation of the multiple stress creep recovery test and specification.** Asphalt Institute Technical Advisory Committee, Federal Highway Administration.

BAHIA, H. U.; ANDERSON, D. A. **Glass Transition Behaviour and Physical Hardening of Asphalt Binders.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 62, p. 93-129, 1993.

BAHIA, H. U. *et al.* (2001). **NCHRP Report 459: Characterization of modified asphalt binders in Superpave mix design.** National Cooperative Highway Research Program, Washington.

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

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração.** 1 ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2007.

BAQERSAD, M.; ALI, H. **Rheological and chemical characteristics of asphalt binders recycled using different recycling agents.** Construction and Building Materials, v. 228 (2019) 116738.

BARBOSA, G. T. **Deformação Lenta do Concreto Submetido a Temperaturas Elevadas.** Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 1979, 180p.

BARGHABANY, P.; CAO, W.; MOHAMMAD, L. N.; COOPER, S. B.; COOPER Jr, S. B. **Relationships among Chemistry, Rheology, and Fracture/Fatigue Performance of Recovered Asphalt Binders and Asphalt Mixtures Containing Reclaimed Asphalt Pavement.** Transportation Research Record. 2020;2674(10):927-938.

BARROS, L. M. **Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho pelo critério de Flow Number de misturas quentes e mornas.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BASTIDAS, J. G. (2017). **Asfaltos e misturas modificados com materiais alternativos.** Tese de Doutorado, Publicação G.TD-138/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 206 p.

BENHOOD, A.; SHAH, A.; MCDANIEL, R. S. **High-temperature properties of asphalt binders: Comparison of multiple stress creep recovery and performance grading systems.** Transportation Research Record, v. 2574, p. 131- 143. 2016.

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

BOEIRA, F. D. **Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas com ligantes modificados**. Tese de doutorado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

BOULDIN, M. G. *et al.* (2001). **Proposed refinement of Superpave high-temperature specification parameter for performance-graded binders**. Transportation Research Record. Washington, n. 1766, p. 40-47.

BORGES, R. L. **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2014, 195 f.

BRINGEL, R. M. **Estudo químico e reológico de ligantes asfálticos modificados por polímeros e aditivos**. 2007. Dissertação (Mestrado em Química Inorgânica) – Programa de Pós-Graduação em Química Inorgânica, UFC, Fortaleza.

BRITO, L. A. T. **Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas repetidas em Misturas Asfálticas**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2006. 144p.

BROWN, E. R.; KANDHAL, P. S.; ZHANG, J. **Performance testing for hot mix asphalt**. 2001. National Center for Asphalt Technology. REPORT 01-05. Auburn, AL.

CAIAZZO, A. A. e F. COSTANZO (2000). **On the Constitutive Relations of Materials with Evolving Microstructure due to Microcracking**. International Journal of Solids and Structures, v. 37, p. 3375-3398.

CARDONA, D. A. R. *et al.* **Viscoelastic behavior characterization of a Gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen**. Materials Research, v. 18, n. 2, p. 373-381, 2015.

CERATTI, J. A. P., BERNUCCI, L. B., SOARES, J. B. **Utilização de ligantes asfálticos em serviço de pavimentação**. Rio de Janeiro, ABEDA. 1a edição. 2015.

CHRISTENSEN, R. M. **Theory of Viscoelasticity: an Introduction**. New York: Academic Press, 1971. 245p.

CHRISTENSEN, D. W.; ANDERSON, D. A.; ROWE, G. M. **Relaxation spectra of asphalt binders and the Christensen–Anderson rheological model**. Road Materials and Pavement Design, 18(sup1), p. 382-403, 2017.

CRAVO, M. C. C. **Efeitos do envelhecimento térmico e fotoquímico em ligantes asfálticos, mástique e matriz de agregados finos**. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

D'ANGELO, J. *et al.* (2007). **Revision of the Superpave high-temperature binder specification: the multiple stress creep recovery test**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. White Bear Lake, v. 76, p. 123-162.



