



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE

CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

CAMPUS I – CAMPINA GRANDE

ÁREA GEOTECNIA

**Estudo de misturas asfálticas modificadas por polímeros utilizando o modelo
S-VECD**

Leonardo Rodrigues Guedes

Campina Grande – PB

2024

Estudo de misturas asfálticas modificadas por polímeros utilizando o modelo S-VECD

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, em cumprimento às exigências para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Linha de Pesquisa: Mecânica e Gerência de Pavimentos

Orientador: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues

Coorientador: Prof. Dr. Jonny Dantas Patrício

Campina Grande – PB

2024

G924e

Guedes, Leonardo Rodrigues.

Estudo de misturas asfálticas modificadas por polímeros utilizando o modelo S-VECD / Leonardo Rodrigues Guedes. – Campina Grande, 2024.

190 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2024.

"Orientação: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues, Prof. Dr. Jonny Dantas Patrício".

Referências.

1. Misturas Asfálticas. 2. Geotecnia. 3. Mecânica e Gerência de Pavimentos. 4. Terpolímero de Etileno. 5. Performace Mecânica. 6. Ácido Polifosforico. 7. Reologia. I. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Patrício, Jonny Dantas. III. Título.

CDU 625.8(043)

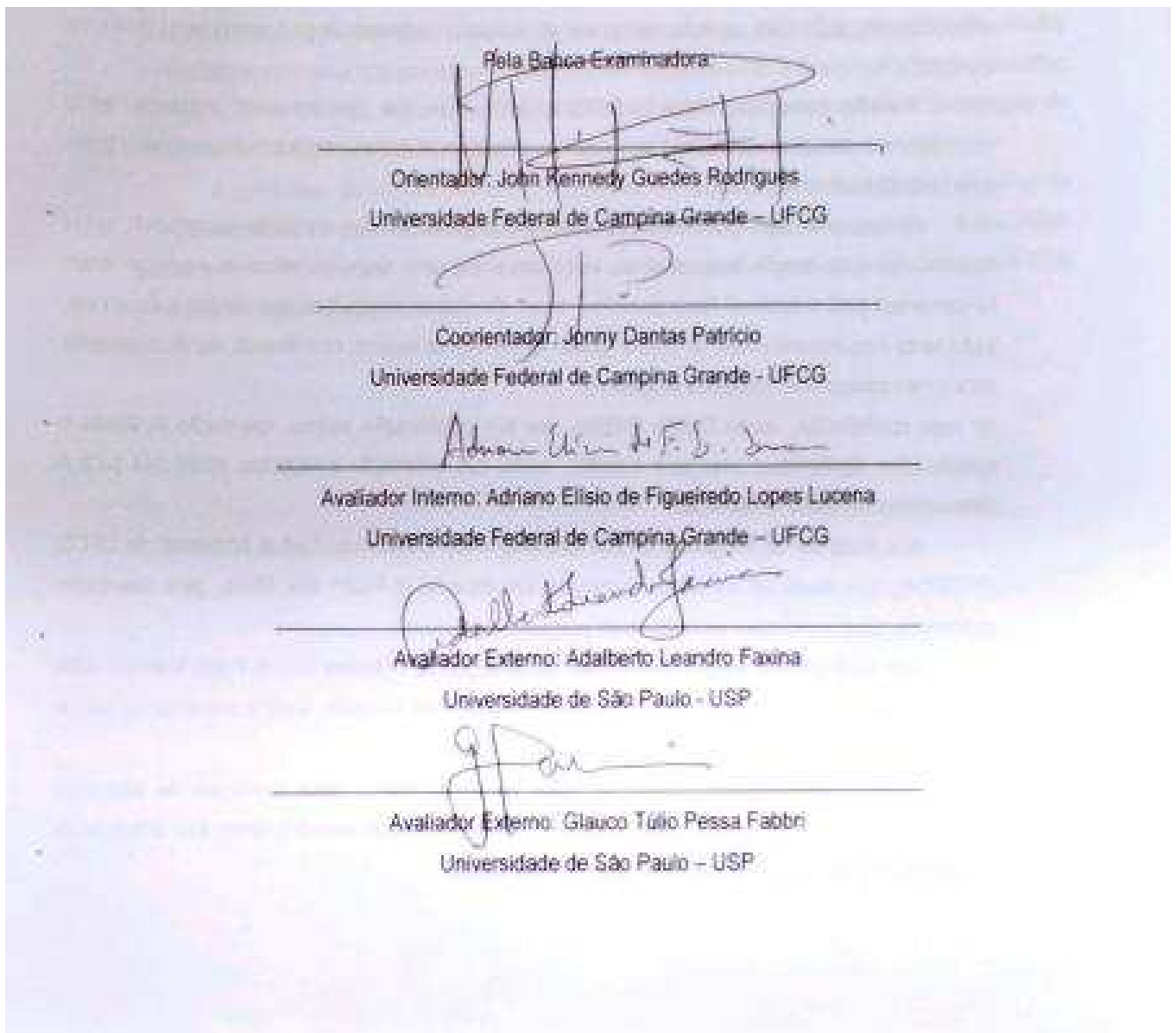
FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Leonardo Rodrigues Guedes

Título: **Estudo do “fator Healing” em misturas asfálticas modificadas por polímeros utilizando o modelo S-VECD**

Área de Concentração – Geotécnica

Data da defesa: 23/02/2024





MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO ENGENHARIA CIVIL AMBIENTAL
Rua Aprígio Veloso, 882, - Bairro Universitario, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

REGISTRO DE PRESENÇA E ASSINATURAS

1. **ATA DA DEFESA PARA CONCESSÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

2. **ALUNO(A): LEONARDO RODRIGUES GUEDES / COMISSÃO EXAMINADORA: DR. JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES - PPGECA/UFCG (PRESIDENTE) - ORIENTADOR, DR. JONNY DANTAS PATRICIO - UFCG - COORIENTADOR, DR. ADRIANO ELÍSIO DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA – PPGECA/UFCG – EXAMINADOR INTERNO, DR. ADALBERTO LEANDRO FAXINA - USP - EXAMINADOR EXTERNO, DR. GLAUCO TULIO PESSA FABBRI - USP - EXAMINADOR EXTERNO (PORTARIA 04/2024). / TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: "ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS COM O MÉTODO S-VECD/HEALING" / ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA / HORA DE INÍCIO: 14:00 HORAS / FORMA DA SESSÃO: PRESENCIAL NO BLOCO CT, LABORATÓRIO DE ENGENHARIA DE PAVIMENTOS, CAMPUS SEDE DA UFCG, CAMPINA GRANDE.**

3. **EM SESSÃO REALIZADA DE FORMA PRESENCIAL, APÓS EXPOSIÇÃO DE CERCA DE 40 MINUTOS, O(A) CANDIDATO(A) FOI ARGUIDO(A) ORALMENTE PELOS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA, TENDO DEMONSTRADO SUFICIÊNCIA DE CONHECIMENTO E CAPACIDADE DE SISTEMATIZAÇÃO NO TEMA DE SUA DISSERTAÇÃO, SENDO-LHE ATRIBUÍDA O CONCEITO "EM EXIGÊNCIA", SENDO QUE A POSSIBILIDADE DE APROVAÇÃO ESTÁ CONDICIONADA À AVALIAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO TRABALHO FINAL, SEGUINDO PROCEDIMENTOS PREVISTOS NA RESOLUÇÃO DO PROGRAMA. O PRESIDENTE DA COMISSÃO EXAMINADORA, OUVIDOS OS DEMAIS MEMBROS, DEVERÁ FICAR RESPONSÁVEL POR ATESTAR QUE AS CORREÇÕES SOLICITADAS NA LISTA DE EXIGÊNCIAS FORAM ATENDIDAS NA VERSÃO FINAL DO TRABALHO. A COMISSÃO EXAMINADORA CUMPRINDO OS PRAZOS REGIMENTAIS, ESTABELECE UM PRAZO MÁXIMO DE 30 DIAS PARA QUE SEJAM FEITAS AS ALTERAÇÕES EXIGIDAS. APÓS O DEPÓSITO FINAL DO DOCUMENTO DE DISSERTAÇÃO, DEVIDAMENTE REVISADO E MEDIANTE ATESTADO DO ORIENTADOR, O CONCEITO "EM EXIGÊNCIA" PASSARÁ IMEDIATAMENTE PARA O DE "APROVADO". NA FORMA REGULAMENTAR, FOI LAVRADA A PRESENTE ATA, QUE É ASSINADA POR MIM, FLÁVIO PEREIRA DA CUNHA, SECRETÁRIO, ALUNO E OS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA PRESENTES.**

4. **CAMPINA GRANDE, 23 DE FEVEREIRO DE 2024**

5.

6.

7.

8.

9.

Documento assinado digitalmente
ADALBERTO LEANDRO FAXINA
Data: 26/02/2024 15:27:44 -0500
Verifique em <https://tabular.ti.gov.br>

ADALBERTO LEANDRO FAXINA - EXAMINADOR EXTERNO



Documento assinado eletronicamente por **ADRIANO ELISIO DE FIGUEIREDO LÓPES LUCENA, CHEFE (A)**, em 26/02/2024, às 08:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Leonardo Rodrigues Guedes, Usuário Externo**, em 26/02/2024, às 08:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Glauco Tulio Pessa Fabbri, Usuário Externo**, em 26/02/2024, às 08:50, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **FLAVIO PEREIRA DA CUNHA, SECRETÁRIO (A)**, em 26/02/2024, às 08:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Jonny Dantas Patrício, Usuário Externo**, em 26/02/2024, às 15:17, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES, PROFESSOR**, em 26/02/2024, às 15:21, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **4161114** e o código CRC **D3753466**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, sua presença nos momentos mais difíceis desta jornada foi essencial, sendo Sua graça e misericórdia fontes de força e inspiração em todos os momentos.

Expresso minha sincera gratidão aos meus pais, Onaldo Guedes Rodrigues e Maria do Socorro Rodrigues Pereira, pelo amor incondicional, apoio inabalável e sacrifícios incansáveis ao longo de toda a minha vida e durante esta jornada acadêmica. Seu apoio e encorajamento foram fundamentais para minha formação e a realização deste trabalho.

Aos meus irmãos, Rafael Rodrigues Guedes e Mateus Rodrigues Guedes, pela constante inspiração, apoio emocional e companheirismo ao longo desta jornada. Suas palavras de incentivo e presença sempre foram fontes de força para mim.

Aos meus familiares, cujo apoio, encorajamento e compreensão foram inestimáveis durante os desafios enfrentados ao longo deste caminho, sendo seu apoio e amor fundamentais para minha perseverança e conquistas.

A minha namorada, Maria Luiza Barbosa do Vale, por sua constante presença, apoio incondicional e compreensão durante os momentos desafiadores desta jornada, sendo seu amor e apoio uma fonte de conforto e motivação.

Ao meu orientador, John Kennedy Guedes Rodrigues, por sua orientação excepcional, apoio incondicional e dedicação incansável ao longo deste trabalho. Seus conselhos e expertise foram fundamentais para o sucesso desta pesquisa, e sua abordagem acolhedora, que lembra a de um pai, inclui tanto o necessário “puxão de orelha” quanto os merecidos elogios, contribuindo significativamente para o meu crescimento pessoal e acadêmico.

Ao meu coorientador, Jonny Dantas Patrício, por sua colaboração valiosa, orientação dedicada e contribuições significativas para este trabalho, sendo sua orientação e expertise essenciais para o desenvolvimento desta dissertação.

Aos docentes do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG (PPGECA), que ajudaram na minha formação, em especial à Prof.^a Ana Maria, pela orientação acadêmica, apoio e incentivo ao longo deste percurso acadêmico.

Aos meus grandes amigos Manoel Leandro, Ana Letícia, Adla, Thamires Guerra, Paulo Marinho, João Pedro, Arthur, Maria Eduarda, Hilary, Lara, Gilson, Allan e Milena. Sua amizade, apoio e presença constante foram fontes de alegria e inspiração durante todo esse tempo.

Tanto a Flavia Queiroz quanto ao Felipe do Canto Pivetta pelos momentos de discussão disponibilizados, os quais foram essenciais para o desenvolvimento do trabalho, sendo a contribuição de ambos inestimável, e sou imensamente grato por seu apoio.

Aos profissionais, técnicos e auxiliares do LEP, em especial Jadilson, Ildinho, Ladijane, Arthur e Flauber, cuja dedicação, assistência e colaboração foram fundamentais para a realização dos experimentos e para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos que encontrei ao longo desta jornada, especialmente os parceiros do LEP da UFCG: Ingridy, Alcidney, Conrado, Priscila Luz, Sonaly, Pedro, Mateus Valdevino, Matheus Marques, Matheus Medeiros, Cacildo e tantos outros, por toda a colaboração, as conversas enriquecedoras, o apoio nos ensaios, o humor que sempre alegrava o dia a dia, assim como desejo agradecer aos colegas de mestrado em cada disciplina do programa.

Aos membros da banca examinadora, por aceitarem o convite e disponibilizarem tempo para contribuir com este trabalho.

Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), por possibilitar a realização dessa pesquisa, e à CAPES, pela bolsa de estudos concedida, assim como aos parceiros e colaboradores, especialmente a Associação Técnico Científica Ernesto Luís de Oliveira Júnior (ATECEL), a JBR Engenharia, a Fundação Parque Tecnológico da Paraíba (PaqTcPB), o DNIT, a Petrobras, ao Lammen e a FAPESQ.

A todos que, de alguma maneira, contribuíram para o meu percurso, seja com palavras de encorajamento ou simples conversas, a jornada foi desafiadora, porém a recompensa é indescritível. Assim, encerro um ciclo em minha vida e dou início a vários outros, na esperança de compartilhar boas lembranças e valiosos aprendizados.

RESUMO

O colapso de revestimentos asfálticos, causada pelo trincamento por fadiga, envolve a formação de microfissuras com propriedades não lineares. Originado das cargas repetidas de veículos e influenciado pelo envelhecimento e pela temperatura, esse fenômeno pode levar à falha estrutural do revestimento. Para a avaliação de materiais asfálticos, é crucial compreender a fadiga e o processo de "healing", ou seja, processo de auto regeneração do revestimento asfáltico quando não submetido a carregamentos. Pesquisas recentes vêm utilizando o ensaio de fadiga à tração direta aplicado ao modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD) para compreender esses fenômenos. Este trabalho teve como objetivo analisar o dano por fadiga em misturas asfálticas modificadas com a adição de polímeros, a partir de resultados de ensaios de fadiga à tração direta utilizando o modelo S-VECD, bem como a análise do fenômeno do "Healing" na vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas. Foram analisados três tipos de misturas asfálticas: uma com ligante asfáltico convencional (CAP 50/70), uma modificada por polímero estireno-butadieno-estireno (SBS) e uma modificada proposta com a composição de 97,75% de CAP 50/70 + 1,8% de Etileno Metil Acrilato e Glicidil Metacrilato (EMA-GMA) + 0,3% de Polietileno tereftalato (PET) + 0,15% de Ácido Polifosfórico (PPA116%). Foram realizados ensaios para estimar as propriedades físicas e reológicas dos ligantes asfálticos, bem como os efeitos da fadiga por meio do teste LAS (Linear Amplitude Sweep), com aplicação do modelo S-VECD. Foram mensuradas as propriedades mecânicas a partir dos ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência, fadiga com tração indireta por compressão diametral, dano por umidade induzida e deformação permanente FN. O comportamento linear viscoelástico (LVE) foi caracterizado com base no ensaio de módulo dinâmico, enquanto o desempenho à fadiga foi estudado por meio do ensaio de tração direta uniaxial, com a aplicação do modelo S-VECD e o "Fator Healing" foi estudado com a aplicação de períodos de repouso ao ensaio de tração direta uniaxial com uso do modelo S-VECD. Os resultados do teste LAS indicaram que o ligante modificado proposto estudado apresentou desempenho superior ao convencional, em termos de fadiga, sendo classificado como intermediário de acordo com o fator de fadiga do ligante (FFL). As misturas com ligantes modificados por polímeros indicaram uma tendência de desempenho mecânico. No ensaio de tração direta, com base no critério de falha GR, as misturas modificadas apresentaram um desempenho superior em termos de fadiga. Com base no critério de falha DR e na capacidade de dano de Sapp, a mistura com polímeros proposta foi classificada com um desempenho melhor em relação à fadiga. Portanto, a utilização de ligantes modificados por polímeros resultou em misturas asfálticas com um desempenho superior no que se refere ao dano por fadiga. O processo de healing, baseado na taxa de regeneração (%Hs), indicou uma regeneração mais eficaz na mistura com SBS, enquanto as misturas com ligante modificado proposto e o ligante base apresentaram respostas semelhantes. Em relação ao ganho de vida em fadiga (Nf), todas as misturas estudadas mostraram uma duplicação no tempo de vida de fadiga. O conhecimento do fator "healing" a partir de observações analíticas sobre os resultados de ensaios mecânicos pode conduzir a curvas fadiga mais realísticas com as condições inerentes ao que acontece realmente "in situ", sendo, portanto, crucial para estimativa da vida útil de revestimentos asfálticos.

Palavras chaves: Terpolímero de Etileno, Performance mecânica, Ácido Polifosfórico, Reologia.

ABSTRACT

The delamination of asphalt coatings, caused by fatigue cracking, involves the formation of microcracks with nonlinear properties. Originating from repeated vehicle loads and influenced by aging and temperature, this phenomenon can lead to structural failure of the coating. For the evaluation of asphalt materials, it is crucial to understand fatigue and the "healing" process, i.e., the self-regeneration process of the asphalt coating when not subjected to loadings. Recent research has been using direct tension fatigue testing applied to the simplified continuous viscoelastic damage model (S-VECD) to understand these phenomena. This study aimed to analyze fatigue damage in polymer-modified asphalt mixtures, based on direct tension fatigue test results using the S-VECD model, as well as the analysis of the "Healing" phenomenon in the fatigue life of the studied asphalt mixtures. Three types of asphalt mixtures were analyzed: one with conventional asphalt binder (CAP 50/70), one modified by styrene-butadiene-styrene (SBS) polymer, and one proposed modification with a composition of 97.35% CAP 50/70 + 1.8% Ethylene Methyl Acrylate and Glycidyl Methacrylate (EMA-GMA) + 0.3% Polyethylene terephthalate (PET) + 0.15% Polyphosphoric Acid (PPA116%). Tests were conducted to estimate the physical and rheological properties of asphalt binders, as well as the effects of fatigue through the Linear Amplitude Sweep (LAS) test, applying the S-VECD model. Mechanical properties were measured from tensile strength tests, resilience modulus, fatigue with indirect tension by diametrical compression, moisture-induced damage, and permanent deformation FN. The linear viscoelastic behavior (LVE) was characterized based on the dynamic modulus test, while fatigue performance was studied through uniaxial direct tension testing, using the S-VECD model, and the "Healing Factor" was studied by applying rest periods to the uniaxial direct tension test using the S-VECD model. LAS test results indicated that the proposed modified binder studied showed superior performance compared to the conventional one, in terms of fatigue, being classified as intermediate according to the binder fatigue factor (FFL). Mixtures with polymer-modified binders indicated a trend of mechanical performance improvement. In the direct tension test, based on the GR failure criterion, modified mixtures showed superior fatigue performance. Based on the DR failure criterion and Sapp damage capacity, the proposed polymer mixture was classified as having better fatigue performance. Therefore, the use of polymer-modified binders resulted in asphalt mixtures with superior performance regarding fatigue damage. The healing process, based on the regeneration rate (%Hs), indicated more effective regeneration in the SBS mixture, while mixtures with proposed modified binder and base binder showed similar responses. Regarding the fatigue life gain (Nf), all studied mixtures showed a doubling in fatigue life. Knowledge of the "healing" factor from analytical observations of mechanical test results can lead to more realistic fatigue curves with conditions inherent to what actually happens "in situ," being crucial for estimating the service life of asphalt coatings.