DELGADILLO, R. *et al.* (2006). **Nonlinearity of repeated creep and recovery binder test and relationship with mixture permanent deformation.** Transportation Research Record. Washington, n. 1962, p. 3-11.

DI BENEDETTO, H.; PARTL, M. N.; FRANCKEN L.; DE LA ROCHE, C. **Stiffnes Testing for Bituminous Mixtures.** Materials and Structures/Matériaux et Constructions, vol.34, p 66-70, 2001.

DI BENEDETTO, H. *et al.* **Fatigue of Bituminous Mixtures.** Materials and Structures, v. 37, p. 202-216, 2004a.

DI BENEDETTO, H.; OLARD, F.; SAUZÉAT, C.; DELAPORTE, B. **Linear viscoelastic behavior of bituminous materials: from binders to mixes.** Road Materials and Pavement Design, 2004b.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J. F. **Matériaux routiers.** Tome 2, 283 p, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 053.** Misturas betuminosas – percentagem de betume. 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER ME 086.** Agregados – determinação do índice de forma. 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER PRO 199.** Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório. 1996.

\_\_\_\_\_. **DNER ME 081.** Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. 1998.

\_\_\_\_\_. **DNER ME 083.** Agregados – análise granulométrica. 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT ME 131.** Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola Método de ensaio. 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT ME 155.** Material asfáltico – Determinação da penetração – Método de ensaio. 2010.

ELNASRI, M. M. H. **From binder to mixture: experimental programme on permanente deformation behaviour.** Thesis submitted to the University of Nottigham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido, 2015, 263 f.

EN 12591. **Bitumen and bituminous binders–Specifications for paving grade bitumens.** 2009.

FACCIN, C. **Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria.

FACCIN, C. *et al.* **Flow Number parameter as a performance criteria for asphalt mixtures rutting:** evaluation to mixes Applied in Brazil Southern region. International Journal of Pavement Engineering, 2021.

FALCÃO, M. F. B.; SOARES, J. B. **Considerações Sobre o Ensaio de Compressão Diametral no Estudo de Materiais de Pavimentação.** Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes (ANPET) – anais, v.1, 2002.

FARRAR, M. J.; TURNER, T. F.; PLANCHE, J. P.; SCHABRON, J. F.; ARNSBERGER, P. M. **Evolution of the crossover modulus with oxidative aging: method to estimate change in viscoelastic properties of asphalt binder with time and depth on the road.** Transportation Research Record, v. 2370, n. 1, p. 76-83, 2013.

FERRY, J. D. (1980) **Viscoelastic Properties of Polymers.** Ed. Wiley, Nova York, EUA.

FEYEL, F. (1999) **Multiscale FE2 Elastoviscoplastic Analysis of Composite Structures.** Computational Materials Science, v. 16, p. 344-354.

FISH, J. e K. SHEK (2000) **Multiscale Analysis of Composite Materials and Structures.** Composites Science and Technology, v. 60, p. 2547-2556.

FRANCKEN, L.; PARTL, M. **Technical Committee on Bitumen and Asphalt Testing.** Complex modulus testing of asphaltic concrete: RILEM interlaboratory test program. Transportation Research Record, 1545, 1996.

GAO, Y.; HUANG, X.; QI, Z.; ZHANG, J. **Characteristics and Prediction of Permanent in HMA.** Performance Modeling and Evaluation of Pavement Systems and Materials. Geotechnical Special Publication no. 195. ASCE, 2009.

GARCIA CUCALON, L.; KASEER, F.; ARÁMBULA-MERCADO, E.; EPPS MARTIN, A.; MORIAN, N.; POURNOMAN, S.; HAJJ, E. **The crossover temperature: significance and application towards engineering balanced recycled binder blends.** Road Materials and Pavement Design, 20(6), p. 1391-1412, 2018.

GARCÍA-TRAVÉ, G. *et al.* **Use of reclaimed geomembranes for modification of mechanical performance of bituminous binders.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 28, p. 1-71, 2016.

GARDEL, V.; PLANCHE, J. P.; DREESSEN, S. **A new performance related test method for rutting prediction: MSCRT.** Advanced testing and characterization of bituminous materials, v. 1, p. 971-980, 2009.

GHOSH, D.; TUROS, M.; JOHNSON, E.; MARASTEANU, M. **Rheological characterization of asphalt binders treated with bio sealants for pavement preservation.** Canadian Journal of Civil Engineering. 45(5): 407-412.

GIBSON, N. H.; SCHWARTZ, C. W., SCHAPERLY, R. A., WITCZAK, M. W. **Viscoelastic, Viscoplastic, and Damage Modeling of Asphalt Concrete in Unconfined Compression.** Transportation Research Board (TRB) Annual Meeting CD-ROM, 2003.

GOLALIPOUR, A. **Modification of Multiple Stress Creep and Recovery Test Procedure and Usage in Specification.** MSc Thesis, University of Wisconsin-Madison, 2011.

HE, R.; ZHENG, S.; CHEN, H.; KUANG, D. **Investigation of the physical and rheological properties of Trinidad lake asphalt modified bitumen.** Construction and Building Materials. Vol. 203, Pages 734- 739, 2019.

HESP, S. A.M.; SHURVELL, H. F. **X-ray fluorescence detection of waste engine oil residue in asphalt and its effect on cracking in service.** International Journal of Pavement Engineering, v. 11, n. 6, p. 541-553, 2010.

HINTZ, C. **Understanding Mechanisms Leading to Asphalt Binder Fatigue.** Tese de Doutorado, University of Wisconsin – Madison, Madison, WI, 2012.

HINTZ, C.; BAHIA, H. **Simplification of linear amplitude sweep test and specification parameter.** Transportation Research Record, v. 2370, p. 10-16, 2013.

HOFSTRA, A.; KLOMP, A. J. G., 1972, **Permanent deformation of flexible pavements under simulated road traffic conditions.** In: Proceedings do 3<sup>o</sup> International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Londres, U.K.

HUNTER, R. N. **Bituminous mixtures in road construction.** 1 ed. London, Thomas Telford, 1997.

HUNTER, R. N., SELF, A., READ, J., **The Shell Bitumen Handbook.** 6 ed. Westminster, ICE Publishing, 2015.

JOHNSON, C. M. **Estimating asphalt binder fatigue resistance using an accelerated test method.** (Doctoral dissertation). University of Wisconsin–Madison, Madison, WI. 2010.

KATAWARE, A. V.; SINGH, D. **A study on rutting susceptibility of asphalt binders at high stresses using MSCR test.** Innovative Infrastructure Solutions, v. 2, p. 4. 2017.

KHANZAD, S. **Permanent Deformation in bituminous Mixtures.** Thesis submitted to the University of Nottigham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido. 2000, 274 f.

KIM, Y. R. **Modeling of asphalt concrete.** 2008.

KRISHNAN, J. M.; RAJAGOPAL, K. R. **On the Mechanical Behavior of Asphalt.** Mechanics of Materials, vol. 37, p. 1085-1100, 2005.

KUCHIISHI, A. K.; CARVALHO, J. P. B.; BESSA, I. S.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B. **Effect of temperature on the fatigue behavior of asphalt binder.** Applied Rheology, vol. 29, no. 1, 2019, pp. 30-40.

KUTAY, E. M.; JAMRAH, A.; BAYRAKTAROGLU, H. **Analysis of Flow Number Test Data on Asphalt Mixtures from Michigan for use in Pavement ME.** 96th Annual Meeting TRB Committee. Washington, D. C. United States, 2017.

LAKES, R. S. **Viscoelastic Solids.** Mechanical Engineering Series, CRC Press, Boca Raton-FL, 1998. 448p.

LEE, K.; S. MOORTHY e S. GHOSH (1999) **Multiple Scale Computational Model for Damage in Composite Materials.** Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, v. 172, p. 175-201.