Keywords: Ethylene Terpolymer, Mechanical Performance, Polyphosphoric Acid, Rheology.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Modelos de fadiga.....	38
Tabela 2 – Resultados dos ensaios de avaliação física e reológica do CAP 50/70 e AMP 55/75	77
Tabela 3 - Proporção para aditivos usados na modificação das amostras	80
Tabela 4 - Identificação empregada para identificação das amostras	80
Tabela 5 – Resultados dos ensaios de avaliação física e reológica do CAP 50/70 modificado e agitado	81
Tabela 6 - Proporção para aditivos usados na modificação das amostras	83
Tabela 7 - Identificação empregada para identificação das amostras	83
Tabela 8 – Resultados dos ensaios de avaliação física e reológica do CAP 50/70 modificado como os componentes isolados	83
Tabela 9 - Quantidade passante acumulada dos agregados utilizados	88
Tabela 10 - Caracterização física dos agregados	89
Tabela 11 – Porcentagem de agregados por faixa granulométrica.....	91
Tabela 12 – Critérios volumétricos para escolha do teor de projeto	93
Tabela 13 – Gmm para os teores avaliados	93
Tabela 14 – Parâmetros volumétricos obtidos na compactação tentativa no teor inicial	93
Tabela 15 – Ajuste do teor de ligante de projeto	94
Tabela 16 – Gmm para os teores avaliados	95
Tabela 17 – Parâmetros volumétricos teor de 4,4%	95
Tabela 18 – Parâmetros volumétricos teor de 4,9 %	96
Tabela 19 – Parâmetros volumétricos teor de 5,4%	96
Tabela 20 – Parâmetros volumétricos obtidos para os teores de projeto de cada ligante asfáltico	97
Tabela 21 – Especificação dos corpos de prova por ensaio	99
Tabela 22– Períodos de repouso reduzidos nas condições de ensaio.....	109
Tabela 23 – Critérios de <i>Flow Number</i> para diferentes níveis de tráfego.....	117
Tabela 24 – Resumo das características das curvas de vida de fadiga das misturas.....	119
Tabela 25 – Coeficientes de ajuste do modelo sigmoidal utilizado para determinação do módulo dinâmico	120
Tabela 26 – Coeficientes de ajuste do modelo sigmoidal utilizado para determinação do módulo de armazenamento	123
Tabela 27 – Tempos de relaxação (ρ_i) e módulos do elemento de Maxwell (E_i) para as séries de Prony	123
Tabela 28 – Valores limites recomendados para o parâmetro S_{app} a diferentes níveis de tráfego e Parâmetros de ajuste da função potência C_{11} e C_{12} , coeficientes de regressão do critério G^R , critério D^R e valor de S_{app}	127
Tabela 29 – Resultados de índice de regeneração para 25° C e 270 s de repouso.....	132

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Fatores que afetam o comportamento à fadiga de misturas asfálticas	27
Quadro 2 - Caracterização dos ligantes – Ensaio e Normas	76
Quadro 3 - Ensaio dos agregados e especificações	87
Quadro 4 – Ensaio de caracterização mecânica	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração das tensões de um pavimento.....	25
Figura 2 – Estágios do fenômeno de fadiga	26
Figura 3 – Tipos de ensaio para determinação da vida de fadiga.....	31
Figura 4 – Tipos de ensaio para determinação da vida de fadiga.....	32
Figura 5 – Esquema de carregamento.....	33
Figura 6 – Equipamento ensaio de fadiga a tração-compressão	35
Figura 7 – Diagrama de Tensão x Deformação.....	39
Figura 8 – a) Modelo de Maxwell generalizado (acima) e b) Modelo de Kelvin-Voigt generalizado (abaixo)	41
Figura 9 – Creep Compliance a) tensão aplicada; b) resposta de deformação	42
Figura 10 – Módulo de Relaxação E(t). (a) deformação aplicada; (b) resposta de tensão	42
Figura 11 –Histórico de tensões impostas na função Fluência	43
Figura 12 – Defasagem entre as ondas de tensão e de deformação durante solicitação harmônica em um material viscoelástico.....	45
Figura 13– Defasagem entre as ondas de tensão e de deformação durante solicitação harmônica em um material viscoelástico.....	47
Figura 14 – Curva característica de dano	49
Figura 15 – Ilustração das etapas do <i>healing</i> em material asfáltico	56
Figura 16 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 30° C	63
Figura 17 - Estrutura química do PET	67
Figura 18 - Estrutura química do EMA	69
Figura 19 - Estrutura química do EMA-GMA	69
Figura 20 – Evolução do índice de reciclagem do PET	71
Figura 21 – Etapas da pesquisa	75
Figura 22 - Curvas dos resultados de viscosidades CAP 50/70 70 e AMP 55/75 antes e após RTFOT	78
Figura 23 – PET Micronizado & Polímero Reativo (EMA-GMA) & Ácido Polifosfórico (PPA)	79
Figura 24 – Agitador mecânico utilizado para realização da modificação dos ligantes	80
Figura 25 – Curvas dos resultados de viscosidades A1, M1, M2 e M3 antes e após RTFOT	81
Figura 26 - Espectros de FTIR para as amostras de ligantes: a) pré RTFOT b) pós RTFOT.....	84
Figura 27 - Espectros de FTIR para as amostras C1, C2 e C3.....	86
Figura 28 - Espectros de FTIR para o PET.....	87
Figura 29 - Curva granulométrica dos agregados utilizados	88
Figura 30- Fluxograma da Dosagem Superpave.....	89
Figura 31 – Aplicativo FASTENG para dosagem de misturas asfálticas	90
Figura 32 – Faixas granulométrica adotada para a dosagem SUPERPAVE	91
Figura 33 – Corpos de Provas moldados no teor inicial para cada curva granulométrica.....	92

Figura 34 – %Gmm versus número de giros	92
Figura 35 – Gmm para os teores avaliados	95
Figura 36 – Ilustração gráfica do fator de fadiga do ligante	98
Figura 37 – Corpo de prova posicionado para início do ensaio (acima) e corpos de prova antes e após a realização do ensaio	102
Figura 38 – Gráfico da curva de número de ciclos versus deformação permanente acumulada	103
Figura 39 – Curvas de integridade (C) versus dano acumulado (S) de ligantes asfálticos.	111
Figura 40 – Simulação das curvas de Wohler de ligantes asfálticos a partir do teste LAS.	111
Figura 41 – Resultados de resistência à tração direta por compressão diametral.....	113
Figura 42 – Resultados de módulo de resiliência	114
Figura 43 – Resultados do dano por umidade induzido.....	115
Figura 44 – Resultados da deformação permanente	116
Figura 45 – Número de ciclos até a falha versus diferença de tensões	118
Figura 46 – Número de ciclos até a falha versus deformação específica resiliente	118
Figura 47 – Curvas mestras das misturas das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala log-log.....	120
Figura 48 – Curvas mestras das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala semi-log.....	120
Figura 49 – Curvas mestras de ângulo de fase das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C.....	121
Figura 50 – Curvas log (aT) para as misturas estudadas (20°C temperatura de referência).	122
Figura 51 – Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase versus número de ciclos de ensaio de fadiga	124
Figura 52 – Curvas características de dano das misturas asfálticas estudadas (25°C temperatura de ensaio). 125	125
Figura 53 – Critério de ruptura baseado no GR	127
Figura 54 – Ciclos de fadiga calculados para deformações pré-estabelecidas de 130 μ S, 155 μ S e 180 μ S.	128
Figura 55 – Critério de ruptura baseado no DR.....	128
Figura 56 – Exemplo de dados coletados de módulo dinâmico e ângulo de fase para um ensaio de fadiga em tração direta com períodos de repouso.....	129
Figura 57 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 25° C	130
Figura 58 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 25° C	130
Figura 59 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 25° C	131
Figura 60 – Resultados dos ensaios cíclicos: prolongamento na vida de fadiga com e sem períodos de repouso	133

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AFM – Microscopia de Força Atômica

AMP – Asfalto Modificado por Polímero

AMPT – Asphalt Mixture Performance Tester

ANP – Agência Nacional de Petróleo

ASTM – *American Society for Testing Materials*

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CGS – Compactador Giratório SUPERPAVE

CP – Corpo de Prova

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

DMR – Dynamic Modulus Ratio

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DUI – Dano por Umidade Induzida

EMA – Etileno Metil Acrilato

EVA – Etileno-Acetato de Vinila

FEL – Fatigue Endurance Limit

BFF – Binder Fatigue Factor

FFL – Fator de Fadiga do Ligante

FFM – Fator de Fadiga da Mistura

FN – Flow Number

FTIR – Fourier Transform Infrared

G_{mb} – Massa Específica Aparente Estimada

G_{mm} – Densidade Máxima da Mistura

GMA – Glicidil Metacrilato

HDPE – Polietileno de Alta Densidade

IDT – Indirect Tensile Test

LAS – *Linear Amplitude Sweep*

LEP – Laboratório de Engenharia de Pavimentos

LVDT – Linear Variable Differential Transformers

LVE – Comportamento Linear Viscoelástico

MD – Módulo Dinâmico

MR – Módulo de Resiliência

MSCR – Multiple Stress Creep Recovery

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

PET – Polietileno tereftalato

PG – Performance Graded Asphalt Binder

PB – Paraíba

PP – Polipropileno

PPA - Ácido Polifosfórico

RBV – Relação Betume x Vazios

RET – Terpolímeros Reativos de Etileno

RRT – Resistência Retida à Tração

RT – Resistência à Tração por Compressão Diametral

RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test*

SBR - Styrene Butadiene Rubber

SBS - Styrene Butadiene Styrene

SCB – Semi – Circular Bend Test

SUPERPAVE – Superior Performing Pavements

S-VECD - Simplified Viscoelastic Continuum Damage

UFCG – Universidade Federal de Campina Grande

VECD – Volume Efetivo de Carga Dinâmica

VAM – Vazios do Agregado Mineral

V_v – Volume de Vazios

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	21
1. INTRODUÇÃO	21
1.1 OBJETIVOS.....	24
1.1.1 OBJETIVO GERAL	24
1.1.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	24
CAPÍTULO 2	25
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	25
2.1 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS	25
2.1.1 FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	33
2.1.2 FADIGA POR TRAÇÃO-COMPRESSÃO DIRETA (UNIAXIAL).....	35
2.1.3 CRITÉRIOS DE RUPTURA.....	36
2.1.4 MODELOS DE FADIGA	37
2.2 VISCOELASTICIDADE DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS	38
2.3 MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTINUO (VECD).....	48
2.3.1 PRINCÍPIO DA CORRESPONDÊNCIA ELÁSTICO-VISCOELÁSTICO.....	50
2.3.2 TEORIA DO TRABALHO POTENCIAL	53
2.4 SELF-"HEALING" EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	54
2.4.1 "HEALING" EM MACROESCALA	55
2.4.2 "HEALING" EM MICROESCALA	56
2.4.3 "HEALING" EM MESOESCALA.....	57
2.4.4 CONDIÇÕES QUE INFLUENCIAM O "HEALING"	57
2.4.5 MATERIAIS.....	58
2.4.5.1 Características do ligante asfáltico.....	58
2.4.5.2 Características de misturas asfálticas.....	59
2.4.6 CONDIÇÕES AMBIENTAIS	60
2.4.6.1 Período de repouso	60
2.4.6.2 Temperatura	60
2.4.6.3 Umidade	61

2.4.6.4	Tipo de carregamento	61
2.4.7	ENSAIOS MECÂNICOS PARA INVESTIGAÇÃO DO “HEALING”	62
2.5	LIGANTES MODIFICADOS POR ADIÇÃO DE POLIMERO	64
2.5.1	POLÍMEROS UTILIZADOS PARA MODIFICAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS.....	66
2.5.2	PET UMA SOLUÇÃO AMBIENTAL	70
2.5.3	POLÍMEROS REATIVOS.....	71
2.5.4	ÁCIDO POLIFOSFÓRICO.....	72
2.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74

CAPÍTULO 3 **75**

3. MATERIAIS E MÉTODOS..... **75**

3.1	PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DOS MATERIAIS	75
3.1.1	LIGANTE ASFÁLTICO.....	75
3.1.2	CAP 50/70 MODIFICADO	78
3.1.3	ANÁLISES DE INFRAVERMELHO PARA LIGANTE ASFÁLTICO.....	84
3.1.4	AGREGADOS.....	87
3.2	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	89
3.2.1	DOSAGEM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	89
3.3	MÉTODOS	97
3.3.1	LINEAR AMPLITUDE SWEEP (LAS)	97
3.3.2	MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVAS	98
3.3.3	ENSAIOS MECÂNICOS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	99
3.3.3.1	Resistência a tração por compressão diametral	100
3.3.3.2	Módulo de resiliência	100
3.3.3.3	Fadiga por compressão diametral à tensão controlada	101
3.3.3.4	Resistência a deformação permanente.....	102
3.3.3.5	Dano por umidade induzida.....	104
3.3.3.6	Ensaio de fadiga a tração direta uniaxial cíclico.....	104
3.3.4	APLICAÇÃO DO MODELO SIMPLIFICADO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTINUO	105
3.3.4.1	Caracterização viscoelástica linear.....	106
3.3.4.2	Curva característica de dano.....	107
3.3.5	PROTOCOLO DE “HEALING”	108

CAPÍTULO 4	110
4. RESULTADOS E DISCURSÕES.....	110
4.1 LIGANTES ASFÁLTICOS	110
4.1.1 LINEAR AMPLITUDE SWEEP (LAS)	110
4.2 MISTURAS ASFÁLTICAS.....	112
4.2.1 RESISTÊNCIA A TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	112
4.2.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	114
4.2.3 DANO POR UMIDADE INDUZIDA	115
4.2.4 RESISTÊNCIA A DEFORMAÇÃO PERMANENTE	116
4.2.5 FADIGA TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	117
4.2.6 MÓDULO DINÂMICO	119
4.2.7 FADIGA A TRAÇÃO DIRETA.....	123
4.2.8 FADIGA A TRAÇÃO DIRETA COM PERÍODOS DE REPOUSO	129
CAPÍTULO 5	134
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	134
5.1 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS.....	134
5.2 CONCLUSÕES FINAIS	136
5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	137
CAPÍTULO 6	138
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
ANEXOS.....	155

1. INTRODUÇÃO

A utilização de misturas asfálticas quentes como camada de revestimento é uma das soluções mais frequentemente adotadas em rodovias em todo o mundo. Portanto, compreender adequadamente o comportamento desse material sob as demandas do tráfego é essencial para otimizar sua aplicação (NETO *et al.*, 2022, CRUZ *et al.*, 2022). O pavimento asfáltico está sujeito a cargas de tráfego e variações térmicas contínuas e repetitivas, o que irá resultar em falhas devido ao surgimento e propagação de fissuras. Um passo crucial para evitar que as misturas asfálticas falhem prematuramente é a previsão da vida útil por fadiga da mistura asfáltica, garantindo que o projeto estrutural seja adequado e/ou que a mistura de asfalto correta seja escolhida.

Apesar da proporção do ligante asfáltico nas misturas asfálticas serem relativamente pequena, representando menos de 8% do total, o desempenho desses materiais é amplamente influenciado pelas propriedades viscoelásticas do ligante (BEHNOOD & GHAREHVERAN, 2019, OLIVEIRA & JÚNIOR, 2022). Como resultado, uma das estratégias amplamente adotadas para mitigar os principais problemas encontrados em pavimentações asfálticas é a modificação dos ligantes, visando aprimorar seu desempenho. Essa melhoria é alcançada por meio da incorporação de diversos tipos de modificadores e aditivos (ZHOU *et al.*, 2019, FU *et al.*, 2017). Entre os diferentes tipos de modificadores utilizados pela indústria asfáltica, os polímeros desempenham um papel de destaque devido às melhorias mecânicas e às propriedades de engenharia que proporcionam às pavimentações asfálticas.

Os ligantes asfálticos modificados com polímeros apresentam características aprimoradas, como maior aderência, coesão, rigidez e viscosidade, além de uma menor suscetibilidade às variações de temperatura em comparação com ligantes não modificados. Além disso, as misturas asfálticas que incluem polímeros demonstram uma maior resistência à deformação permanente e uma maior capacidade de suportar o surgimento de trincas por fadiga (BEHNOOD & OLEK, 2017, HASSANPOUR-KASANAGH *et al.*, 2020).

O uso do estireno-butadieno-estireno (SBS), que é o polímero elastomérico mais amplamente utilizado na pavimentação asfáltica, é eficaz na melhoria da resistência ao surgimento de trincas por fadiga e à fissuração térmica (Aurilio *et al.*, 2021). No entanto, de acordo com um estudo conduzido por Behnood e Gharehveran (Behnood & Gharehveran, 2019), o Estireno-Butadieno-Estireno (SBS) apresenta algumas desvantagens, como menor resistência à radiação ultravioleta, à oxidação e ao calor em comparação com outros modificadores. Uma estratégia eficaz para melhorar o desempenho de asfaltos é usar modificadores compostos em vez de componentes únicos. A combinação de um polímero elastomérico reativo chamado Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila (EMA-GMA) com

polietileno de alta densidade (HDPE) e ácido polifosfórico (PPA116%) resultou em um ligante de asfalto com maior resistência à deformação permanente e melhor prevenção do surgimento de trincas por fadiga em temperaturas intermediárias, em comparação com o ligante padrão modificado com SBS. Isso oferece uma alternativa promissora para a pavimentação asfáltica (GAMA *et al.*, 2018).

A produção mundial de plástico, a partir dos anos 2000, foi equivalente ao total fabricado desde a década de 1950 até o final do século XX, com expectativa de crescimento de 40% até o ano de (ENKVIST & KLEVNÄS, 2018, WIT *et al.*, 2019). Frente a essas condições, a incorporação de resíduos plásticos em ligantes asfálticos tem se mostrado uma alternativa ambientalmente e economicamente vantajosa, além de proporcionar melhoras no comportamento do ligante. Estudos apontam que a variação do percentual de 0,5 a 3,0% de Polietileno de Alta Densidade (PEAD), em massa de ligante, acresce em até 15% a recuperação elástica do ligante modificado (KARMAKAR & ROY, 2016).

A análise da ocorrência de trincas de fadiga em pavimentos flexíveis representa um desafio significativo, devido à complexidade intrínseca desse fenômeno, que requer uma compreensão abrangente de fatores como o mecanismo de fratura, as propriedades de relaxação e o regime tensão-deformação, bem como às dificuldades operacionais associadas aos métodos de ensaios convencionalmente empregados para investigar esse processo. É importante ressaltar que os resultados dos ensaios de fadiga podem variar consideravelmente com base na metodologia utilizada, no método de aplicação de carga, na geometria das amostras e no critério de falha utilizado, dentre outras variáveis relevantes (SHAN *et al.*, 2022, KACHKOUCH, 2022).

No contexto dos inúmeros modelos mecanístico-empíricos de fadiga, merece destaque o modelo S-VECD (*Simplified Viscoelastic Continuum Damage*) devido à sua sólida fundamentação na mecânica essencial e ao equilíbrio entre teoria e aplicação prática (KIM & LITTLE, 2020). O modelo VECD demonstra sua utilidade ao ser capaz de capturar a lei fundamental de dano de materiais submetidos a carregamentos repetidos em diferentes condições de ensaio, que abrangem temperaturas variadas, frequências de carregamento diversas, modos de aplicação de carga distintos, amplitudes variáveis e taxas de carregamento diversas. O modelo é empregado na previsão de respostas de materiais e na análise de falhas em ensaios de fadiga conduzidos em laboratório (KIM & LITTLE, 2020, DING *et al.*, 2020). Uma das principais vantagens desse modelo é a existência de uma única curva característica de dano, conhecida como curva de integridade (C) em relação ao dano (S). Essa curva mantém sua validade em diversas condições externas distintas, independentemente da composição asfáltica em questão. Portanto, após a conclusão dos testes de caracterização, as propriedades do material obtidas podem ser aplicadas para prever o desempenho em outros tipos de ensaios, mesmo quando há variações nas amostras ou nas condições experimentais (DANIEL & KIM, 2002).

Portanto, a combinação de tráfego intenso e condições climáticas adversas, demanda uma mistura asfáltica capaz de resistir a diversos efeitos decorrentes desses fatores, com foco na fissuração por fadiga, que é um dos principais objetos de estudo neste trabalho. Os diferentes tipos de polímeros que podem ser incorporados ao ligante asfáltico apresentam vantagens e limitações relacionadas às mudanças nas propriedades mecânicas da mistura asfáltica. Partindo deste pressuposto como um dos objetivos específicos foi estudada neste trabalho a viabilidade técnica de um ligante asfáltico modificado por polímeros e ácido polifosfórico com proporções pré-estabelecidas de forma a consolidar uma composição de aditivos que possam ser incorporados ao ligante asfáltico 50/70 (usualmente utilizado no Brasil) sem restrições de conhecimento do compósito final (Mistura asfáltica totalmente conhecida: mistura aberta) diferentemente das misturas modificadas por polímeros comercialmente utilizadas no mercado brasileiro.

O modelo simplificado viscoelástico linear S-VECD foi utilizado para a avaliação do desempenho mecânico quanto à fadiga das misturas asfálticas estudadas, permitindo uma análise da evolução do dano causado pelas solicitações de carregamentos cíclicos sob diversas condições de carga, de temperatura e de frequência. Os ligantes asfálticos estudados foram: (i) ligante asfáltico convencional (CAP 50/70), (ii) ligante contendo a combinação proposta (EMA-GMA + PET + PPA116%) ligante asfáltico convencional (CAP 50/70) e (iii) ligante asfáltico modificado por polímero estireno-butadieno-estireno (SBS-CAP 55/75), em conjunto com as granulometrias idênticas. Entre os diversos ensaios realizados podemos destacar: ensaio de LAS (*Linear Amplitude Sweep*), fadiga à tração direta, com aplicação do modelo S-VECD, e a implementação de um protocolo de “*Healing*”.

Finalmente, como objetivo geral deste trabalho, destacamos o estudo do “Fator *Healing*” (autorregeneração) no contexto da fadiga das misturas asfálticas. Este processo refere-se à capacidade do material asfáltico de se autorregenerar parcial ou totalmente de fissuras induzidas pela fadiga ao longo do tempo. O conhecimento deste fenômeno a partir de observações analíticas sobre os resultados de ensaios mecânicos pode conduzir a curvas de fadiga mais realísticas com as condições inerentes ao que acontece realmente “*in situ*”, sendo, portanto, crucial para estimativa da vida útil de revestimentos asfálticos e de minimizar os custos de manutenção e de restauração de pavimentos flexíveis submetidos a carregamentos pesados do tráfego. Assim, a avaliação do “Fator *Healing*” torna-se uma ferramenta importante para a análise do desempenho mecânico de misturas asfálticas utilizadas em revestimentos de pavimentos flexíveis (SHIRZAD *et al.*, 2019).

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho foi o estudo e a importância do “Fator *Healing*” à luz do processo de Fadiga induzido pelo o modelo S-VECD sobre misturas asfálticas convencionais e modificadas por adição de polímeros.

1.1.2 Objetivo Específicos

- Realizar análises reológicas e químicas dos ligantes asfálticos 50/70 puro, 50/70 modificado com EMA-GMA + PET + PPA, o ligante asfáltico comercial AMP 55/75 por meio de ensaios reológicos empíricos e fundamentais antes e após *Rolling Thin Film Oven Test*– RTFOT;
- Avaliar o desempenho à fadiga das misturas asfálticas com ligantes modificados por adição de polímeros por meio do ensaio de tração direta uniaxial com aplicação do modelo S-VECD, e comparar com os resultados da mistura asfáltica com ligantes de referência;
- Analisar o fenômeno da “*Healing*” das misturas asfálticas modificadas e convencional a partir da taxa de regeneração (H%) e sua relação com a vida de fadiga.

CAPÍTULO 2

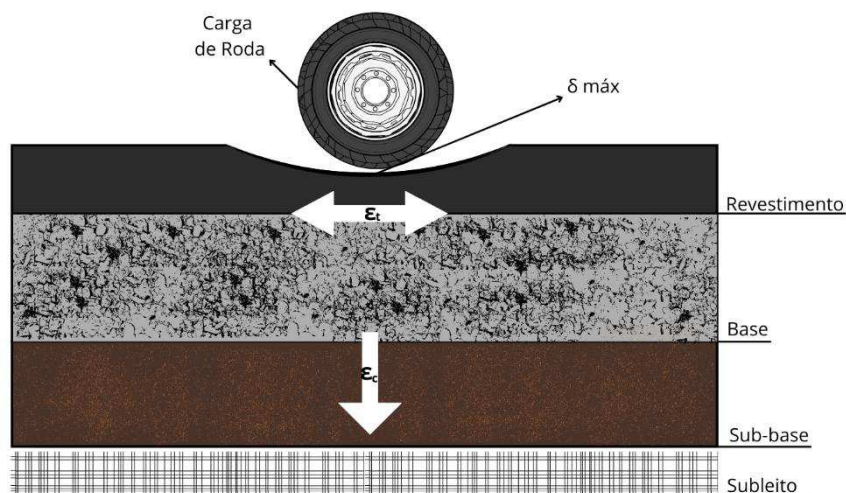
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas, ao longo de sua vida de serviço, estão sujeitas a processos de deterioração que alteram suas propriedades mecânicas, sendo a fadiga uma das principais patologias que afetam os revestimentos asfálticos (OLIVEIRA, 2021). O estudo desse fenômeno tem sido realizado ao longo dos anos, para compreensão e modelagem corretamente desse mecanismo de deterioração, entretanto a engenharia rodoviária ainda enfrenta dificuldades nesse aspecto, visto que grande parte dos pavimentos apresentam trincamento prematuro, não atendendo ao tempo de vida de projeto (KACHKOUCH *et al.*, 2022).

A fadiga de um material é caracterizada como um fenômeno no qual ocorrem mudanças estruturais permanentes, progressivas e localizadas em um ponto do material sujeito a tensões e deformações variáveis. Esse processo resulta na formação de fissuras na fibra inferior do revestimento que, ao se propagarem, podem levar à ruptura após um determinado número de ciclos (ASTM, 1979). A fadiga ocorre quando o material é submetido a um estado de tensões e deformações repetidas, mesmo que a carga aplicada seja inferior à carga de ruptura. Ao longo de um número elevado de ciclos de carregamento, podem surgir trincas que eventualmente levam à ruptura do material. Em outras palavras, a fadiga trata da perda de resistência do material quando solicitado por uma carga repetida (LOPES, 2022).

Figura 1 – Ilustração das tensões de um pavimento

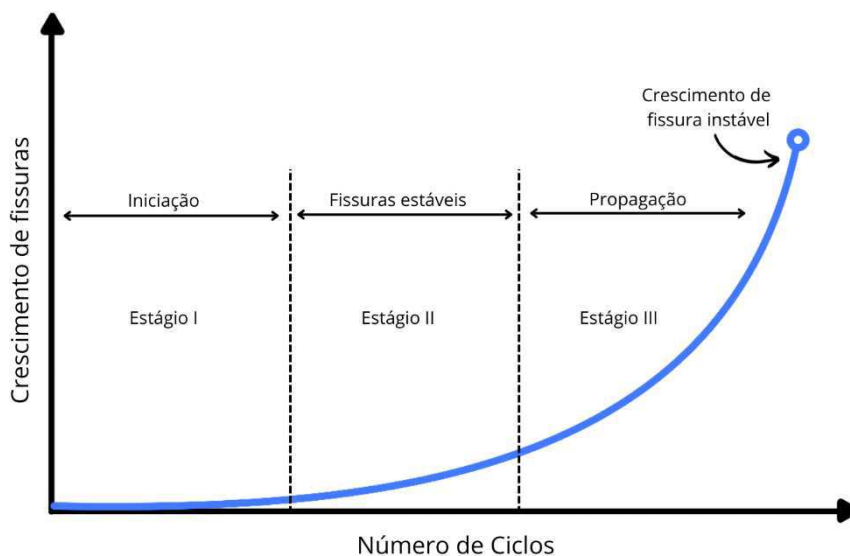


Fonte: Adaptado de Franco (2007)

No dimensionamento de uma estrutura de pavimento flexível, é de suma importância analisar as características relacionadas ao comportamento à fadiga como parâmetros essenciais em um projeto de pavimentos (LOPES, 2022). Dentre os agentes que ocasionam a fadiga, além das tensões críticas provenientes do carregamento do tráfego, a rigidez das misturas também desempenha um papel significativo (OLIVEIRA, 2021). A fadiga ocorre devido a ações mecânicas e ambientais que afetam a vida útil do material.

A ruptura por fadiga nos revestimentos asfálticos ocorre em três estágios (Figura 2). No primeiro estágio, ocorre o início do fissuramento com fissuras microscópicas. Essa fase representa apenas uma pequena parte da vida de fadiga. No segundo estágio, as microfissuras crescem até atingir um comprimento crítico de cerca de 7,5 mm, formando uma trinca estável que consome a maior parte da vida de fadiga do material. No terceiro estágio, ocorre a propagação instável das trincas até atingirem a superfície do pavimento, resultando na ruptura (DAPPER, 2020).

Figura 2 – Estágios do fenômeno de fadiga



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

Os estágios da fadiga em misturas asfálticas podem ser entendidos por meio de estudos laboratoriais, onde a evolução do processo de degradação pode ser dividida por fases distintas: fase de condicionamento, fase estável e fase de ruptura (PINTO 1991).

- I. Fase de Condicionamento: é quando há um aumento das deformações permanentes com alguma intensidade. Em termos de vida útil do pavimento, essa fase corresponde a menos de 5% do corpo de prova;
- II. Fase Estável: Nessa fase ocorre o surgimento das primeiras trincas visíveis na parte externa do corpo de prova, correspondendo a 70% da vida útil do corpo de prova;

- III. Fase de Ruptura: Passando da fase estável de ruptura já é observado um acréscimo acelerado das deformações elásticas e plásticas levando a ruptura do corpo de prova. Essa fase corresponde a 25% da vida útil do corpo de prova.

O fenômeno de fadiga não somente ocorre devido à ação de tensões críticas do carregamento do tráfego, mas também é agravado devido às condições da composição da mistura (agregado e ligante asfáltico), fatores ambientais, entre outras variáveis como condições de rigidez e volumetria da mistura (PINTO 1991; SAFAEI; CASTORENA; KIM, 2016). No Quadro 1 estão apresentados os fatores que afetam o comportamento à fadiga de misturas asfálticas.

Quadro 1 – Fatores que afetam o comportamento à fadiga de misturas asfálticas

Fatores de carga	<ul style="list-style-type: none"> -Magnitude do carregamento -Tipo do carregamento; tensão ou deformação controlada -Frequência, duração e intervalo de tempo entre aplicações sucessivas do carregamento -Histórico de tensões: carregamento simples ou composto -Forma do carregamento: triangular, quadrado etc.
Fatores de mistura	<ul style="list-style-type: none"> -Tipo do agregado, forma e textura -Granulometria do agregado -Penetração do ligante asfáltico -Teor de ligante -Temperatura
Fatores ambientais	<ul style="list-style-type: none"> -Temperatura -Umidade -Radiação
Outras variáveis	<ul style="list-style-type: none"> -Modulo de resiliência ou rigidez -Volume de vazios da mistura asfáltica

Fonte: Adaptado Pinto (1991)

- a) **Fatores de carga:** O trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos é causado pelas tensões e deformações geradas no revestimento devido à ação do tráfego. A velocidade e a carga dos veículos são fatores determinantes na forma como essas tensões se desenvolvem na camada. Nos ensaios de laboratório, busca-se reproduzir fielmente as condições impostas pelo tráfego, realizando testes sob tensão ou deformação controlada, variando a forma da onda de carregamento e a duração do pulso de carga. A escolha entre ensaios de deformação controlada (para pavimentos com revestimento asfáltico delgado) e ensaios de tensão controlada (para pavimentos com revestimentos espessos) pode influenciar nos resultados, uma vez que a taxa de propagação de fissuras difere entre eles. Além disso, a vida de fadiga obtida nos ensaios sob tensão controlada tende a ser menor do que nos ensaios sob deformação controlada. A

velocidade dos veículos, o tipo de rodado e a espessura da camada de concreto asfáltico também afetam a relação entre a duração do carregamento e as tensões que atingem a parte inferior da camada (MEDINA e MOTTA, 2015).

- b) **Fatores de mistura:** Diversos fatores têm influência na vida de fadiga das misturas asfálticas, de acordo com as informações complementares de Fontes (2009). Misturas usinadas com ligantes mais duros demonstram menor susceptibilidade às variações de temperatura, o que resulta em uma maior vida de fadiga. Por outro lado, quando o teor de ligante é inferior ao considerado ótimo, a vida de fadiga é reduzida. Ensaio que permitem períodos de repouso revelam o fenômeno de regeneração, onde a mistura apresenta capacidade de recuperação e ganho de vida útil. A forma dos agregados, especialmente a porosidade, tem influência indireta na duração da vida das misturas betuminosas, pois agregados mais porosos aumentam a probabilidade de falhas e redução na vida de fadiga. Além disso, a porcentagem de filler influencia a rigidez da mistura, sendo que um teor ótimo de filler está associado a uma maior vida de fadiga, embora fillers com alta superfície específica possam diminuir a resistência à fadiga. Esses fatores ressaltam a complexidade das propriedades das misturas asfálticas e destacam a importância de um projeto adequado e controle rigoroso durante sua produção e aplicação (GAO; LING; ZHANG, 2020).
- c) **Fatores ambientais:** A condição ambiental exerce influência nas propriedades da mistura asfáltica, afetando sua rigidez e, conseqüentemente, a tensão ou deformação no pavimento. Os materiais asfálticos apresentam uma dependência em relação à temperatura, sendo mais rígidos em temperaturas mais baixas e menos rígidos em temperaturas mais altas. O envelhecimento do ligante asfáltico também contribui para o aumento da rigidez da mistura, o que pode comprometer sua capacidade de resistir à fissuração, uma vez que a fragilidade aumenta (TONIAL *et al.*, 2001; BESERRA *et al.*, 2023).
- d) **Outras variáveis:** A estrutura do pavimento, incluindo suas espessuras e o módulo das camadas, desempenha um papel crucial na propagação da fissuração por fadiga no revestimento asfáltico. De acordo com Hu *et al.* (2008), o módulo da mistura asfáltica tem influência na localização potencial do início das trincas. Em camadas com uma mistura asfáltica de alto módulo, a localização do início do trincamento por fadiga depende da espessura do revestimento. Porém, em camadas com uma mistura de baixo módulo, as trincas podem ocorrer simultaneamente de baixo para cima e de cima para baixo, independentemente da espessura do revestimento. Além disso, a relação entre o módulo do revestimento e o da camada subjacente também desempenha um papel relevante, onde uma maior diferença de módulos resulta em maior deformação de tração na base do revestimento, reduzindo sua vida de fadiga.

As propriedades da mistura asfáltica, como o tipo de mistura, teor e tipo de ligante asfáltico, assim como o volume de vazios, também influenciam a propagação da fissuração por fadiga. Essas propriedades afetam a rigidez, propriedades viscoelásticas e de fratura da mistura. Além disso, um menor volume de vazios, alcançado por meio de um processo adequado de compactação, contribui para uma maior vida de fadiga, independentemente do modo de carregamento. Esses aspectos ressaltam a importância de considerar a interação entre a estrutura do pavimento e as propriedades da mistura asfáltica durante o projeto e construção de pavimentos resilientes, capazes de resistir à fissuração por fadiga (TANGELLA *et al.*, 1990; LOPES, 2023).

Os primeiros estudos registrados sobre fadiga foram realizados em 1837 por Wilhelm Albert. Nesse contexto, ele propôs uma relação entre cargas aplicadas e a durabilidade de correntes transportadoras usadas em minas (SCHUTZ, 1996). O conceito de vida finita de fadiga para materiais foi introduzido nos trabalhos de Wöhler em 1860. Wöhler desenvolveu um método para medir as deformações em eixos de trem durante viagens, submetendo os eixos a cargas estáticas em laboratório para simular as deformações encontradas no campo. Ele também estimou a carga máxima que uma composição de trem poderia suportar para garantir uma durabilidade de 200.000 ciclos (SCHUTZ, 1996). Esse conceito é semelhante ao que hoje é conhecido como limite de resistência à fadiga (*FEL - Fatigue Endurance Limit*) para a vida útil de um projeto.

A partir de 1860, Wöhler realizou avanços significativos no desenvolvimento de equipamentos de fadiga capazes de testar a flexão e torção de materiais com diferentes frequências e solicitações. Em 1870, ele apresentou as conhecidas "Leis de Wöhler", que ainda são utilizadas atualmente. Essas leis afirmam que um material pode sofrer ruptura quando submetido a um grande número de repetições de cargas, mesmo que cada carga seja menor do que a sua resistência ao carregamento estático. Além disso, é mencionado por Schutz (1996) que as amplitudes de tensão desempenham um papel crucial na deterioração da coesão dos materiais.

De acordo com Kareem e Chandra (2012), Hveem foi um dos primeiros pesquisadores a relatar casos de falha por fadiga em pavimentos asfálticos devido a cargas repetidas em solos altamente resilientes. Suas observações revelaram uma correlação entre fissuras, falhas por fadiga e as deflexões medidas nos locais onde veículos passavam. Ainda sugeriu que um pavimento deve ser projetado levando em consideração a capacidade de suportar deflexões ou possuir rigidez suficiente para reduzi-las a níveis aceitáveis, além de resistir à fadiga ao longo de sua vida útil.

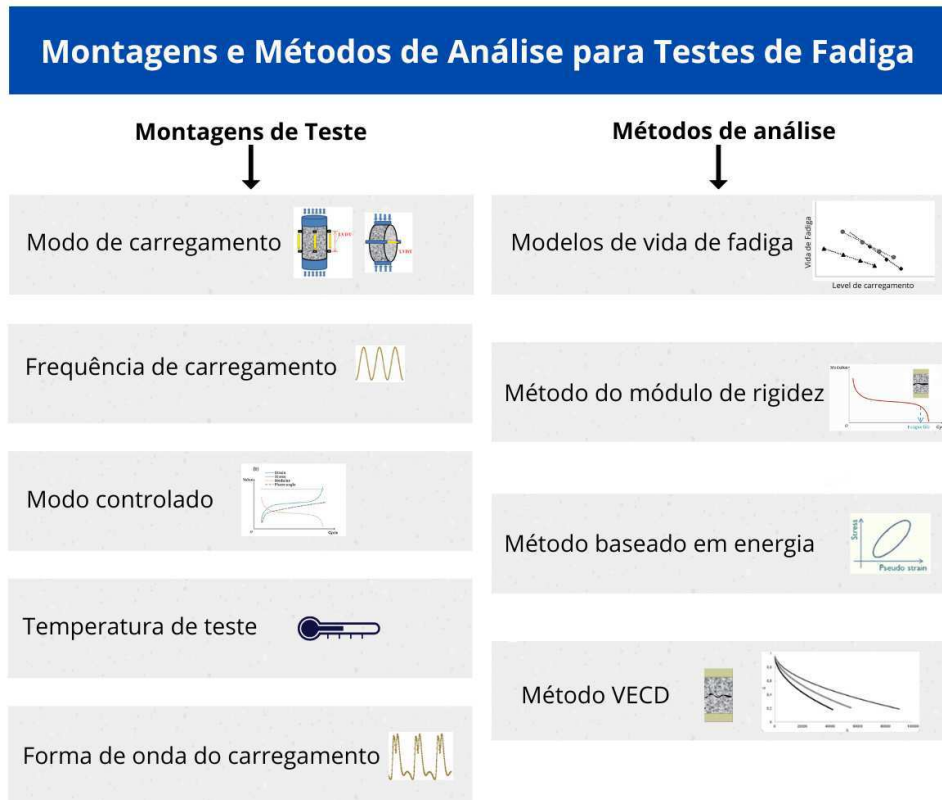
Pell *et al.* (1961) propuseram um modelo de fadiga para misturas asfálticas, baseado em regressão, que relaciona o número de ciclos até a ruptura com a amplitude de deformação aplicada ao

material durante ensaios laboratoriais. Esse modelo estabeleceu uma relação única entre fadiga e deformação de tração. Por sua vez, Preussler *et al.* (1981), no Brasil, apresentaram os primeiros modelos para determinar a vida útil de fadiga de misturas asfálticas.

De acordo com Nunez (2013) e com Gao, Li e Zhang (2020), esses modelos utilizaram ensaios de tração indireta por compressão diametral e levaram em consideração a tensão de tração. De forma internacional, os primeiros estudiosos, a correlacionar o carregamento cíclico com as trincas nos pavimentos flexíveis foram Porter (1942), Nijboer e Van der Poel (1953), Hveem (1955) e Moavenzadeh (1971).

A análise do comportamento à fadiga de misturas asfálticas pode ser conduzida em laboratório por meio de diferentes configurações de ensaios, aplicando-se carregamentos cíclicos com controle de frequência, temperatura, tensão ou deformação. Esses ensaios visam simular as condições dinâmicas de carga impostas pelo tráfego de veículos nas rodovias aos pavimentos de concreto asfáltico, embora sejam realizados sob condições climáticas e de carga restritas. No entanto, reproduzir todas as variações de condições encontradas em uma estrutura de pavimento real é extremamente desafiador devido à ampla variedade de tipos de eixos rodoviários, cargas, intervalos entre carregamentos, velocidade dos veículos e condições climáticas às quais uma mistura asfáltica está exposta ao longo de sua vida útil (AURILIO *et al.*, 2021). Abaixo está descrito que as montagens dos ensaios podem variar quanto ao modo de carregamento, frequência de carregamento, modo controlado (tensão e deformação), temperatura e forma de carregamento, como também podem ser atribuídos diferentes métodos de análise como: modelos de vida de fadiga, método de módulo de rigidez, método baseado na energia e método VECD (Figura 3).