LEITE, L. F. M.; CRAVO, M. C. C.; DANTAS, L. N.; ARAUJO, M. F. **Evaluation of the UV aging tests effect on asphalt binders using Glover Rowe parameter,** 2018.

LIAO, M.C.; CHEN, J. S. C.; AIREY, G. D.; WANG, S. J. **Rheological behavior of bitumen mixed with Trinidad lake asphalt.** Construction and Building Materials, 361-367. 2014.

LIU, J.; YAN, K.; LIU, J.; GUO, D. **Evaluation of the characteristics of Trinidad Lake Asphalt and Styrene-Butadiene-Rubber compound modified binder.** Construction and Building Materials, 614-621. 2019.

MA, Y.; HU, W.; POLACZYK, P. A.; HAN, B.; XIAO, R.; ZHANG, M.; HUANG, B. **Rheological and aging characteristics of the recycled asphalt binders with different rejuvenator incorporation methods.** Journal of Cleaner Production, Vol. 262, 2020.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures.** Wisconsin Highway Research Program 0092-01-02. University of Wisconsin – Madison Department of Civil and Environmental Engineering, 2004.

MANGIAFICO, S. **Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends.** 2014. 336f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - L'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Vaulx-en-Velin, 2014.

MANGIAFICO, S. et al. **Relations between Linear ViscoElastic Behaviour of Bituminous Mixtures Containing Reclaimed Asphalt Pavement and Colloidal Structure of Corresponding Binder Blends.** Procedia Engineering. Anais...Elsevier Ltd, 2016.

MANGIAFICO, S., SAUZÉAT, C., DI BENEDETTO, H. **2S2P1D model calibration error from user panel for one bitumen and one bituminous mixture.** Advances in Materials Science and Engineering, 2019.

MATTHEWS, J. M.; MONISMITH, C. L.; CRAUS, J. **Investigation of Laboratory Fatigue Testing Procedures For Asphalt Aggregate Mixtures.** Journal of Transportation Engineering, v. 119, p. 634-654, jul. 1993.

MCLEOD, N. W. **Asphalt cements: pen-vis number and its application to moduli of stiffness.** Journal of Testing and Evaluation, v. 4, n. 4, p. 275-282, 1976.

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

MILLER, J. S.; BELLINGER, W. Y. **Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program (Fifth Revised Edition).** FHWA-HRT-13-092. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2014.

MODARRES, A.; HAMED, H. **Effect of waste plastic bottles on the stiffness and fatigue properties of modified asphalt mixes.** Materials & Design, v. 61, p. 8-15, 2014.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com o uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

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). Graduate Faculty of North Carolina State University, 2015.

NASCIMENTO, L. A. H. **Caracterização de Ligantes Asfálticos por Meio do Ensaio LAS: Processamento dos Resultados**. Apresentação no Seminário do IBP. Evento Online. Em abril de 2021.

NGUYEN, Q. T. **Thermomechanical behavior of bituminous mixtures under cyclic loading in the linear and non-linear domains**. Doctoral thesis. ENTPE, Lyon. [in French]. 2011.

NGUYEN, Q. T.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C. **Linear and nonlinear viscoelastic behaviour of bituminous mixtures**. *Materials and Structures*, v. 48, p. 2339-2351, 2015.

NUÑEZ, J. Y. M. **Caracterização à Fadiga de Ligantes Asfálticos Modificados Envelhecidos a Curto e Longo Prazo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

OLARD, F.; DI BENEDETTO, H. **General “2S2P1D” Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes**. *Road Material and Pavement Design*, v. 4, n. 2, p. 185-224, 2003.

OLIVEIRA, Y. M. M. *et al.* **Evaluation of the prediction of the performance of asphalt mixtures through the rheological characterization of asphalt binders**. *Brazilian Journal of Development*, Curitiba, v. 6, n.4, p.17417-17435, 2020.