Figura 3 – Tipos de ensaio para determinação da vida de fadiga



Fonte: adaptado de Huailei Cheng *et al.* (2022)

Em um único ensaio, não é possível simular todas as variações de condições existentes. Portanto, para uma caracterização adequada e modelagem precisa desse comportamento, levando em consideração todas as variáveis possíveis do ambiente de campo, sem a necessidade de realizar uma grande quantidade de ensaios, é necessário recorrer a um modelo mecanístico associado (UNDERWOOD *et al.*, 2012). Esse modelo pode auxiliar na compreensão do comportamento à fadiga das misturas asfálticas, considerando as múltiplas variáveis envolvidas, proporcionando uma abordagem mais abrangente e representativa.

Dado que as condições encontradas em campo são altamente variáveis, há uma diversidade de tipos e configurações de ensaios laboratoriais para simular de maneira apropriada essas condições. Entre os ensaios de fadiga em misturas asfálticas, destacam-se o ensaio de tração sob compressão diametral, o ensaio de flexão em vigas prismáticas ou trapezoidais, e o ensaio de tração direta (TANGELLA *et al.*, 1990; AKBARI e MODARRES, 2018).

Na Figura 4, são apresentadas diferentes configurações de ensaios, observando-se que somente o ensaio de tração/compressão direta apresenta um carregamento considerado homogêneo, ou seja, as tensões desenvolvidas são constantes ao longo da amostra.

Figura 4 – Tipos de ensaio para determinação da vida de fadiga

Modo de Carregamento	Diagrama esquemático	Especificação/referência
Uniaxial Compressão/Tração		AASHTO (2018), Di Benedetto <i>et al.</i> (2011), Witczak <i>et al.</i> (2013), Zeiada <i>et al.</i> (2014)
Flexão de vigas		CEN (2018a), Ren <i>et al.</i> (2021), Sun <i>et al.</i> (2018)
		AASHTO (2014a), ASTM (2010), CEN (2018a), Research Institute of Highway of Ministry of Transport (2011)
Tração indireta		CEN (2018a), Cheng <i>et al.</i> (2021a), Nguyen <i>et al.</i> (2013)
		AASHTO (2016), CEN (2018b)
Cisalhamento dinâmico		AASHTO (2014), Ahmed e Khalid (2015), Apostolidis <i>et al.</i> (2018)

Fonte: adaptado de Huailei Cheng *et al.* (2022)

O ensaio de fadiga por compressão diametral, é amplamente difundido no país. Nesse ensaio, corpos de prova cilíndricos são submetidos a uma tensão controlada, em que a tensão σ é repetidamente aplicada de forma constante através da força vertical distribuída no friso da geratriz, até que o corpo de prova atinja a ruptura (MEDINA, 1997). Esse método é utilizado para avaliar a resistência à fadiga de materiais asfálticos.

A partir dos anos 1990, vários pesquisadores têm adotado abordagens mecânicas para a modelagem da fadiga em materiais. Dentre essas abordagens, destaca-se o uso do parâmetro de energia dissipada por ciclo de carregamento como indicador do processo de iniciação e propagação de fissuras, que levam à fadiga do material (RODRIGUES, 1991; GHUZLAN e CARPENTER, 2000; SHEN e CARPENTER, 2007; SHEN e LU, 2011; ABOJARADEH, 2013; ZHANG e OESER, 2021; NAN *et al.*, 2021). Além disso, a teoria do dano contínuo tem sido aplicada para estudar o fenômeno de fadiga (KIM *et al.*, 2002; UNDERWOOD *et al.*, 2012; NASCIMENTO, 2015). Essas abordagens têm contribuído significativamente para a compreensão e análise da fadiga em materiais, proporcionando compreensão

importantes para o desenvolvimento de estratégias de melhorias e prolongamento da vida útil dos materiais (SILVA e FARIAS, 2020).

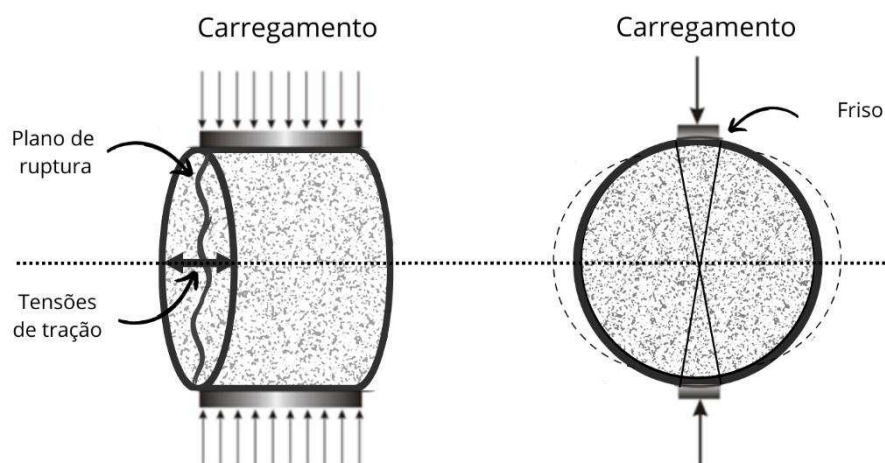
2.1.1 Fadiga por compressão diametral

O ensaio de compressão diametral foi criado para determinar a resistência a tração de concretos de cimento Portland, por Fernando Lobo Carneiro em 1943. O ensaio brasileiro, também conhecido como método adaptado para cargas repetidas em misturas asfálticas, é amplamente utilizado para determinar a vida útil em fadiga da mistura (ARAO, 2014).

O ensaio de fadiga à compressão diametral, como o próprio nome sugere, consiste na aplicação de uma carga de compressão no CP (Corpo de Prova), resultando no desenvolvimento de uma tensão de tração uniforme paralela ao plano de aplicação da carga e ao plano vertical diametral. Esse ensaio, de execução relativamente simples, é considerado um método eficaz para caracterizar as propriedades dos materiais, como o módulo de rigidez e o coeficiente de Poisson (OLIVEIRA, 2021).

No ensaio de fadiga, a carga aplicada é mantida constante enquanto o carregamento é realizado de forma cíclica, com uma frequência de um ciclo por segundo. O ciclo consiste em 0,1 segundos de aplicação da carga, seguidos por 0,9 segundos de repouso. O corpo de prova utilizado possui formato cilíndrico e é submetido ao carregamento na direção vertical diametral, conforme demonstrado na Figura 5. Durante esse ensaio, ocorre o desenvolvimento indireto de tensões de tração no diâmetro perpendicular ao carregamento, resultando em uma ruptura ao longo desse diâmetro carregado (BRITO, 2006).

Figura 5 – Esquema de carregamento



Fonte: adaptado de Brito (2006)

No ensaio de fadiga por compressão diametral de tração indireta sob tensão controlada, o carregamento vertical diametral pulsante gera uma tensão de tração perpendicular à direção da carga aplicada, resultando na ruptura do corpo de prova ao longo do plano diametral vertical central. A vida de

fadiga é determinada pelo número total de ciclos de carga que levam à ruptura do corpo de prova em cada nível de tensão (SILVA e FARIAS, 2020). Esse ensaio é utilizado para realizar análises estimadas em laboratório, que são posteriormente aplicadas no dimensionamento de pavimentos asfálticos. Essas análises são comparadas com dados reais de tráfego, permitindo prever o percentual de área trincada no pavimento (DNIT, 2018).

Conforme mencionado pelo DNIT (2018), a vida de fadiga no ensaio de fadiga por compressão diametral com tensão controlada é expressa pelo número N de solicitações necessárias para o término do ensaio. Essa vida de fadiga pode ser correlacionada com a tensão de tração inicial (σ_t), a deformação de tração inicial (ϵ_i), a diferença de tensões no centro da amostra ($\Delta\sigma$) ou a relação entre a tensão aplicada e a resistência à tração estática. Essas relações podem ser descritas por meio de modelos logarítmicos, como ilustrado pelas Equações de 1 a 4:

$$N = K1 \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^{n1} \quad (\text{Equação 1})$$

$$iN = K2 \left(\frac{1}{\epsilon_i} \right)^{n2} \quad (\text{Equação 2})$$

$$N = K1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n3} \quad (\text{Equação 3})$$

$$N = K1 \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_r} \right)^{n4} \quad (\text{Equação 4})$$

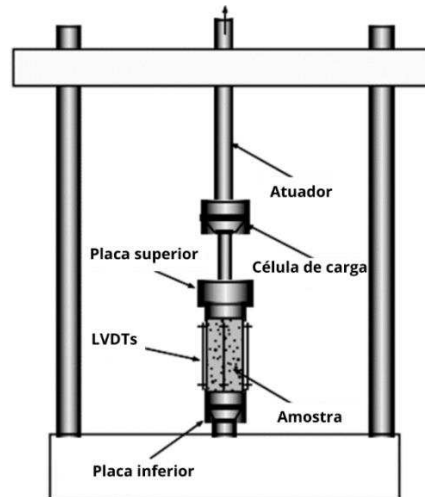
Na fadiga por compressão diametral com tensão controlada, o número de repetições de carga necessárias para a ruptura do corpo de prova, representado por N , pode ser relacionado a diferentes parâmetros. A tensão de tração aplicada é denotada por σ_t , a deformação de tração inicial é ϵ_i , a diferença entre as tensões horizontal e vertical é $\Delta\sigma$, a resistência à ruptura estática do material é σ_r , e k_i e n_i são parâmetros experimentais obtidos durante o ensaio. Esses parâmetros são utilizados em equações específicas para estabelecer a relação entre a vida de fadiga e as propriedades do material, assim como as condições de teste (DNIT, 2018).

No método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos adotado no Brasil, é reconhecido que a diferença entre as tensões máximas de compressão e tração na face inferior da camada de revestimento ($\Delta\sigma$) tem um papel crucial no desencadeamento do trincamento por fadiga no revestimento. Essa diferença de tensões é considerada como o fator predominante e principal na análise e dimensionamento dos pavimentos, levando em consideração os efeitos da fadiga e sua influência na durabilidade e no desempenho do revestimento (QUEIROZ *et al.*, 2023).

2.1.2 Fadiga por tração-compressão direta (uniaxial)

O ensaio uniaxial cíclico de fadiga a tração-compressão, descrito na norma AASHTO TP 107-14 - Método Padrão para Determinar a Curva Característica de Danos de Misturas Asfálticas a partir de Testes de Fadiga Cíclica por Tração Direta, envolve a aplicação de uma deformação senoidal constante em corpos de prova cilíndricos até a sua completa ruptura. Durante o ensaio, são coletados dados de deformação, carga, ângulo de fase e módulo dinâmico. Esses parâmetros são essenciais para avaliar o desempenho da mistura asfáltica em relação à fadiga e auxiliam na determinação da sua resistência e durabilidade (BAPTISTA, 2006). Na Figura 6 está apresentado o equipamento utilizado para realização do ensaio.

Figura 6 – Equipamento ensaio de fadiga a tração-compressão



Fonte: Adaptado de AASHTO TP 107-14

Segundo Reese (1997) e Lopes (2023) no ensaio de fadiga por tração-compressão direta, é possível realizar uma avaliação da evolução da rigidez do material até que ocorra a sua ruptura. Esse ponto de ruptura pode ser identificado pelo desenvolvimento do ângulo de fase durante o ensaio. O autor destaca ainda que os resultados obtidos nesse ensaio são modelados utilizando a abordagem da mecânica do dano contínuo, mais especificamente por meio do modelo viscoelástico S-VECD (*Simplified Viscoelastic Continuum Damage*).

Na metodologia adotada, as amostras são submetidas a um estado de tensões e deformações uniformes e homogêneas, o que torna mais fácil a compreensão do fenômeno, conforme apontado por Di Benedetto *et al.* (2004) e Zeiada *et al.* (2016).

Uma vantagem significativa desse método em relação a outros é a rapidez do ensaio, permitindo a obtenção das curvas de dano em cerca de cinco dias, incluindo a caracterização linear viscoelástica com os resultados do módulo dinâmico. Em contraste, outros métodos podem levar semanas para obter as curvas de fadiga. Além disso, essa abordagem requer um número reduzido de corpos de prova para

a caracterização do dano, resultando em uma matriz experimental mais concisa, como mencionado por Nascimento (2015) e Mocelin (2018).

2.1.3 Critérios de ruptura

Existem diversas abordagens utilizadas em ensaios de fadiga para determinar a falha, as quais apresentam divergências sobre qual critério é o mais adequado para determinar o fim da vida útil do concreto asfáltico. Vários critérios têm sido propostos, levando em consideração diferentes parâmetros (ABOJARADEH, 2013; SABOURI e KIM, 2014; WANG *et al.*, 2018; NAN *et al.*)

Os critérios clássicos de falha em ensaios de fadiga consistem na redução, geralmente em cerca de 50%, do módulo inicial da amostra (ou da rigidez) (TAYEBALI *et al.*, 1992; HARVEY *et al.*, 1995; SHEN e LU, 2011; NAN *et al.*, 2022), ou na ruptura total da amostra, registrando o número de ciclos quando o corpo de prova se rompe (PELL *et al.*, 1961; TAYEBALI *et al.*, 1994, DNIT 183, 2018, AMERI; MANSOURKHAKE; DARYAEE, 2019). Segundo o critério de redução do módulo inicial, a falha da amostra ocorre quando o módulo ou a rigidez diminui pela metade do valor inicial.

No entanto, embora esse critério ainda seja amplamente utilizado em misturas asfálticas, diversos autores não o consideram adequado para definir a falha, pois as misturas podem apresentar capacidades diferentes de sofrer danos e, conseqüentemente, ter reduções de módulo distintas na falha (ZHANG *et al.*, 2013; SABOURI e KIM, 2014; BABADOPULOS *et al.*, 2016; CHEN; ZANG; BAHIA, 2021).

Existem vários critérios de falha baseados na energia dissipada pela amostra durante o ensaio, os quais mostram que a falha ocorre com quedas de módulo que variam de amostra para amostra, contradizendo a definição clássica de falha com uma redução de 50% do módulo inicial (MOCELIN, 2018). Um desses critérios é proposto por Pronk & Hopman em 1990, o qual analisa a taxa de dissipação de energia ao longo do ensaio. Nesse critério, a falha é definida quando o crescimento da taxa de energia em relação ao número de ciclos não é mais linear. No entanto, esse critério é dependente da forma de carregamento e pode ser difícil determinar a dispersão dos resultados deixam de formar uma linha reta, especialmente em ensaios de deformação controlada, uma vez que, na parte inicial da curva, os pontos não se alinham perfeitamente (ABOJARADEH, 2013).

Um critério de ruptura desenvolvido por Rowe e Bouldin (2000) se baseia na análise da taxa de energia reduzida, determinada pela relação entre o número de ciclos (N_i) e a rigidez da amostra nesse ciclo (S_i). Esse critério define o ponto de pico no gráfico da taxa de energia ($N_i \times S_i$) em relação ao número de ciclos como o momento de ruptura. Esse critério pode ser aplicado em ensaios de fadiga com controle de deformação ou tensão. Para ensaios de fadiga à flexão em quatro pontos, com deformação controlada, a norma AASHTO T-321 (2017) adota esse critério de ruptura (COLPO, 2019).

Alguns pesquisadores consideram que métodos baseados em energia podem ser uma abordagem válida para definir a ruptura (ABOJARADEH, 2013). No entanto, existem diferentes opiniões a respeito desse critério. Outros autores argumentam que a dissipação de energia durante o ensaio não é exclusivamente devida ao dano na amostra, mas também é influenciada pela presença de viscoelasticidade e deformação plástica (NASCIMENTO, 2015). Portanto, utilizar a dissipação de energia como critério de falha exigiria a consideração e separação desses efeitos que contribuem para a dissipação (MOCELIN, 2018).

Um critério utilizado em ensaios com modelagem de dano contínuo viscoelástico é a queda do ângulo de fase proposto por Reese (1997). Essa abordagem considera que o ângulo de fase aumenta à medida que a amostra sofre danos na forma de microtrincas, e diminui quando ocorre o surgimento de uma macrotrinca, que é definido como o ponto de ruptura. Esse critério é baseado na relação entre a queda no ângulo de fase e a redução da rigidez da mistura. No entanto, é importante destacar que a queda no ângulo de fase é um indicador experimental de ruptura e não pode ser usado para prever a vida de fadiga. Além disso, a aplicabilidade desse critério depende do modo de carregamento dos ensaios (WANG e KIM, 2017; GUDIPUDI e UNDERWOOD, 2016; AMERI; MANSOURKHAKI; DARYAEE, 2019).

2.1.4 Modelos de fadiga

Os modelos de previsão de vida de fadiga utilizados em laboratório podem ser classificados em duas abordagens: fenomenológica e mecanística. A abordagem fenomenológica se baseia em observações empíricas, como o número de ciclos até a ruptura e a deformação/tensão aplicada no ensaio (curvas de Wöhler). Já a abordagem mecanística considera parâmetros mecânicos fundamentais do material e utiliza teorias como a dissipação de energia, modelagem de dano contínuo viscoelástico e mecânica da fratura (COLPO 2014; SILVA *et al.*, 2021).

Os modelos de fadiga para misturas asfálticas são desenvolvidos com base em parâmetros relevantes para o desempenho das misturas. Eles incorporam esses parâmetros nas equações para melhor representar o comportamento da fadiga. Alguns modelos se baseiam em deformação e energia dissipada, podendo incluir outras variáveis importantes, como rigidez na flexão, perda de rigidez e propriedades volumétricas. A Tabela 1 apresenta exemplos de modelos de fadiga comumente utilizados (BABURAMANI, 1999).

Tabela 1 – Modelos de fadiga

Variáveis	Modelo	Shift-factor	Autor
Deformação (ϵ), Módulo (E) e Relação betume/vazios (RBV)	$Nf = 4,325 \times 10^{-3} \times e^{-3,291} \times E^{-0,854}$	$Nf = 18,4 + 10^{(4,84 \times [RBV - 0,69])}$	Asphalt Institute (1981)
Deformação (ϵ) e Rigidez (S)	$Nf = 14,82 - 3,291 \times \log\left(\frac{\epsilon}{10^{-6}}\right) - 0,854 \times \log\left(\frac{S}{10^3}\right)$	3 à 10 dependendo da espessura da camada e clima	Finn <i>et al.</i> (1986)
Deformação (ϵ), Rigidez (S) e Volume de ligante (Vb)	$Nf = \left[\frac{6918 \times (0,856 \times Vb + 1,08)}{S^{0,36} \times \mu\epsilon} \right]^5$	10 à 20 dependendo do nível de carregamento e clima	Shell (1978)
Relação betume-vazios (RBV) e Ponto de amolecimento (PA)	$\log Nf = -16,34 + 6,03 \times \log(RBV) + 5,99 \times \log(PA)$	-	Pell (1973)
Relação betume-vazios (RBV), deformação (ϵ) e perda de rigidez inicial (S0)	$Nf = 466,4 \times \exp^{0,052 \times (RBV)} \times (\epsilon_0)^{-3,948} \times (S_0)^{-2,27}$	13	SHRP (1994)
Energia dissipada inicial (W_0) e Relação betume/vazios (RBV)	$Nf = 2,365 \times \exp^{0,069 \times (RBV)} \times (W_0)^{-1,882}$	-	SHRP (1994)
Energia dissipada inicial (W_0), taxa de energia dissipada (Ψ) e volume de ligante (Vb)	$Nf = 205 \times (V)^{6,44} \times (W_0)^{-2,01} \times (\Psi)^{1,64}$	-	Rowe (1993)
Deformação (ϵ) e Módulo (E)	$Nf = 0,000432 \times k_1 \times C \times \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3,9492} \times \left(\frac{1}{E}\right)^{1,281}$	-	AASHTO (2004)

Fonte: Adaptado de Baburamani (1999)

O Shift-factor é um parâmetro que visa ajustar a mistura asfáltica durante o processo de projeto e construção. Ele é utilizado para corrigir as diferenças entre as condições laboratoriais, onde os ensaios são realizados, e as condições de campo, onde a pavimentação será efetivamente aplicada. Essas discrepâncias decorrem de variações de temperatura, pressão e taxa de deformação entre o laboratório e o ambiente real. Ao aplicar o Shift-factor, é possível estimar o comportamento do material asfáltico nas condições reais, considerando fatores como o tipo de mistura asfáltica, a temperatura de aplicação e a taxa de carregamento. Com essa correção, busca-se garantir que a mistura asfáltica atenda aos requisitos de durabilidade e resistência ao tráfego, essenciais para o desempenho adequado da pavimentação (ZEIADA *et al.*, 2016, QUEIROZ, 2021).

O modelo VECD (Volume Efetivo de Carga Dinâmica) tem recebido crescente atenção no cenário mundial. Essa abordagem para quantificar o dano causado por cargas dinâmicas repetitivas em pavimentos tem despertado interesse de pesquisadores e profissionais da área da pavimentação. O VECD permite uma análise mais precisa do impacto do tráfego sobre as estruturas de pavimentos, considerando a frequência da carga dinâmica aplicada, temperatura e nível de carga (CHEN; ZANG; BAHIA, 2021).

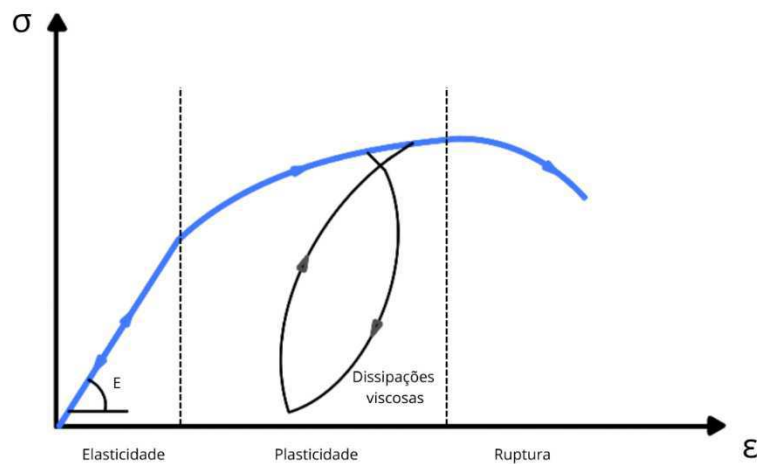
2.2 VISCOELASTICIDADE DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS

Materiais podem exibir diferentes comportamentos mecânicos, desde a elasticidade linear até a viscoelasticidade complexa. Materiais elásticos lineares respondem de forma proporcional à carga aplicada. A relação entre tensão e deformação pode ser linear e representada pela lei de Hooke ($E = \sigma/\epsilon$), ou não linear quando a tensão não é proporcional à deformação. Para ambos os casos, a tensão

(σ) depende apenas da deformação específica instantânea ($\dot{\epsilon}$), assim o caminho percorrido durante o carregamento no diagrama de tensão-deformação é superposto pelo caminho inverso no descarregamento (Figura 7) (BEJA, 2020).

Já os materiais viscoelásticos apresentam uma resposta dependente do tempo e da taxa de aplicação da carga. Suas relações tensão-deformação (Figura 7), onde a constante de proporcionalidade é denominada coeficiente de viscosidade (η), e cuja dimensão é a tensão multiplicada pelo tempo. Quando a lei de proporcionalidade é não linear, o fluido é considerado não newtoniano (QUEIROZ, 2023). Esses materiais exibem características elásticas e viscosas simultaneamente, comportando-se como um fluido Newtoniano em certos casos (ALMEIDA, 2019).

Figura 7 – Diagrama de Tensão x Deformação



Fonte: adaptado de Babadopulos (2014)

O comportamento viscoelástico abrange dois fenômenos distintos: a fluência, conhecida também como creep, e a relaxação. Na fluência, esses materiais sofrem uma deformação progressiva ao longo do tempo quando sujeitos a uma tensão longitudinal constante (σ). Por outro lado, na relaxação, ao aplicar uma deformação longitudinal constante (ϵ), a tensão exigida para manter essa deformação constante diminui continuamente com o tempo, resultando no alívio das tensões (QUEIROZ, 2023).

Uma característica crucial desses materiais é sua sensibilidade ao histórico de tensões. Assim, sua resposta mecânica não se restringe apenas ao estado de tensão atual, mas é influenciada por toda a história de solicitações a que foram submetidos. Essa particularidade confere aos materiais viscoelásticos um efeito de memória, definindo-os como substâncias com essa capacidade (KIM, 2009; ASHROURI, 2014). Em consequência, o comportamento mecânico desses materiais é sensível ao tempo e à taxa de aplicação da carga.

Os materiais viscoelásticos lineares, em contraste com equações constitutivas algébricas presentes em materiais elásticos, são descritos por integrais de hereditariedade ou Integrais de

Superposição de Boltzmann (CHRISTENSEN, 1982; BOLTZMANN, 1874) devido à sua sensibilidade ao tempo e à taxa de aplicação da carga. Quando o envelhecimento do material não é considerado, essas integrais hereditárias são referidas como integrais de convolução. Assim, para materiais viscoelásticos lineares em um cenário uniaxial e sob condições isotérmicas (sem variação de temperatura), as relações tensão-deformação são expressas através dessas integrais de convolução, conforme descritas nas Equações (5) e (6).

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t - \tau) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau \quad (\text{Equação 5})$$

$$\varepsilon(t) = \int_0^t D(t - \tau) \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} d\tau \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

$\sigma(t)$ e $\varepsilon(t)$ são a tensão e deformação no instante t , respectivamente;

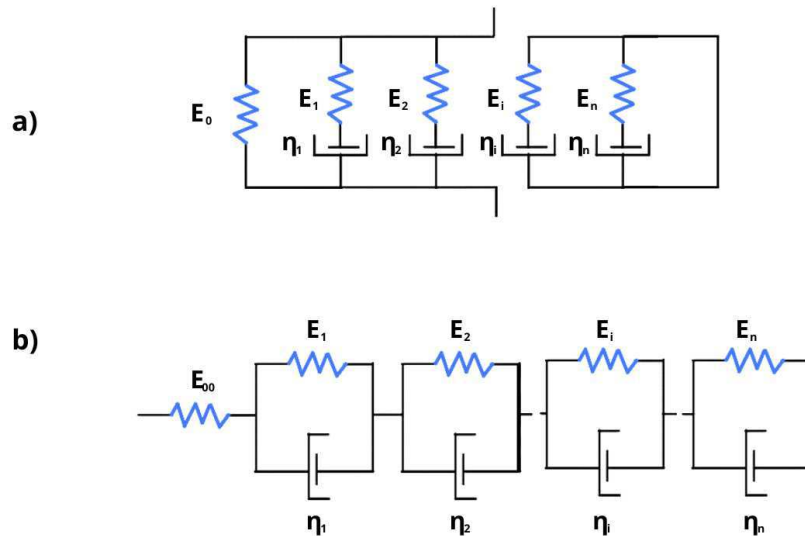
$E(t)$ e $D(t)$ são o módulo de relaxação e a função fluência, respectivamente;

τ é uma variável de integração com dimensão de tempo.

Os parâmetros fundamentais dos materiais viscoelásticos, o Módulo de Relaxação $E(t)$ e a Função Fluência $D(t)$, permitem a avaliação da resposta mecânica diante de qualquer histórico de tensão ou deformação do material. Em contraste com o módulo elástico, esses parâmetros são dependentes do tempo de aplicação da carga, viabilizando a consideração temporal em análises computacionais (BEJA, 2020). Para determinar essas propriedades, é essencial realizar estudos experimentais aplicando um nível constante de uma grandeza (tensão ou deformação) e observar a evolução ao longo do tempo da outra grandeza (tensão ou deformação) (FERRY, 1980; KIM, 2009).

Os modelos mecânicos, como os de associação de molas e amortecedores, que representam respectivamente o comportamento elástico e viscoso do material, podem ser utilizados para entender melhor o comportamento viscoelástico dos materiais asfálticos. Esses modelos, conhecidos pelos nomes dos físicos responsáveis por seu desenvolvimento, incluem o Maxwell generalizado (ou modelo de Wiechert), que se baseia na associação em paralelo de pares mola-amortecedor ligados em série (Figura 8a). Já o modelo de Voigt generalizado (ou modelo Kelvin) é caracterizado pela associação em série de pares mola-amortecedor ligados em paralelo (Figura 8b). Essas representações tentam capturar o comportamento macroscópico dos materiais viscoelásticos, embora não descrevam necessariamente o comportamento molecular dos sólidos (BEJA, 2020).

Figura 8 – a) Modelo de Maxwell generalizado (acima) e b) Modelo de Kelvin-Voigt generalizado (abaixo)



Fonte: adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

Onde η é a viscosidade e E o módulo de elasticidade do material representado na Figura 8.

Cada elemento viscoelástico é caracterizado por uma constante de tempo específica. A variável $\rho = \eta/E$ (expressa em unidades de tempo) é reconhecida como o tempo de relaxação no modelo de Maxwell, enquanto a variável $\tau = \eta/E$ (também em unidades de tempo) é identificada como o tempo de retardação no modelo de Kelvin-Voigt. Além disso, E_0 ou E_∞ é designado como o módulo de equilíbrio de longo prazo, e a fluência elástica de um elemento é o inverso de sua constante elástica $D_i = 1/E_i$.

As funções analíticas que relacionam tensão e deformação, obtidas a partir desses modelos baseados em análogos mecânicos lineares, são comumente conhecidas como séries de Prony. Essa série é uma forma amplamente utilizada e conveniente para descrever o comportamento viscoelástico linear em materiais sólidos, particularmente em materiais asfálticos (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982; BABADOPULOS, 2014; QUEIROZ, 2023). Essa abordagem funcional é amplamente adotada devido à sua capacidade de representação precisa e à facilidade de manipulação numérica de funções exponenciais.

As séries de Prony (equação 7) utilizam métodos analíticos para modelar a função de relaxação ao longo do tempo com base em dados experimentais. No modelo de Maxwell, essa técnica permite derivar uma função analítica para a diminuição da tensão ao longo do tempo, conhecida como relaxamento, quando uma deformação constante é aplicada. Isso é determinado pelo módulo de relaxação para tração uniaxial direta, calculado pela relação entre a tensão necessária e a deformação aplicada. Woldekidan (2011) destaca a possibilidade de calcular esse módulo somando as funções de relaxamento de cada elemento individual de Maxwell, considerando que as deformações são

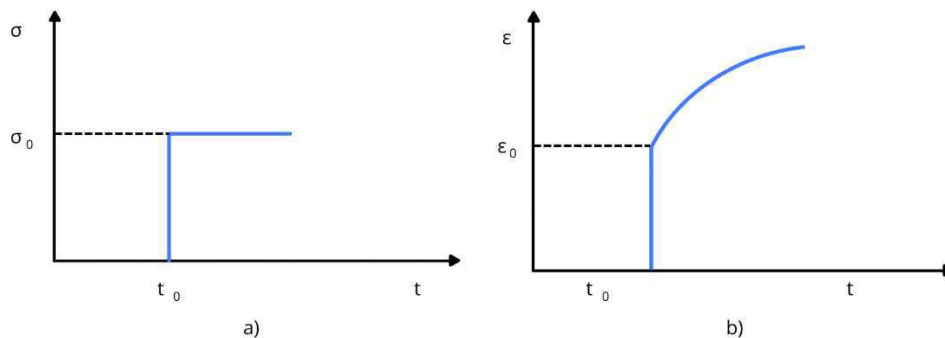
semelhantes nos elementos em paralelo. A precisão do modelo é ajustada de acordo com a quantidade de termos usados para representar a resposta do material.

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon} E_{\infty} + \sum_{i=1}^n E_i e^{\left(\frac{-t}{\rho_i}\right)} \quad (\text{Equação 7})$$

Os termos E_{∞} , E_i e ρ_i são os coeficientes da série de Prony composta por n elementos que representam as propriedades viscoelásticas lineares do material estudado.

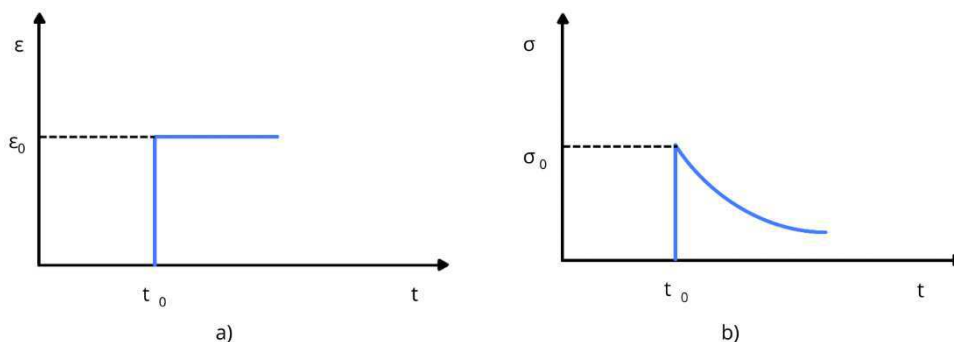
Como dito anteriormente, o comportamento viscoelástico é delineado por dois fenômenos principais: a fluência, também conhecida como Creep, e a relaxação. A fluência define o comportamento do material viscoelástico quando submetido a uma tensão constante (input) $\sigma = \sigma_0$ e com medição das deformações resultantes (output) continuamente crescentes se desenvolvendo ao longo do tempo $\varepsilon(t)$, conforme a Figura 9. Por outro lado, o Módulo de Relaxação $E(t)$ de um material viscoelástico é obtido aplicando uma deformação constante (input) $\varepsilon = \varepsilon_0$ e medindo as tensões resultantes (output) continuamente decrescentes ao longo $\sigma(t)$, conforme se observa na Figura 10.

Figura 9 – Creep Compliance a) tensão aplicada; b) resposta de deformação



Fonte: adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

Figura 10 – Módulo de Relaxação $E(t)$. (a) deformação aplicada; (b) resposta de tensão



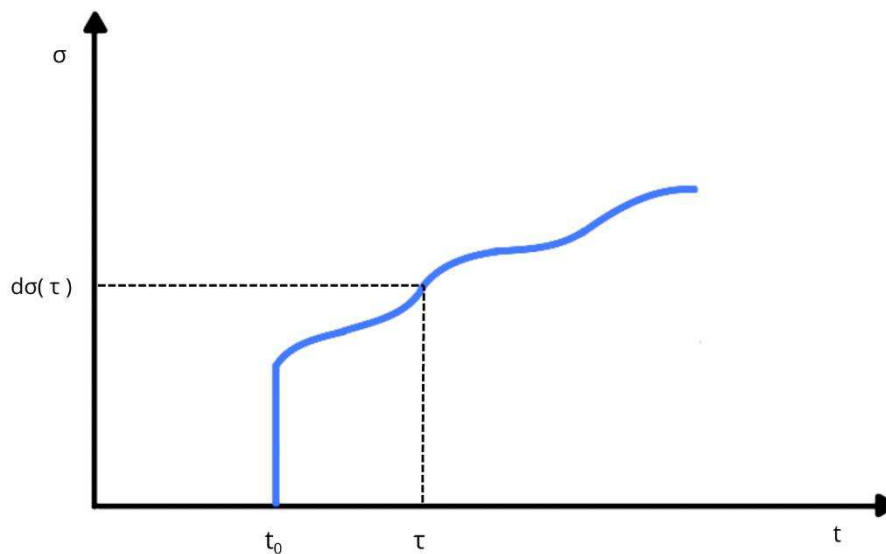
Fonte: adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

Uma vez assegurada a hipótese de viscoelasticidade linear, a Função Fluência $D(t)$ é definida pelo quociente:

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (\text{Equação 8})$$

A descrição da Função Fluência pode ser expandida para situações em que as tensões não permanecem constantes. Esse processo leva em conta o histórico de tensões que o material foi submetido (Figura 11).

Figura 11 –Histórico de tensões impostas na função Fluência



Fonte: adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

Assim, considerando uma mudança na tensão $d\sigma(T)$ aplicada no momento T , a variação correspondente na deformação $d\varepsilon$ no momento t é:

$$D\varepsilon(t) = d\sigma(\tau)D(\tau, t) \quad (\text{equação 9})$$

Supondo que a teoria da viscoelasticidade linear seja aplicável ao material, o princípio da superposição é válido. Dessa forma, a deformação total é a soma das deformações resultantes de cada variação de tensão aplicada ao material. Assim, podemos expressar: ε_t

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t D(\tau, t) d\sigma(\tau) \quad (\text{Equação 10})$$

Considerando que $\sigma(t)$ é diferenciável, a Equação 10 pode ser escrita como:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t_0)D(t_0, t) + \int_{t_0}^t D(\tau, t) d\sigma(\tau) \quad (\text{Equação 11})$$

Sem levar em consideração o envelhecimento, tem-se:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t_0)D(t - t_0) + \int_{t_0}^t D(t - \tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (\text{Equação 12})$$

Integrando por partes a equação (12), é possível obter a expressão:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t_0)D(0) + \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial D}{\partial \tau} (t - \tau) d(\tau) \quad (\text{Equação 13})$$

A parte inicial da Equação 13 representa a resposta imediata do material, enquanto a segunda parte corresponde ao efeito das tensões anteriores, indicando um comportamento dependente do tempo.

Já o Módulo de Relaxação $E(t)$ é definido como:

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad (\text{Equação 14})$$

De forma análoga à Função Compliância, para um cenário de deformações aplicadas, a tensão $\sigma(t)$ em qualquer momento de tempo é expressa como:

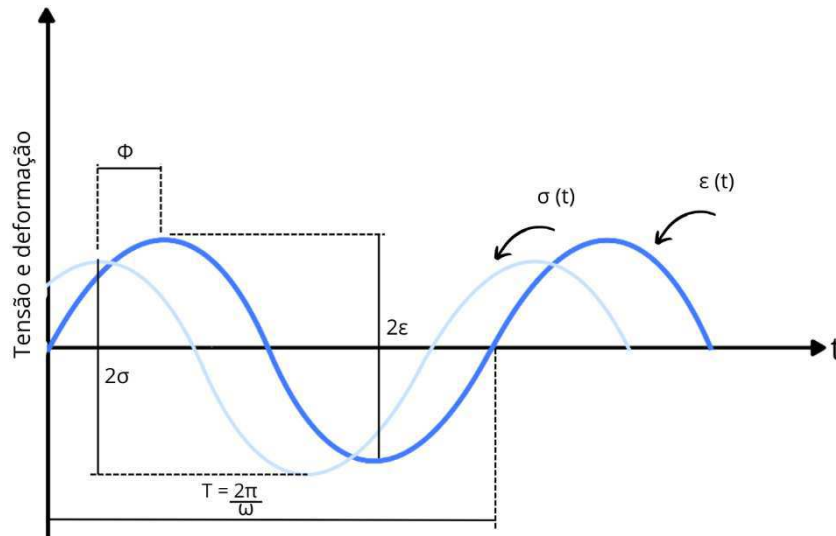
$$\sigma(t) = \varepsilon(t_0)E(0) + \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau) \frac{\partial E}{\partial \tau} (t - \tau) d(\tau) \quad (\text{Equação 15})$$

O Módulo de Relaxação e a Função Fluência não são grandezas independentes, pois descrevem a mesma característica intrínseca do material, o comportamento viscoelástico linear. Assim, para a caracterização experimental das propriedades viscoelásticas de um material, apenas uma delas é suficiente. No entanto, ao contrário dos materiais puramente elásticos, os parâmetros viscoelásticos fundamentais, $E(t)$ e $D(t)$, não são simplesmente recíprocos ($E \times D \neq 1$) (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982; SCHAPERLY, 1990; KIM, 2006). Essa relação não é válida no domínio temporal, ou seja, no mundo real. No entanto, ao aplicar a transformada de Laplace e adentrar o domínio complexo, a função transformada do Módulo de Relaxação é inversa à Função Fluência (QUEIROZ, 2023).

As funções previamente mencionadas, Módulo de Relaxação e Fluência, são derivadas para situações de carregamento monotônico. Entretanto, em cenários práticos, é comum que materiais viscoelásticos sejam submetidos a solicitações harmônicas ou oscilatórias. Nessas circunstâncias, dois parâmetros são usados para caracterizar esses materiais: o módulo complexo ($|E^*|$) e o ângulo de fase (φ), os quais descrevem seu comportamento sob solicitações harmônicas em estado estacionário.

Quando uma deformação é imposta na forma de uma função senoidal, a resposta desses materiais é uma tensão também senoidal, porém deslocada em fase por um valor denominado ângulo de fase (φ), como demonstrado na Figura 12. Em materiais exclusivamente elásticos, o ângulo de fase é $\varphi=0^\circ$, indicando a ausência de defasagem entre as ondas de tensão e deformação. Já em materiais estritamente viscosos, o ângulo de fase é $\varphi=90^\circ$. Consequentemente, os materiais viscoelásticos apresentam um ângulo de fase variando entre 0° e 90° .

Figura 12 – Defasagem entre as ondas de tensão e de deformação durante solicitação harmônica em um material viscoelástico



Fonte: adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

Como ilustrado na **Figura 12**, o módulo complexo é determinado matematicamente pela divisão da tensão dinâmica máxima (σ_0) pela deformação axial máxima recuperável (ϵ_0), conforme expresso na Equação (16):

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \quad (\text{Equação 16})$$

O carregamento senoidal uniaxial pode ser representado pela equação complexa da forma (KIM, 2009):

$$\sigma^* = \sigma_0 \cos(\omega t) + i\sigma_0 \sin(\omega t) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

$$i = \sqrt{-1}$$

σ_0 é a amplitude de tensão;

ω é a frequência angular (rad/s) relacionada à frequência de carregamento (Hz) como $\omega = 2\pi f$.