OSMARI, P. H. *et al.* **Chemical, microstructural, and rheological characterizations of binders to evaluate aging and rejuvenation**. *Journal of the Transportation Research Board*, N° 2632, p. 14-24, 2017.

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*, 2019.

OSMARI, P. H. **Characterization of the fatigue damage behavior of asphaltic materials based on experimental multiscale approaches and on the S-VECD theory**. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

PARK, S. W. e R. A. SCHAPERY (1999) **Methods of Interconversion between Linear Viscoelastic Material Functions**. Part I – A Numerical Method Based on Prony Series *International Journal of Solids and Structures*, v. 36, p. 1653-1675.

PARK, S. W. e Y. R. KIM (2001) **Fitting Prony-Series Viscoelastic Models with Power-Law Presmoothing**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 13, n. 1, p. 26-32.

PARTL, M. N.; BAHIA, H. U.; CANESTRARI, F.; LA ROCHE, C.; DI BENEDETTO, H.; PIBER, H.; SYBILSKI, D. **Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials**. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB. RILEM, 2013.

PETERSEN, C. J. **Chemical composition of asphalt as related to asphalt durability: state of the art.** Transportation Research Record, 999, p13–30, 1984.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Módulos resilientes de concretos asfálticos.** DNER/IPR. Rio de Janeiro, RJ, 1980.

PINTO, S. **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis.** 2 ed. Rio de Janeiro, Synergia/IBP, 2010.

PIRES, D. M. *et al.* **Study of the permanent deformation of asphalt mixtures in the field: A multiscale approach.** Construction and Building Materials, V. 325, 2022. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126763.

POSSEBON, E. P. **Advanced characterization of brazilian bitumens and mixtures.** 2021. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria.

POSSEBON, E. P. *et al.* **Rheological properties, 2S2P1D modelling and SHStS transformation of 12 Brazilian bitumens and mixtures,** Road Materials and Pavement Design, 2021. DOI: 10.1080/14680629.2021.2010589

PREGO, A. S. **Evolução do sistema rodoviário.** Rio de Janeiro: Maio Gráfica Editora e Comércio Ltda, 1 ed., 2001.

PREUSSLER, E. S.; PINTO, S; MEDINA, J. **Determinação da vida de fadiga de concretos asfálticos brasileiros e aplicação no dimensionamento de reforço de pavimentos.** In: Reunião Anual de Pavimentação, 16., 1981, Recife. Anais... Recife: ABPV, 1981. p. 67-122.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D.; KENNEDY, T. W. **Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction.** 2 ed. Lanham, Maryland, National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation, 1996.

RODRIGUES, A. R. S. **Caracterização química e reológica do cimento asfáltico de petróleo utilizado na cidade de Manaus modificado por borracha moída de pneus inservíveis e polímeros.** (2006). Dissertação (Mestrado em Ciências do Ambiente) – Programa de Pós-Graduação em Ciências do Ambiente e Sustentabilidade na Amazônia, UFAM, Manaus-AM.

ROSSI, B. F. (2018). **Estudo de ligantes asfálticos recuperados com vistas à adequação do procedimento de simulação do envelhecimento a curto prazo.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP.

ROWE, G. M.; KING, G.; ANDERSON, M. **The influence of binder rheology on the cracking of asphalt mixes in airport and highway projects.** Journal of Testing and Evaluation, v. 42, n. 5, p. 1063-1072, 2014.

ROWE, G. **Some thoughts on the historical development.** Expert Task Group Asphalt mix & Asphalt binder, 2016.

RUSHING, J. F.; LITTLE, D. N. **Static Creep and Repeated Load as Rutting Performance Tests for Airport HMA Mix Design.** Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 2014.

SABOURI, M. A., KIM, Y. R. **Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2447, 117–125, 2014.

SABOURI, M.; BENNERT, T.; DANIEL, J.; KIM, Y. R. **Evaluating Laboratory-Produced Asphalt Mixtures with RAP in Terms of Rutting, Fatigue, Predictive Capabilities, and High RAP Content Potential.** Transportation Research Record – Journal of the Transportation Research Board. Washington, DC. 2015.