Considerando que foi imposta a deformação:

$$\epsilon^* = \epsilon_0 e^{i\omega t} \quad (\text{Equação 18})$$

A tensão é obtida pela seguinte equação:

$$\sigma^* = \sigma_0 e^{i(\omega t + \phi)} \quad (\text{Equação 19})$$

Dessa forma, utilizando a fórmula de Euler para exponenciais complexas o módulo complexo pode ser definido como:

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0 e^{i(\omega t + \varphi)}}{\varepsilon_0 e^{i\omega t}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi} = |E^*| e^{i\varphi} = |E^*| (\cos \varphi + i \operatorname{sen} \varphi) = E_1 + iE_2 \quad (\text{Equação 20})$$

O termo $E_1 = |E^*| \cos \varphi$ é conhecido como o módulo de armazenamento e reflete a fração da energia mecânica preservada durante um carregamento harmônico. Ele também pode ser expresso como $\operatorname{Re}(E^*)$, representando a parte real do módulo complexo associado ao comportamento elástico do material, avaliando a porção de energia armazenada. Por outro lado, o termo $E_2 = |E^*| \operatorname{sen} \varphi$ é denominado de módulo de dissipação, indicando a porção de energia mecânica dissipada durante o carregamento harmônico. Isso também pode ser representado por $\operatorname{Im}(E^*)$, correspondendo à parte imaginária do módulo complexo associada ao comportamento viscoso irreversível do material devido à dissipação de energia.

Assim como o módulo de relaxação, os módulos de armazenamento e de dissipação podem ser expressos por equações analíticas derivadas de modelos baseados em analogias mecânicas. Ao adotar o modelo de Maxwell generalizado para descrever a viscoelasticidade linear, os módulos de armazenamento e de dissipação são calculados pelas Equações (21) e (22):

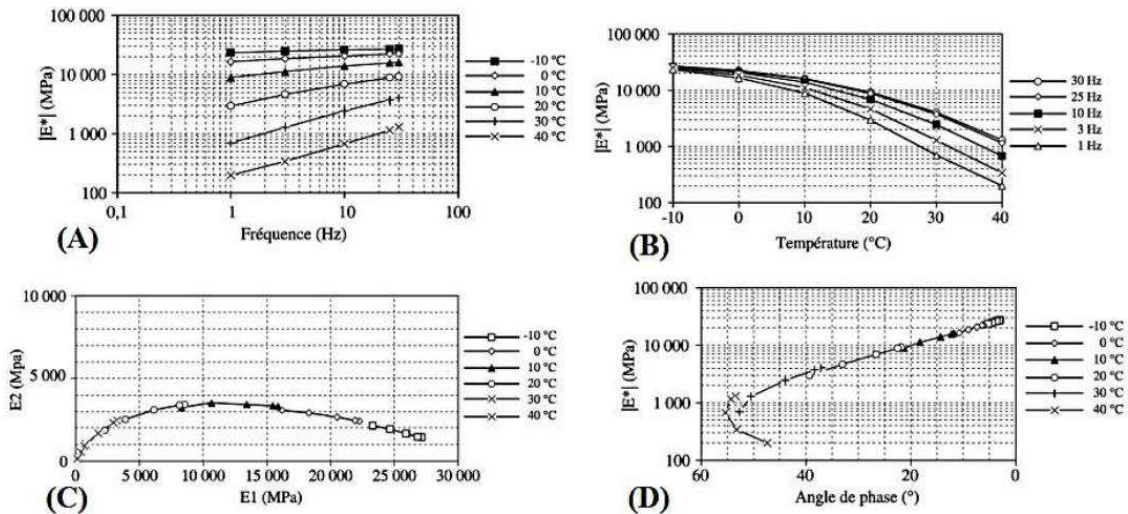
$$E_1 = E_0 + \sum_{i=1}^n E_i \frac{\omega^2 \tau_i^2}{1 + \omega^2 \tau_i^2} \quad (\text{Equação 21})$$

$$E_2 = \sum_{i=1}^n E_i \frac{\omega \tau_i}{1 + \omega^2 \tau_i^2} \quad (\text{Equação 22})$$

O módulo complexo $|E^*|$, em misturas asfálticas, varia dependendo das temperaturas e tipos de materiais. Em baixas frequências e altas temperaturas, o ângulo de fase tende a aumentar com a frequência, mas essa tendência se inverte em altas frequências e temperaturas mais baixas, influenciado pela interação do ligante e agregados (QUEIROZ, 2023).

O ensaio de módulo complexo mede propriedades viscoelásticas lineares em corpos de prova cilíndricos, com deslocamentos verticais mínimos para evitar danos aos materiais. A norma brasileira DNIT 416/2019-ME estipula um procedimento de teste que varia a frequência e temperatura para uma análise detalhada do comportamento viscoelástico das amostras, ilustrado na Figura 13 com isotermas, isócronas, plano Cole-Cole e diagrama Black.

Figura 13– Defasagem entre as ondas de tensão e de deformação durante solicitação harmônica em um material viscoelástico



Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

As isotermas e isócronas representam o comportamento do módulo dinâmico em misturas asfálticas em relação à frequência e temperatura. O plano Cole-Cole e o diagrama Black ajudam a analisar o comportamento dessas misturas em diferentes condições de temperatura e frequência. A Curva Mestre é usada na caracterização mecânica para determinar o módulo dinâmico em função da temperatura e frequência desejadas, baseando-se no Princípio de Superposição Tempo-Temperatura dos materiais viscoelásticos.

As misturas asfálticas apresentam comportamento e propriedades que são influenciados tanto pela temperatura quanto pelo tempo. Por meio do princípio da superposição tempo-temperatura é possível prever o comportamento de misturas asfálticas em diferentes condições de temperatura e frequência de carregamento. Com base nas propriedades conhecidas em uma temperatura e frequência de referência, é possível estimar as características do material para qualquer combinação de temperatura e frequência. Isso ajuda a antecipar o desempenho dos pavimentos em locais com características térmicas ou de velocidade de tráfego distintas (PIVETTA, 2018).

O princípio da superposição tempo-temperatura (t-T) indica que é possível obter o mesmo comportamento em misturas asfálticas, mesmo em temperaturas e tempos de carga diferentes. Isso permite simplificar a análise combinando o efeito do tempo e temperatura em um único parâmetro. Esse processo é realizado deslocando horizontalmente as curvas de módulo dinâmico obtidas em diferentes condições para uma temperatura de referência, resultando na curva mestra (HOU, 2009; FAN *et al.*, 2022).

Para deslocar as curvas isotermas de módulo dinâmico, é necessário multiplicar os valores por um coeficiente de translação ou shift-factor (a_T), a fim de obter o melhor ajuste possível da curva mestra.

Esse processo resulta nas frequências reduzidas (f_R). A curva mestra ajustada pode ser modelada por uma função sigmoideal, que também é utilizada no Guia de Projeto de Pavimento Mecânico-Empírico (MEPDG) dos Estados Unidos. A validade desse modelo sigmoideal abrange temperaturas de -18 °C a 55 °C, conforme validado por Kim (2009) na Equação 23.

$$\log(|E^*|) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \log(\xi)}} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde:

δ = valor mínimo do módulo;

α = intervalo do valor do módulo;

ξ = frequência reduzida;

β, γ = fatores de ajuste.

O procedimento utilizado para calcular os coeficientes de translação das curvas de módulo dinâmico foi desenvolvido por William, Landel e Ferry em 1955, sendo que a equação resultante é conhecida pelo nome desses pesquisadores (Equação 24). A determinação das constantes é realizada por meio de métodos iterativos, visando obter o ajuste mais preciso da curva.

$$\log(\alpha_T) = \frac{C_1(T - T_R)}{C_2 + T - T_R} \quad (\text{Equação 24})$$

Onde:

T = temperatura do ensaio (em °C);

TR = temperatura de referência, para a qual será feita a translação (em °C);

C1 e C2 = constantes dependentes do material.

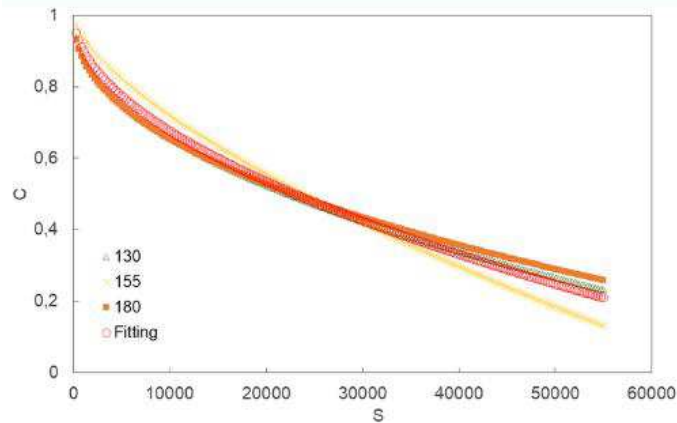
2.3 Modelo Viscoelástico De Dano Continuo (VECD)

Na Carolina do Norte, nos Estados Unidos, um grupo de pesquisadores liderados pelo professor Richard Kim desenvolveu um modelo constitutivo conhecido como Viscoelastic Continuum Damage (VECD). Esse modelo utiliza propriedades intrínsecas dos materiais para descrever a evolução do dano (S) e a redução da integridade (C) das misturas asfálticas (Figura 14).

Ao longo dos anos, o VECD tem sido objeto de estudo em diversas pesquisas, incluindo trabalhos de Kim e Little (1990), Daniel e Kim (2002), Chehab *et al.* (2003), Hou (2009), Underwood *et al.* (2010), Luo (2012), Nascimento (2015), Xie e Shen (2015), Cao *et al.* (2016), Rahbar-Rastegar *et al.* (2017) e Zhang e Oeser (2021). Esses estudos ressaltam a importância do VECD como um modelo constitutivo

eficaz para analisar o comportamento das misturas asfálticas e compreender a evolução do dano e da integridade ao longo do tempo.

Figura 14 – Curva característica de dano



Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

O modelo viscoelástico de dano contínuo utiliza as características viscoelásticas das misturas asfálticas e seu principal resultado é a curva característica de dano (C - integridade versus S - dano) (**Figura 14**). Essa curva representa uma propriedade intrínseca do material e independe das condições dos ensaios. A maior vantagem dessa metodologia é a capacidade de simular o comportamento do material sob diversas condições, abrangendo as condições de qualquer localidade em que ele esteja exposto. Isso possibilita uma análise realista do desempenho das misturas asfálticas, considerando as variações ambientais e de carregamento (NASCIMENTO *et al.*, 2014).

O modelo VECD (Volume Efetivo de Carga Dinâmica) foi inicialmente desenvolvido para ensaios monotônicos. No entanto, devido às limitações de carga do Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT), amplamente utilizado nos Estados Unidos, e à necessidade de um critério de ruptura, houve uma adaptação do modelo para ensaios cíclicos (NASCIMENTO *et al.*, 2014). Essa adaptação preservou a abordagem de análise aplicada ao primeiro ciclo do ensaio, no qual o acúmulo de dano é significativo, mas foi ajustada para a condição de carregamento cíclico. Como resultado, o modelo adaptado para ensaios cíclicos passou a ser conhecido como Simplified Viscoelastic Continuum Damage (S-VECD) (CAO *et al.*, 2016; QUEIROZ *et al.*, 2023).

Esse método é baseado em três prerrogativas: (i) O princípio da correspondência elástico-viscoelástico, (ii) A teoria de trabalho potencial de Schapery e (iii) O princípio da superposição tempo-temperatura (NASCIMENTO, 2015).

2.3.1 Princípio da correspondência elástico-viscoelástico

O princípio da correspondência elástico-viscoelástico é fundamental na modelagem de materiais viscoelásticos, como as misturas asfálticas. Esse princípio estabelece que é possível descrever o comportamento de um material viscoelástico por meio de um material elástico equivalente, desde que sejam consideradas as propriedades viscoelásticas apropriadas. Ao aplicar esse princípio, seleciona-se um modelo elástico equivalente que reproduza de forma aproximada o comportamento do material viscoelástico, simplificando a modelagem e a análise (HOU, 2009; CAO *et al.*, 2016).

O princípio da correspondência elástico-viscoelástico envolve o uso de pseudo-variáveis (como a pseudo-deformação, ε^R) em substituição às deformações físicas do material, excluindo os efeitos do tempo. A pseudo-deformação é uma medida semelhante à deformação real, mas que não considera os efeitos temporais. A fórmula para calcular a pseudo-deformação é dada pela Equação 25 no caso de carregamento transitório, conforme o modelo VECD, e pela Equação 26 no caso de estado estacionário, no modelo S-VECD (MOCELIN, 2018).

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (\text{Equação 25})$$

$$\varepsilon_{0,ta}^R = \frac{1}{E_R} \times \frac{\beta+1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i |E^*|_{LVE} \right) \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:

ε^R – pseudo-deformação;

ε – deformação medida;

E_R - módulo de referência (normalmente adota-se E_R igual a 1);

T é a variável de integração (s) e t o tempo físico (s).

$\varepsilon_{0,ta}^R$ - amplitude da pseudo-deformação na condição de tração;

β - fator que quantifica a duração da carga de tração em um determinado ciclo (1 para tração total, 0 para carga totalmente revertida, e -1 para compressão total);

$\varepsilon_{0,pp}$ - Amplitude de deformação total (pico a pico);

$|E^*|_{LVE}$ - módulo dinâmico viscoelástico linear do material.

Utilizar pseudo-variáveis permite uma representação mais eficiente do comportamento viscoelástico do material, simplificando a análise e a modelagem em diferentes condições de carregamento. Essa abordagem contribui para prever o desempenho e analisar o material de forma mais precisa, o que é fundamental para um projeto e conservação eficazes de estruturas e pavimentos (OLIVEIRA *et al.*, 2022).

Normalmente, é comum adotar o módulo de referência E_R como 1. Nesse contexto, o valor de ϵ^R representa a resposta de tensão de um material viscoelástico linear, conforme descrito pela Lei de Hooke. A relação entre tensão (σ) e deformação (ϵ^R) é estabelecida pela fórmula $\sigma = E_R \times \epsilon^R$. Essa equação sugere que, em condições de viscoelasticidade linear, a razão entre σ e ϵ^R , conhecida como pseudo-módulo secante ou integridade (C), é igual a 1 (HOU, 2009; BABADOPULOS, 2014).

Entretanto, qualquer desvio dessa relação unitária indica a ocorrência de danos no material (HOU, 2009). Isso significa que, quando a razão σ/ϵ^R difere de 1, o comportamento do material não está mais aderindo à viscoelasticidade linear. Essa discrepância pode ser atribuída a danos ou alterações nas propriedades do material, indicando uma possível deterioração ou falha.

Como mencionado previamente, quando a deformação pseudorreferida (ϵ^R) é igual a 1, corresponde à tensão viscoelástica linear. Nesse contexto, a razão entre tensão (σ) e deformação pseudorreferida (ϵ^R), também conhecida como pseudorrigidez (C), apresenta um valor unitário. O parâmetro C no contexto do VECD (Viscoelastic Continuum Damage) representa a integridade física do material. Sua determinação é realizada por meio da relação expressa na Equação 27.

Para calcular a integridade, é necessário considerar a relação entre o módulo dinâmico da amostra que será submetida ao ensaio de fadiga, obtido no ensaio fingerprint, e o módulo dinâmico das amostras obtidas na caracterização viscoelástica linear. Essa relação é conhecida como Dynamic Modulus Ratio (DMR), conforme expresso na equação 28. Na Equação 28, o valor da pseudo-deformação é multiplicado pelo valor do DMR.

$$C = \frac{\sigma}{\epsilon^R} \quad (\text{Equação 27})$$

$$\text{DMR} = \frac{|E^*|_{\text{fingerprint}}}{|E^*|_{\text{LVE}}} \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

σ = tensão;

ϵ^R = pseudo-deformação;

$|E^*|_{\text{fingerprint}}$ = módulo dinâmico obtido no ensaio de fingerprint;

$|E^*|_{\text{LVE}}$ = módulo dinâmico absoluto nas condições de ensaio.

No que diz respeito à determinação do dano (S) em ensaios monotônicos e no primeiro ciclo de ensaios cíclicos, o cálculo é realizado usando a Equação 29. Como forma de simplificação para os demais ciclos adota-se o cálculo realizado pela Equação 30.

$$dS_i = \left(-\frac{1}{2} (\epsilon^R)_i^2 \Delta C_i \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta \xi)_i^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (\text{Equação 29})$$

$$dS_i = \left(-\frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)_i^2 \Delta C_i^* \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta \xi_p)_i^{\frac{1}{1+\alpha}} (K_1)^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

α = taxa de evolução do dano, definida como a máxima inclinação da curva módulo de relaxação vs tempo reduzido, em escala log-log;

$\Delta \xi$ = incremento de tempo reduzido;

$\varepsilon_{0,ta}^R$ = pseudo-deformação na condição de tração;

$\Delta \xi_p$ = intervalo de tempo reduzido do pulso de carga;

K_1 = fator de ajuste considerando que a pseudo-deformação não é constante ao longo do ciclo.

Conforme mencionado por Hou (2009), o fator de ajuste K_1 é influenciado pelo histórico de tempo de carregamento (representado por $f(\xi)$). Considerando a suposição de que o crescimento do dano em um único ciclo é relativamente pequeno, o fator K_1 pode ser expresso pela Equação 31 (UNDERWOOD *et al.*, 2009, citado por NASCIMENTO *et al.*, 2014).

Com base nisso, o cálculo do dano é realizado de acordo com a Equação 29 para ensaios monotônicos e o primeiro ciclo de ensaios cíclicos, enquanto nos ciclos subsequentes é utilizado o cálculo descrito na Equação 30. Portanto, ao levar em conta o histórico de carregamento e a taxa de crescimento do dano em um único ciclo, é possível determinar o fator K_1 utilizando a Equação 31.

$$K_1 = \frac{1}{\Delta \xi} \int_{\xi_i}^{\xi_f} (f(\xi))^{2\alpha} d\xi \quad (\text{Equação 31})$$

Onde:

ξ_i e ξ_f – tempo reduzido de início e de fim da tensão de tração (de dano) para um dado ciclo, respectivamente.

As curvas características de dano podem ser ajustadas por meio de modelos matemáticos, utilizando funções potência (Equação 32) ou exponenciais (Equação 33). De acordo com Underwood *et al.* (2012), a escolha da função a ser utilizada depende da natureza da mistura em avaliação, selecionando aquela que melhor representa o comportamento do material.

Portanto, ao obter a curva C versus S para um determinado material, é possível simular essa curva para outras condições de ensaio utilizando a Equação 34. Essa abordagem permite prever o comportamento do material em diferentes cenários de ensaio e contribui para a análise de danos sob várias condições.

$$C(S) = 1 - C_{11} S^{C_{12}} \quad (\text{Equação 32})$$

$$C(S) = e^{aS^b} \quad (\text{Equação 33})$$

$$S_{i+1} = S_i + \left(\frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 C_{11} C_{12} S^{C_{12}-1} \right)^\alpha K_1 (d\xi) \quad (\text{Equação 34})$$

Onde:

C11 e C12 – constante do ajuste para a função potência;

a e b – constante do ajuste para a função exponencial

2.3.2 Teoria do trabalho potencial

A teoria do trabalho potencial, desenvolvida por Schapery em 1990, representa o segundo pilar essencial no modelo de dano contínuo. Essa teoria foi especificamente concebida para lidar com materiais elásticos sujeitos a mudanças estruturais, como o crescimento de danos. Seu embasamento reside na aplicação dos princípios da termodinâmica dos processos irreversíveis. Um aspecto crucial dessa teoria é sua capacidade de separar a parcela de dano correspondente à parte viscosa do material, o que, por sua vez, possibilita a caracterização precisa do comportamento do material por meio de uma lei de evolução do dano (HASAN *et al.*, 2019).

A relação entre as tensões generalizadas (σ) e as deformações generalizadas (ε) estabelece o desempenho mecânico de um material elástico sujeito a mudanças estruturais. Essas variáveis generalizadas podem ser transformadas em diferentes pares de variáveis físicas, como força e deslocamento ou tensão e deformação, dependendo das circunstâncias específicas. Portanto, para materiais com essas características, a relação entre as tensões e deformações é expressa de acordo com a seguinte expressão:

$$\delta W = \sigma_i \times \delta \varepsilon_i \quad (\text{Equação 35})$$

Onde:

δW - trabalho virtual

$\delta \varepsilon_i$ - deformações virtuais.