SADEK, H.; RAHAMAN, M. Z.; LEMKE, Z.; BAHIA, H. U.; SWIERTZ, D. **Effect of low-temperature modifiers on HMA mixture aging and cracking resistance.** Construction and Building Materials, v. 237, p. 117456, 2020.

SAFAEI, F.; CASTORENA, C.; KIM, Y. 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.

SAFEI, F. **Characterization and modeling of asphalt binder fatigue.** Doctoral Dissertation (Doctor of Philosophy). Graduate Faculty of North Carolina State University, 2017.

SARGAND, S.; KIM, S. **Comparação de ensaios laboratoriais para a caracterização de misturas betuminosas à deformação permanente.** Prepared in cooperation with the Ohio Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Ohio University Department of Civil engineering College of Engineering & Technology. FHWA/ O-H – 2001/14.

SOLAIMANIAN, M.; CHEN, Xuan. **The Effect of Binder Rheological Properties on Asphalt Concrete Fracture Behavior.** Airfield and Highway Pavements, ASCE, 2019.

SCHUSTER, S. L. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica de dano contínuo.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria.

SCHUSTER, S. L. *et al.* **Fatigue behaviour of plant produced asphalt mixtures through viscoelastic continuum damage model.** Road Materials and Pavement Design, 2021.

SCHUSTER, S. L. **Investigation of the aging phenomenon in asphalt binders and asphalt mixtures: linear viscoelastic behavior and performance properties.** 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2023.

SCHUSTER, S. L. *et al.* (2023) **Construction quality impact in asphalt pavements cost: a framework based on air voids, linear viscoelastic and fatigue behaviour,** International Journal of Pavement Engineering, 24:1, 2182437, DOI: 10.1080/10298436.2023.2182437.

SHENOY, A. (2001). **Refinement of the Superpave specification parameter for performance grading of asphalt.** Journal of Transportation Engineering. New York, v. 127, n. 5, p. 357-362.

\_\_\_\_\_. (2004). **High temperature performance grading of asphalts through a specification that could capture field performance.** Journal of Transportation Engineering. New York, v. 130, n. 1, p. 132-137.

SILVA, L. S.; FORTE, M. M. C.; SPECHT, L. P.; CERATTI, J. A. **Polímeros como modificadores asfálticos.** Transportes. Rio de Janeiro, v. 10, n. 01, p. 84-106, 2002.

SOUZA, F. V. (2005) **Modelo Multi-Escala para Análise Estrutural de Compósitos Viscoelásticos Suscetíveis ao Dano.** Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 189 fl.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus.** 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SPECHT, L. P. *et al.* **Application of the theory of viscoelasticity to evaluate the resilient modulus test in asphalt mixes.** Construction and Building Materials, v. 149, p. 648-658, 2017.

TAKAHASHI, M. M. (2020). **Avaliação do envelhecimento e rejuvenescimento de ligantes asfálticos.** Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, 152 fl.

THEISEN, K.M. **Aplicação do Princípio da Correspondência Elasto-Viscoelástica para Previsão de Deformabilidade de Misturas Asfálticas.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

TRICHÊS, G.; FONTES, L. P. T. L. **Fadiga dos revestimentos.** Fatos & Asfaltos, Araucária, n. 10, p. 4-5, jun. 2007.

TURNER, P.; TAYLOR, A.; TRAN, P. N. **Laboratory evaluation of SYLVAROADTM RP 1000 rejuvenator.** Final Report. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. No NCAT, 2015.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS., **Hot-Mix Asphalt Paving Handbook 2000:** part 1: project organization, mix design, and quality control. In: AC 150/5370-14A, Appendix 1, Federal Aviation Administration, Washington, D.C., 2001.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. **Experimental investigation into the multiscale behaviour of asphalt concrete.** International Journal of Pavement Engineering, v.12, n. 4, p.357–370, ago. 2011.

USIRF, RGRA. **Les enrobes bitumineux 1.** 2001.