A teoria se baseia na Função Densidade de Deformação, a Relação Tensão-Deformação e a Lei de Evolução do Dano (ASHOURI, 2014; KIM, 2009; NASCIMENTO, 2015; HASAN *et al.*, 2019). Contudo essa teoria é aplicada a materiais elásticos, sendo necessário uma adaptação para o princípio de correspondência elástico-viscoelástico descritos no tópico anterior. Para isso, as equações são reescritas considerando a pseudodeformação em vez da deformação física. Além disso, a função densidade de energia de deformação previamente definida é modificada para se tornar a função densidade de energia de pseudodeformação (QUEIROZ *et al.*, 2023).

$$W^R = W^R (\varepsilon^R, S_m) \quad (\text{Equação 36})$$

$$\sigma = \frac{\partial W^R}{\partial \varepsilon^R} \quad (\text{Equação 37})$$

$$S_m = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S_m} \right)^{\alpha_m} \quad (\text{Equação 38})$$

Onde:

S_m - variável de estado interno de dano;

W^R - densidade de energia de pseudodeformação;

σ = tensor de tensões [MPa];

ε = tensor de deformações;

α_m - é a constante de ajuste característica do material, ligada diretamente às propriedades de creep e relaxação.

O princípio da correspondência elástico-viscoelástico permite a consideração das características hereditárias dos materiais viscoelásticos, que são descritas por meio de uma integral de convolução utilizando as pseudo-variáveis. Dessa forma, a energia de deformação é transformada em uma pseudo-energia de deformação, ampliando a compreensão e aplicabilidade dessa teoria (NASCIMENTO, 2015). Dessa forma as equações abaixo descrevem o modelo levando em consideração materiais viscoelásticos sem dano (Equação 39) e com dano (Equação 40).

$$\sigma = E_R \varepsilon^R \quad (\text{Equação 39})$$

$$\sigma = C(S) \varepsilon^R \quad (\text{Equação 40})$$

Onde:

$C(S)$ - pseudorrigidez relacionada à função dano (S).

2.4 SELF-"HEALING" EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Os materiais asfálticos possuem uma capacidade natural de *healing*. No entanto, devido à complexidade desse mecanismo, existe uma diversidade de abordagens experimentais, modelos e análises numéricas utilizados para compreender esse processo, o que às vezes pode levar a contradições (SHIRZAD *et al.*, 2019).

A fadiga por fissuração é uma das principais razões que contribui para a diminuição da vida útil das estruturas de pavimentos asfálticos. Durante o tráfego, as cargas repetidas exercidas sobre o pavimento geram microfissuras no material. Geralmente, acredita-se que essas microfissuras se

propagam e se unem, formando trincas maiores que eventualmente resultam em falha de fadiga (ASHOURI,2014).

No entanto, existem estudos que discutem a capacidade de *healing* dos materiais asfálticos (KASBERGEN *et al.*, 2016), embora o mecanismo exato que causa esse processo ainda não seja plenamente compreendido. Além disso, não há uma definição única ou um método amplamente aceito para prever a ocorrência de regeneração em materiais asfálticos. Conseqüentemente, a incorporação efetiva do *healing* no projeto de pavimentos ainda não é viável.

Existem dois principais tipos de mecanismos de *healing* descritos na literatura: cura coesiva e cura adesiva (QIU *et al.*, 2009; KACHKOUCH *et al.*, 2022). A cura coesiva envolve a parte ligante da mistura, incluindo o betume e os fillers, enquanto a cura adesiva se concentra na interação entre o betume e a pedra/mineral. Alguns estudos consideram o betume isoladamente para analisar a cura, excluindo as interações com o agregado. A cura coesiva é avaliada através da recuperação das propriedades mecânicas em situações de fadiga ou fratura, geralmente utilizando um reômetro de cisalhamento dinâmico (SHEN *et al.*, 2010).

Sun *et al.* (2018), propuseram uma classificação dos estudos experimentais de regeneração em três escalas: microescala, mesoescala e macroescala. Na microescala, são utilizadas técnicas como Microscopia Eletrônica de Varredura e Microscopia de Força Atômica (AFM) (YU *et al.*, 2020). Já na mesoescala, encontramos técnicas como Microscopia de Fluorescência e Tomografia Computadorizada por Raios-X (SUN *et al.*, 2018). Por fim, na macroescala, temos estudos baseados em fadiga, fratura e observações de campo (FAN *et al.*, 2018).

No entanto, é importante destacar que esses estudos não estão diretamente conectados e envolvem uma ampla variedade de materiais, o que torna menos evidente a relação entre seus resultados. As definições de *healing* também podem variar de acordo com a escala de observação, essa avaliação é realizada com base em critérios diversos, como separação de fases, redução da área danificada e recuperação das propriedades mecânicas (KACHKOUCH *et al.*, 2022).

2.4.1 “Healing” em macroescala

O processo de regeneração em macroescala refere-se à reparação de defeitos em estruturas de maior escala, como pavimentos de concreto ou pontes, em oposição à microescala e mesoescala. No entanto, a regeneração em macroescala apresenta desafios significativos devido à escala e complexidade das estruturas envolvidas (XUE *et al.*, 2017).

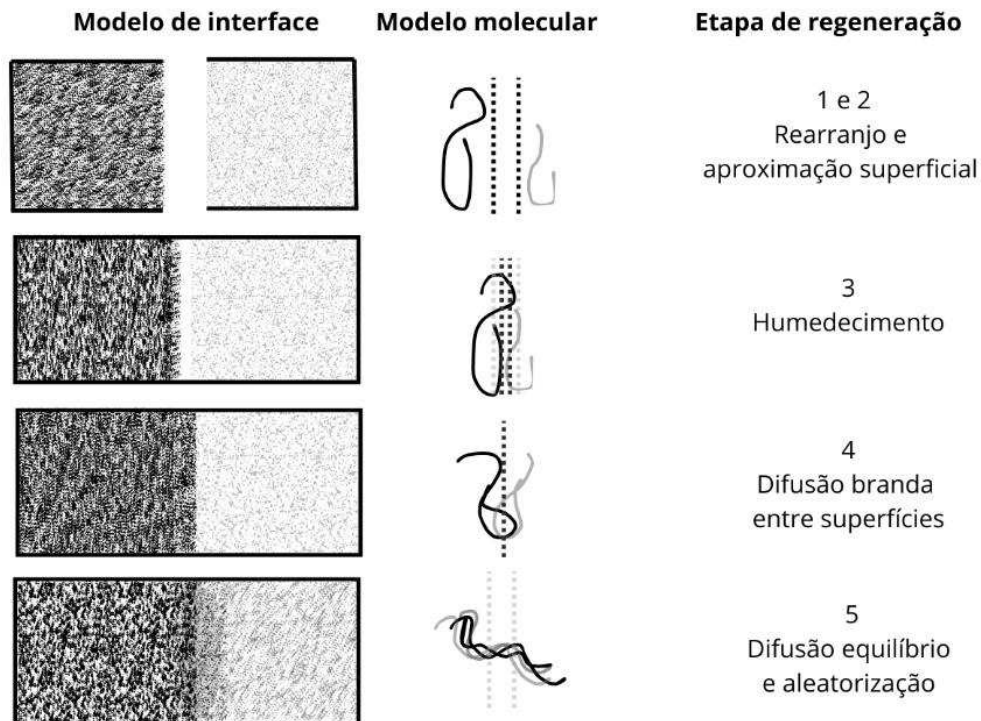
Um dos principais mecanismos de regeneração em macroescala é a incorporação de materiais autorregenerativos, como microcápsulas contendo agentes de cura ou fibras que liberam esses agentes em resposta a danos. Esses materiais são adicionados durante a produção do concreto ou aplicados

posteriormente na superfície da estrutura. Quando ocorrem danos na estrutura, as cápsulas são quebradas ou as fibras são danificadas, permitindo a liberação dos agentes de cura. Esses agentes preenchem as rachaduras ou fissuras, restaurando assim a integridade da estrutura (XUE *et al.*, 2017).

2.4.2 “Healing” em microescala

Em geral, o mecanismo de *healing* do asfalto é frequentemente deduzido a partir do modelo de de trincas proposto em polímeros. Wool e O'Connor (1981) propuseram cinco estágios de *healing* de trincas em polímeros, que incluem rearranjo ou aproximação superficial, umedecimento, difusão e aleatorização, como apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Ilustração das etapas do *healing* em material asfáltico



Fonte: Adaptado de Qiu (2012)

Segundo o autor, durante o estágio de aproximação superficial, as superfícies da trinca se aproximam para promover o *healing*. Nesse processo, as superfícies molham umas às outras e formam uma interface. Em seguida, durante o estágio de umedecimento, ocorre a formação de uma interface mais definida entre as superfícies da trinca, à medida que são “molhadas”.

O estágio de difusão é considerado o estágio mais crítico, pois controla o desenvolvimento das propriedades mecânicas durante o *healing*. Durante esse estágio, ocorre a difusão de espécies químicas e a reação entre os componentes do asfalto, resultando na formação de ligações e na consolidação do material (ZHAO; WANG; WANG, 2023).

Por fim, durante o estágio de aleatorização, as interfaces desaparecem completamente à medida que o *healing* continua e as propriedades mecânicas do asfalto se estabilizam.

É importante ressaltar que esses estágios do *healing* propostos em polímeros podem ser aplicados para entender o mecanismo de *healing* do asfalto, embora existam diferenças específicas relacionadas à composição e às propriedades do asfalto (BEHNOOD; GHAREHVERAN, 2019).

2.4.3 “Healing” em mesoescala

A regeneração em mesoescala refere-se ao processo de reparação que ocorre em uma escala intermediária entre o nível microscópico e macroscópico. Ela abrange comprimentos na faixa de micrômetros a milímetros e é influenciada pela estrutura, composição do material e condições ambientais. Os métodos em mesoescala incluem a microscopia de fluorescência e a tomografia computadorizada (BARROS, 2020).

A distinção entre regeneração em microescala e mesoescala não é claramente definida. Os mecanismos de regeneração baseados na interdifusão molecular e na energia de superfície são principalmente estudados em relação à regeneração de microtrincas. No entanto, em materiais asfálticos, quando há uma trinca aberta, a proximidade das faces da trinca influencia a interdifusão molecular. Com períodos de descanso adequados e fornecimento suficiente de energia, a regeneração pode ocorrer mesmo em mesoescala. Portanto, as teorias e modelos que explicam a regeneração em microescala podem ser aplicados à regeneração em mesoescala (de GRAAF *et al.*, 2018).

De Graaf *et al.* (2018), utilizou a teoria do fluxo capilar para explicar a regeneração de trincas abertas em mastic de asfalto, adaptando as equações de Lucas-Washburn (1921). A hipótese é que, na temperatura adequada, o fluxo capilar na trinca promove o fechamento da mesma e a recuperação gradual da resistência da interface é alcançada por meio da difusão, explicando assim a regeneração em mesoescala.

Independentemente dos modelos e teorias utilizados, a regeneração envolve o fechamento da trinca e o aumento da resistência. Apenas o fechamento da trinca, sem recuperação de parcela de resistência mecânica, não deve ser considerado como regeneração. A regeneração em microescala e mesoescala ocorre em condições favoráveis. A próxima seção abordará as pesquisas sobre essas condições influentes (BARROS; LUCENA; HERNANDEZ, 2022).

2.4.4 Condições que influenciam o “Healing”

Assim como as características da mistura asfáltica, como resistência a deformação permanente e fadiga, a capacidade de regeneração de uma mistura asfáltica depende de um conjunto de fatores que influenciam isoladamente ou em conjunto a capacidade total de regeneração de uma determinada mistura asfáltica. Esses fatores podem ser propriedades intrínseca do material ou podem ser por meio

de condições que se encontra o ambiente (QIU, 2012; AYAR, MORENO-NAVARRO, RUBIO-GÁMEZ, 2016; ANUPAM *et al.*, 2022).

2.4.5 Materiais

2.4.5.1 Características do ligante asfáltico

O ligante asfáltico representa um dos principais papéis nas propriedades dos materiais, quando relacionado com a capacidade de regeneração da mistura asfáltica (ASHOURI, 2014; LV *et al.*, 2017. Dessa forma muitas pesquisas que englobam essa temática procuram entender as características do ligante asfáltico (PANG *et al.*, 2012; GARCIA *et al.*, 2012; DAI; WANG; HASAN, 2013; HUANG; LV; XIAO, 2016; LV *et al.*, 2017; ANUPAM *et al.*, 2022).

Quando se fala de propriedades do ligante asfáltico que influenciam a regeneração, tem-se:

- **Rigidez:** ligantes asfálticos com menor rigidez apresentam a tendência a terem um melhor comportamento em termos de recuperação das propriedades por meio do processo do “*Healing*” (QIU, 2012; AYAR, MORENO-NAVARRO, RUBIO-GÁMEZ, 2016);
- **Viscosidade:** a menor viscosidade do betume estimula o processo de *healing*, uma vez que isso daria ao material capacidades aprimoradas de fluxo. Como o betume é um material altamente dependente da temperatura, temperaturas mais altas dariam, portanto, oportunidades favoráveis de *healing* ao material (LIU *et al.*, 2011; LIU *et al.*, 2012; DAI; WANG; HASAN, 2013; GARCIA *et al.*, 2014);
- **Penetração:** Ligantes asfálticos com menor resistência a penetração possuem melhores resultados de “*Healing*” (BONNAURE *et al.*, 1982);
- **Composição química:** Kim *et al.* (2003) correlacionaram as propriedades químicas do betume a sua capacidade de regeneração e constataram que o aumento da proporção do grupo funcional metileno para metil melhorou o *healing*. A hipótese era que as moléculas alifáticas de cadeia longa e as cadeias laterais poderiam atuar como pequenos buffers que inibem a aglomeração da fração polar e facilitam o fluxo de moléculas através das superfícies da rachadura. Pauli (2014) estudou que as propriedades das frações cromatográficas do ligante asfáltico foram relacionadas aos componentes de energia superficial Lifshitz-van der Waals e Lewis Ácido/Base, considerados responsáveis pelos mecanismos de humedecimento/deshumedecimento e pela resistência da ligação na interface asfalto-agregado. Além disso, as propriedades físico-químicas, incluindo o teor de asfaltenos e a distribuição do peso molecular das fases maltene e óleo, foram mostradas como governantes do comportamento de fluxo dependente da temperatura dos ligantes asfálticos. Santagata *et al.* (2009) e Sun *et al.* (2017) descobriram que a relação de saturados para aromáticos está positivamente correlacionada com o potencial de

healing do asfalto. É discutido que as concentrações de frações mais leves de saturados e aromáticos, moléculas pequenas e moléculas mais longas com menos ramificações promoveriam a mobilidade dos ligantes asfálticos.

2.4.5.2 Características de misturas asfálticas

Uma vez que a *healing* depende do ligante disponível na mistura asfáltica, um teor mais elevado de ligante pode ser mais benéfico para a *healing*. No entanto, o teor de ligante disponível para a *healing* também é influenciado por vários parâmetros de projeto da mistura (KIM, 2000; LUO, 2012). De acordo com Tang *et al.* (2016) em uma mistura asfáltica compactada, existem fatores como:

- **Teor de ligante:** quanto maior o teor de ligante de uma mistura asfáltica maior a capacidade de regeneração que esse material pode ter;
- **Dimensão de agregados:** A graduação do agregado é um fator importante que influencia as propriedades mecânicas e de desempenho do asfalto. Misturas com maiores quantidades de agregado graúdo desenvolvem sua regeneração em velocidades maiores que misturas com maiores quantidades de agregado fino;
- **Volume de Vazios:** Misturas asfálticas com um menor volume de vazios tem melhor comportamento regenerativo, de forma independente das características da mistura. Isso é explicado por ter um contato mais próximo da película de betume.

Aditivos utilizados na mistura asfáltica também podem influenciar a capacidade regenerativa, dentre esses materiais podem ser citados os polímeros, cales e capsulas com agentes rejuvenescedores (LEE, DANIEL e KIM, 2000; KIM, 2006; GARCIA *et al.*, 2013; CANESTRARI, 2015), sendo seus efeitos os seguintes:

- **Polímeros:** os dois principais tipos de polímeros que constam na literatura consultada são os polímeros do tipo Borracha de Butadieno Estireno (SBR - “Styrene Butadiene Rubber”) e Estireno Butadieno Estireno (SBS – “Styrene Butadiene Styrene”). O polímero do tipo SBS apresentou uma contradição nos seus resultados no aspecto que tange o “*Healing*”, Canestrari (2015); Shen e Carpenter (2007) indicam um efeito positivo do polímero quanto a regeneração. Estudos realizados pelos autores como Little (1999) e Qiu (2012) indicaram uma redução na manifestação dos efeitos relacionados a recuperação de propriedades em misturas. Já análises realizadas por Lee, Daniel e Kim (2000), com polímero SBR, apresentou comportamento positivo quanto a regeneração em comparação a amostras sem esse modificador.
- **Cápsulas com agentes rejuvenescedores:** muitos pesquisadores, como Chung *et al.* (2015); Garcia; Jelfs; Austin, (2015), Barros (2020) e Silva (2022) tem utilizado essa técnica, que conta com o rompimento destas cápsulas em determinado momento da vida útil de um pavimento,

liberando agente rejuvenescedor, de forma a recuperar o ligante asfáltico e diminuindo seu nível de oxidação, facilitando dessa forma a fluidez do ligante em direção as trincas próximo as áreas de ação do agente rejuvenescedor, influenciando dessa forma positivamente o “*Healing*”.

- **Cal hidratada:** o uso da cal hidratada tem confirmado sua melhora nas propriedades, como resistência a deformação permanente, resistência a tração, módulo de resiliência, coesão e envelhecimento de misturas asfálticas (BOCK, 2012).

2.4.6 Condições ambientais

2.4.6.1 Período de repouso

Os materiais asfálticos têm a capacidade de recuperar suas propriedades ao longo do período de descanso. Essa recuperação pode ser resultado de fenômenos reversíveis, como tixotropia ou relaxamento de endurecimento físico (SOLTANI, 2005). Na construção de pavimentação, é comum ocorrerem períodos de repouso entre os pulsos de carga causados pelos eixos e veículos que transitam sobre a estrada. Durante esses intervalos, as cargas exercidas sobre a pavimentação são interrompidas. Em ambiente laboratorial, essa condição é simulada aplicando-se períodos de repouso entre os carregamentos durante os experimentos (YU *et al.*, 2020).

Conforme mencionado por Castro e Sánchez (2006), nos testes laboratoriais, os períodos de repouso são introduzidos de duas formas distintas: utilizando intervalos de repouso e carga intermitente. No teste com intervalos de repouso, a avaliação de fadiga é interrompida durante os intervalos de repouso especificados e, em seguida, retomada até o próximo intervalo de repouso. Por outro lado, no método de carga intermitente, após cada ciclo de carga, há um período de repouso cuja duração pode ser múltipla da duração da carga (ANUPAM *et al.*, 2022).

Outra dificuldade relacionada ao período de repouso reside na compreensão da sua duração adequada. Essa duração pode variar dependendo do tipo de material (betume, mastique ou mistura), da geometria e do tamanho da amostra. Caso a temperatura durante o período de repouso seja elevada, pode ocasionar a deformação da amostra se mantida por um longo período (SUN *et al.*, 2016).

O período de repouso ótimo é aquele em que qualquer aumento adicional resultaria apenas em um acréscimo insignificante na vida útil por fadiga. Esse aumento na vida útil, devido ao período de repouso, pode variar conforme os métodos de teste e o tipo de mistura utilizado. Portanto, é crucial selecionar cuidadosamente um período de repouso adequado, de forma a obter resultados satisfatórios sem aumentar desnecessariamente a duração do teste (SUN e WANG, 2020).

2.4.6.2 Temperatura

O aumento da temperatura pode acelerar o processo de *healing* dos materiais asfálticos. Alguns danos ocorridos no pavimento durante o inverno podem ser reparados naturalmente na temporada de

verão. No entanto, é necessário considerar os possíveis efeitos adversos do aumento da temperatura. A escolha dos níveis de temperatura nos experimentos de laboratório depende do tipo de material a ser testado. O aumento da temperatura permite que o ligante asfáltico flua mais rapidamente, preenchendo as fissuras e iniciando o processo de *healing* (FAN *et al.*, 2018).

É importante destacar que temperaturas sustentadas elevadas podem causar o envelhecimento do ligante, tornando-o mais rígido e comprometendo sua natureza viscoelástica. Esse efeito pode prejudicar o potencial de *healing* do material e, portanto, ao desenvolver as condições de teste, é essencial considerar cuidadosamente esses aspectos, a fim de evitar conclusões equivocadas (LIU *et al.*, 2012; WANG *et al.*, 2018).