VESTENA, P. M. *et al.* **Dynamic modulus mastercurve construction of asphalt mixtures: Error analysis in diferente models and field scenarios.** Construction and Building Materials, 2021a.

VESTENA, P. M. *et al.* **Comparação de rigidez entre misturas asfálticas produzidas em usina e laboratório utilizando o modelo 2S2P1D.** In: 35º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2021b. ANPET. Virtual: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes. v. 1. p. 956-967.



WANG, W.; HUANG, S.; QIN, Y.; SUN, Y.; DONG, R.; CHEN, J. **Research on Rheological Properties of High-Percentage Artificial RAP Binder with WMA Additives.** *Advances in Materials Science and Engineering*, Hindawi, 2020.

WEN, H.; BLUSAL, S. **A Laboratory Study to Predict the Rutting and Fatigue Behavior of Asphalt Concrete Using the Indirect Tensile Test.** *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 41, n. 2, 2013.

WIDYATMOKO, I.; ELLIOT, R. **Characteristics of elastomeric and plastomeric binders in contact with natural asphalts.** *Construction and Building Materials*, 239-249. 2008.

WILLIAMS, M. L., LANDEL, R. F., & FERRY, J. D. **The temperature dependence of relaxation mechanisms in amorphous polymers and other glass-forming liquids,** *Journal of American Chemical Society*, 77, 3701-3707. 1955.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. **Simple performance test for superpave mix design.** NCHRP Report 465. National Research Council, Transportation Research Board. Washington, D.C, 2002.

XU, T.; HUANG, X. **Investigation into causes of in-place rutting in asphalt pavement.** *Construction and Building Materials*, 2012.

YAN, C.; ZHANG, Y.; BAHIA, H. U. **Predicting rutting performance of asphalt mixture from binder properties and mixture design variables.** *Road Materials and Pavement Design*, 2020.

YELDIRIM, Y. **Polymer modified asphalt binders.** *Construction and Building Materials*, v. 21, p. 66-72, 2007.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design.** *Princ. Pavement Des.* (1975). <https://doi.org/10.1002/9780470172919>.

ZAGO, J. P.; PINHEIRO, R. J. B.; BARONI, M.; SPECHT, L. P.; DELONGUI, L.; SAGRILO, A. V. **Study of the permanent deformation of three soils employed in highway subgrades in the municipality of Santa Maria-RS, Brazil.** *International Journal of Pavement Research and Technology* 14 (2021) 729-739.

ZAUMANIS, M.; MALLICK, R. B.; FRANK, R. **Evaluation of rejuvenator's effectiveness with conventional mix testing for 100% RAP mixtures.** 92nd Annual Meeting of the Transportation of Research Board, Washington, D. C., USA, January, p. 13-17, 2013.

\_\_\_\_\_. **Evaluation of different recycling agents for restoring aged asphalt binder and performance of 100% recycled asphalt.** *Materials and Structures*, v. 48, n. 8, p. 2475-2488, 2015.

ZELELEW, H. M. **Simulation of the permanent deformation of asphalt concrete mixtures using discrete element method (DEM).** Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Washington State University. Department of Civil and Environmental Engineering. 2008, 289 p.

ZHANG, J.; ALVAREZ, A. E.; LEE, S. I.; TORRES, A.; WALUBITA, L. F. **Comparison of flow number, dynamic modulus, and repeated load tests for evaluation of HMA permanent deformation.** *Construction and Building Materials*, 2013, p. 391-398.

ZHANG, H.; XU, G.; CHEN, X.; WANG, R.; SHEN, K. **Effect of long-term laboratory aging on rheological properties and cracking resistance of polymer-modified asphalt binders at intermediate and low temperature range.** *Construction and Building Materials*, v. 226, p. 767-777, 2019.

ZHOU, F.; SCULLION, T.; SUN, L. **Verification and Modeling of Three-Stage Permanent Deformation Behavior of Asphalt Mixes.** *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 4, 2004.