2.4.6.3 Umidade

O dano causado pela umidade é um dos principais mecanismos de deterioração em pavimentos asfálticos, ocasionando uma maior sensibilidade ao surgimento de danos. No entanto, pouco tem sido estudado sobre a combinação desses dois mecanismos antagônicos que podem afetar o potencial de *healing* das misturas asfálticas. O efeito negativo da umidade na resistência de ligação agregado-ligante, devido a presença de umidade diminui a aderência entre o ligante e o agregado, impactando negativamente ao *healing* das ligações adesivas (HEFER *et al.*, 2005; ALMUTIRI *et al.*, 2023).

O condicionamento da umidade reduz a coesão, aumentando a energia de ativação do ligante e resultando na diminuição do *healing* instantâneo e dependente do tempo, respectivamente. Além disso, conforme mencionado por Grossegger e Garcia (2019), densidades similares de betume e água impedem o fluxo de betume nas rachaduras, diminuindo, assim, o processo de *healing* (MANNAN *et al.*, 2017).

2.4.6.4 Tipo de carregamento

A resposta de *healing* pode ser influenciada por vários modos de controle (carga controlada / deslocamento controlado), diferentes níveis de carregamento e frequências. Em particular, pesquisas que analisaram a fadiga em flexão de quatro pontos em misturas asfálticas revelaram que o *healing* se destaca em níveis de deformação baixos quando períodos de repouso são aplicados (RAITHBY e STERLING, 1970).

Testes de fadiga realizados em modo de tração-compressão alternada revelaram que a vida útil à fadiga das misturas asfálticas melhorou em comparação com testes sem a aplicação de estresse compressivo. Isso pode ser explicado pelo fato de que o estresse compressivo auxilia no fechamento das microtrincas, enquanto o estresse de tração não desempenha um papel significativo no processo de *healing* durante esses testes de fadiga (GE *et al.*, 2014).

De maneira geral, é possível identificar diversas condições que contribuem para melhorar a capacidade de *healing* em materiais asfálticos. No âmbito do material, uma redução na viscosidade pode

facilitar o fluxo do ligante asfáltico. Porém, é importante considerar que o aumento do teor de ligante não é a única variável relevante para o *healing*, uma vez que a quantidade disponível de ligante para esse processo é influenciada por diferentes parâmetros de projeto da mistura (ALMUTIRI *et al.*, 2023).

Das condições discutidas anteriormente, o período de repouso e o aumento de temperatura são amplamente empregados para estimular o *healing* durante testes mecânicos. No entanto, é fundamental considerar que o aumento prolongado da temperatura pode levar ao envelhecimento do ligante. Esse envelhecimento, juntamente com a presença de umidade, pode prejudicar a capacidade de *healing* do material asfáltico. O processo de envelhecimento aumenta a dureza do material e reduz sua capacidade de fluxo, enquanto a umidade tem efeito negativo na aderência entre o ligante e o agregado (XIN *et al.*, 2022).

2.4.7 Ensaios mecânicos para investigação do “Healing”

Os testes mecânicos que investigam o *healing* de materiais asfálticos abrangem diferentes componentes, como betume, mastic e misturas. Esses testes, em nível de mistura, possuem uma longa tradição na pesquisa de asfalto e contam com uma ampla literatura disponível. Entre os métodos estruturais mais utilizados para estudar o *healing* em misturas de asfalto, estão os testes de viga (de dois pontos, três pontos e quatro pontos), flexão semicircular e testes de tração indireta (ALMUTIRI *et al.*, 2023).

Entre os métodos de teste de fadiga, a flexão de dois pontos é uma das técnicas iniciais usadas para avaliar materiais de concreto asfáltico. Nesse método, as amostras são fixadas em uma extremidade e submetidas a carregamento cíclico na extremidade livre. Nessas investigações, o material é avaliada com base na melhoria do módulo de rigidez ou na vida útil à fadiga (SMITH e HESP, 2000; ZHAO, WANG; WANG, 2023).

Embora os testes de flexão de dois pontos sejam geralmente realizados em amostras trapezoidais, outras configurações de teste de flexão, como os testes de flexão de viga de três e quatro pontos, são conduzidas utilizando amostras prismáticas uniformes para avaliar o *healing*. Nos testes de flexão de três pontos, os critérios de avaliação concentram-se principalmente na recuperação do módulo de rigidez em estudos de fadiga e no aumento da carga máxima em pesquisas de fratura (DAI *et al.*, 2013; ANUPAM *et al.*, 2022).

Nos testes de flexão de quatro pontos, a avaliação do *healing* é principalmente conduzida através de estudos de fadiga. Shen e Carpenter (2007) realizaram testes de flexão de quatro pontos sob modo de deformação controlada, com uma frequência de 10 Hz e temperatura de 20°C, empregando condições de carga intermitente. Nesse estudo, a abordagem utilizada para avaliar o *healing* foi baseada na análise

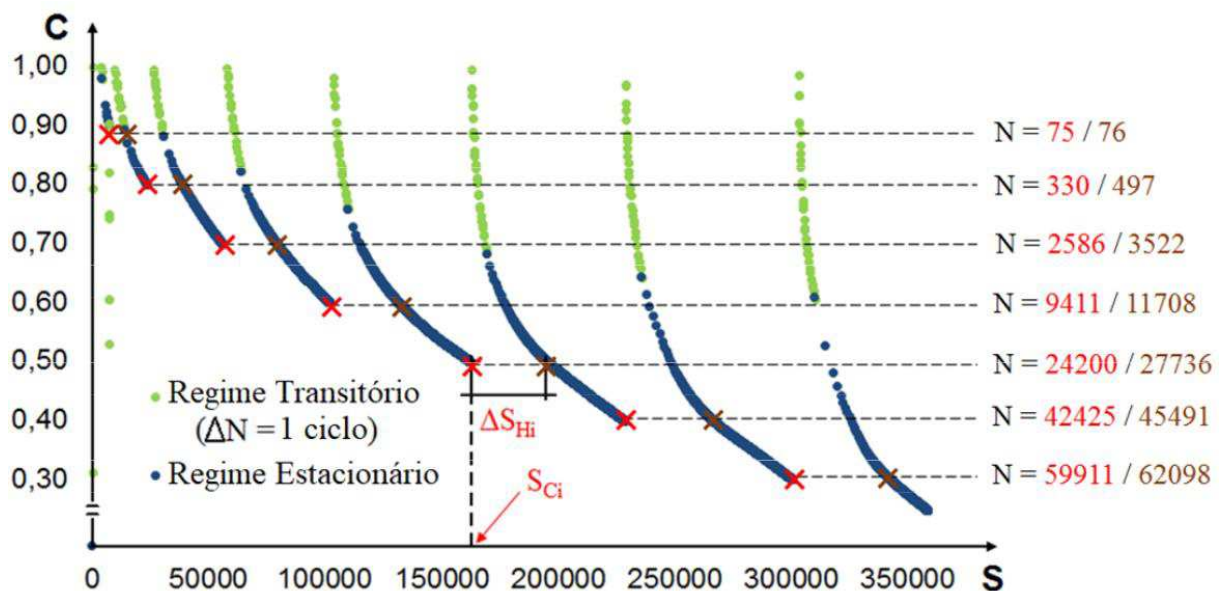
da energia dissipada, considerando o valor mais baixo do patamar como um indicativo da redução do dano e, conseqüentemente, da ocorrência do *healing*.

Outro método de teste comumente utilizado para avaliar a fadiga e a recuperação em concreto asfáltico é o teste de tração indireta (IDT). Nesse tipo de estudo, o carregamento em forma de haversine é empregado, consistindo em um período de carga seguido por um período de repouso. Para facilitar o registro de dados durante o período de repouso, alguns estudos também têm aplicado uma carga reduzida nesse intervalo de tempo (KIM e ROQUE, 2006).

Recentemente, os estudos sobre a capacidade de *healing* de trincas em misturas de asfalto têm se destacado, empregando o teste de flexão semicircular (SCB). Nesse método, são realizados testes de fratura-*healing*-fratura usando amostras semicirculares entalhadas (RIARA *et al.*, 2018).

O ensaio de fadiga à tração direta utilizando a mecânica do dano contínuo analisa o comportamento regenerativo de misturas asfálticas após períodos de repouso em um estado específico de integridade (C). O ensaio de tração direta cíclico é empregado para aplicar ciclos alternados de tração e compressão diretamente nas amostras asfálticas. Essa abordagem foi viabilizada por meio da fixação das amostras em placas com resina epóxi, permitindo a aplicação direta de forças axiais de tração (ASHOURI, 2014). A Figura 16 apresenta os resultados para o ensaio de fadiga a tração direta, realizado nas condições de 30° C com 270 segundos de período de repouso.

Figura 16 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 30° C



Fonte: Pivetta (2020)

As discussões acima mostram que inúmeros testes são utilizados para estudar o *healing* em misturas asfálticas em modo de fadiga e fratura. Todos esses testes, no entanto, são testes estruturais, o que significa que seus resultados dependem da geometria. Por essa razão, não é possível fazer uma

comparação direta entre testes, nem é possível deduzir diretamente um parâmetro material intrínseco a partir de seus resultados sem qualquer trabalho adicional de modelagem.

2.5 LIGANTES MODIFICADOS POR ADIÇÃO DE POLÍMERO

Os ligantes asfálticos modificados têm seu conceito e tecnologia originados da necessidade e melhoria de desempenho e durabilidade pavimentos, o que também proporciona um consequente aumento de sua vida útil, sendo tal prática realizada desde 1843. Isso pode ser obtido a partir do uso de modificadores das suas propriedades, sendo os materiais poliméricos os mais comumente usados para esta finalidade (CARVALHO, 2018; KALANTAR *et al.*, 2012).

Os polímeros são substâncias macromoleculares que podem ser obtidas de forma natural (madeira, óleo, fibra etc.) ou podem ser obtidos artificialmente pela união de pequenas moléculas. Estes materiais são substâncias que podem ser classificados de maneiras diferentes, de acordo com a finalidade classificatória. Conforme Thomas (2001), as principais são:

- a) Quanto à ocorrência: Naturais ou Sintéticos;
- b) Quanto à Preparação: Adição e Copolímeros;
- c) Quanto à Cadeia: Homogêneos e Heterogêneos;
- d) Quanto à Estrutura: Lineares ou Tridimensionais;
- e) Industrial: Elastômeros, Plásticos e Fibras.

O uso dos polímeros para a modificação de ligantes vem sendo amplamente realizado por pesquisadores desde que tal procedimento foi introduzido na indústria de pavimentos. Entretanto, estes materiais modificadores precisam atender a uma longa lista de requisitos incluindo adequadas propriedades mecânicas, economia, estabilidade a estocagem e temperatura de compactação compatível com os processos e máquinas de construção de pavimentos (NEGRÃO, 2006; QUEIROZ *et al.*, 2023).

Diante destes fatores limitantes e frente à grande variedade de polímeros disponíveis no mercado, apenas um pequeno número é utilizado na indústria da pavimentação (POLACCO *et al.*, 2015). Segundo Gama *et al.* (2016), atualmente, os principais polímeros utilizados podem ser classificados de acordo com sua importância em três categorias: (i) elastômeros termoplásticos – que correspondem a 75% dos modificadores; (ii) termoplásticos – que corresponde a 15%; e os (iii) polímeros reativos – que correspondem a cerca de 10% dos modificadores restantes.

Os polímeros elastômeros são capazes de conferir propriedades elásticas ao ligante modificado, enquanto termoplásticos e polímeros reativos são adicionados para melhorar a rigidez e reduzir as deformações permanentes sofridas pelo pavimento. A diferença entre cada um também está no que diz respeito à compatibilidade entre o ligante asfáltico e o polímero, pois dependendo da concentração pode

ocorrer separação de fase quando o material for armazenado a elevadas temperaturas e na ausência de agitação (GAMA *et al.*, 2016; BEHNOOD; GHAREHVERAN, 2019).

Quanto ao seu comportamento frente às variações térmicas, os polímeros são classificados em categorias (TAVARES, 2018):

- Termorrígidos: são aqueles que não se fundem, sofrem degradação numa temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura que depende de sua estrutura química. Apresentam cadeias moleculares que formam uma rede tridimensional que resiste a qualquer mobilidade térmica. Por exemplo: resina epóxi, poliéster, poliuretano;
- Termoplásticos: são aqueles que se fundem e tornam-se maleáveis reversivelmente quando aquecidos. Normalmente consistem em cadeias lineares, mas podem ser também ramificadas. São incorporados aos asfaltos a alta temperatura. Por exemplo: polietileno, polipropileno, PVC;
- Elastômeros: são aqueles que, quando aquecidos, se decompõem antes de amolecer, com propriedades elásticas. Por exemplo: SBR;
- Elastômeros termoplásticos: são aqueles que, a baixa temperatura, apresentam comportamento elástico, porém quando a temperatura aumenta passam a apresentar comportamento termoplástico. Por exemplo: EVA.

No que diz respeito às vantagens do CAP modificado com polímeros, Tavares (2018) descreve que essas vantagens podem ser vistas e agrupadas da seguinte forma:

- Em relação às misturas asfálticas densas: maior resistência a ocorrência de deformações permanentes, aumento da vida de fadiga, redução da espessura da camada do pavimento, melhor coesão e adesão frente à ação da água e do tráfego;
- Em relação as camadas drenantes: melhor resistência à ação da água e ao arrancamento do agregado por ação do tráfego com o aumento da capacidade de drenagem superficial do pavimento;
- Em camadas de absorção de tensões: manutenção das propriedades elásticas sob maior faixa de temperatura, que o asfalto convencional;
- Minimização da reflexão de trincas do pavimento antigo para o novo, aumento da ligação entre as camadas asfálticas e maior absorção das tensões, permitindo ao projetista diminuir a espessura das camadas asfálticas.

Devido ao uso de asfalto modificado por polímero (AMP) pode-se observar uma diminuição na frequência de manutenções e aumento na vida útil de pavimentos em locais de difícil acesso ou onde houver um custo muito elevado de interrupção do tráfego para reparos, além de beneficiar também locais de tráfego canalizado. Contudo, é necessário que o polímero não se degrade à temperatura usual de trabalho, além de se misturar bem ao asfalto e melhore as suas características de fluidez a altas temperaturas, sem que o ligante fique muito viscoso para ser misturado e espalhado, nem tão rígido ou quebradiço a baixas temperaturas. Deve, ainda, manter suas propriedades durante a estocagem, aplicação e em serviço (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Carvalho (2018) ressalta que a adição de polímeros ao CAP pode ter, além das vantagens, várias limitações. As principais limitações são:

- Alto custo;
- Alta sensibilidade à temperatura de alguns polímeros modificadores;
- Baixa resistência ao envelhecimento, problemas de separação de fase durante o armazenamento (estocagem) que geralmente são ocasionados por falta de compatibilidade entre o polímero e o CAP; e
- Melhoria limitada da elasticidade à baixas temperaturas.

Apesar das melhorias proporcionadas ao ligante asfáltico com a incorporação de polímeros, em muitos casos tem-se o comprometimento da trabalhabilidade da mistura durante a construção da camada de revestimento. Por essa razão uma das alternativas para solucionar esse problema é acrescentar a mistura aditivos que melhorem o manuseio do material, atuando na viscosidade da mistura asfáltica sem comprometer a melhoria das propriedades reológicas. Dentre esses materiais pode-se citar o ácido polifosfórico, que tem sido bastante indicado por ser capaz de aumentar a qualidade do ligante modificado com polímero (SOBREIRO, 2014).

2.5.1 Polímeros utilizados para modificação de ligantes asfálticos

Vários polímeros são usados atualmente por modificarem de maneira significativa as propriedades reológicas de ligantes. Dos polímeros mais utilizados atualmente, pode-se citar, conforme Gama *et al.* (2018):

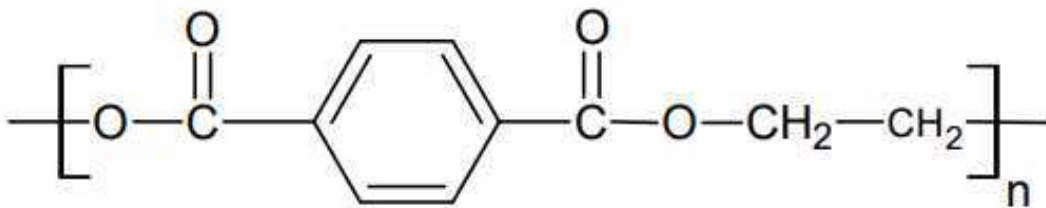
- a) Borrachas sintéticas, tais como por exemplo copolímeros de estireno-butadieno (SBR ou tribloco SBS), conhecidos como elastômeros termoplásticos;
- b) Copolímeros de etileno-acetato de vinila (EVA) ou de moléculas relacionadas (etileno metacrilato, etileno butilacrilato, etc), conhecidos como copolímeros termoplásticos;
- c) Poliolefinas, a exemplo do polietileno tereftalato (PET) e polipropileno (PP);

- d) Copolímeros aleatórios, a exemplo do etileno, glicidil metacrilato (GMA) e um grupo éster (geralmente metila, etila ou butilacrilato), referenciados como Terpolímeros Reativos de Etileno (RET), por causa de supostas reações químicas que ocorrem entre o ligante e o polímero.

Conforme Romão *et al.*, (2009), o PET é um dos materiais termoplásticos de maior produção mundial, possuindo inúmeras aplicações, as quais vão desde as embalagens processadas às fibras têxteis. O sucesso deste material deve-se à sua excelente relação entre as propriedades mecânicas, térmicas e o custo de produção (TAVARES, 2018).

A longa cadeia molecular do PET tem uma estrutura benzênica simétrica e um sistema conjugado formado entre o benzeno e o grupo éster (Figura 17). Isto resulta em uma alta rigidez e um baixo desempenho ao impacto, o que torna este material geralmente pouco indicado para situações em que seja requerida alta tenacidade (MA, 2016).

Figura 17 - Estrutura química do PET



Fonte: Pereira (2014)

O PET pertencente à família genérica poliésteres, e são formados a partir dos intermediários, ácido tereftálico e do etilenoglicol, ambos derivados de matérias primas de petróleo. Se apresenta como material de aspecto vítreo, amorfo, quando em sua forma mais pura, desenvolvendo cristalinidade estando sob influência da modificação direta de aditivos (SILVA *et al.*, 2018). É imensamente utilizado por possuir excelentes propriedades, tais como a leveza, resistência e transparência. O PET apresenta uma estrutura compacta com boas propriedades mecânicas, dielétricas e ópticas, resistentes a vários solventes, ácidos e meios alcalinos (TAVARES, 2018).

Entretanto, este material apresenta curta vida de uso e necessita de longo período para se degradar, o que faz com que seja acumulado em grandes volumes entre os resíduos sólidos urbanos e se torne, desta maneira, um dos grandes vilões ambientais, fazendo com que seu reaproveitamento por meio de processos de reciclagem seja objeto de interesse (PEREIRA, 2014).

Além disso, a reciclagem/reutilização desse material é difícil, uma vez que produtos feitos de PET, usados para armazenagem de alimentos, têm mais chances de absorverem contaminantes que

podem ser liberados ou mesmo contaminando-os, quando encapsulados. As impurezas contidas no PET micronizado, isto é, em pequenas partículas, pós consumo, promovem a cristalização do polímero durante o arrefecimento, aumentando a rigidez do produto (SILVA *et al.*, 2018).

Um dos grandes desafios dos grupos de pesquisa diz respeito aos problemas ambientais e de energia a partir de resíduos plásticos, no sentido de descobrir formas de converter estes rejeitos em materiais úteis, diminuindo sua entrada em aterros sanitários (INOYA, 2012; BEHNOOD; GHAREHVERAN, 2019). Transformar o PET em plástico de engenharia de alta performance, por meio das blendas, isto é, das misturas de PET com outros polímeros, tem se mostrado como uma alternativa para mitigar este problema. Algumas tentativas têm sido feitas para formar misturas compatíveis de PET com polímeros não polares utilizando elastômeros, EVA, e EMA, ou um terceiro componente funcionalizado, como PP-g-MA, PE-g-MA, PE-g-AA, SEBS-g-MA (TANG, 2007; PEREIRA, 2014).

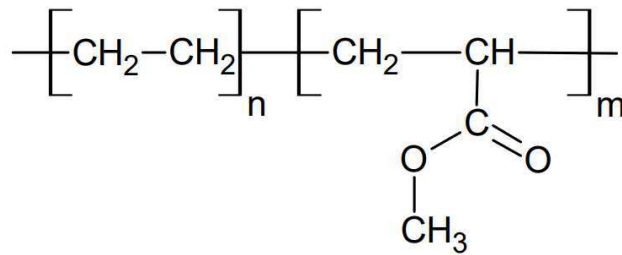
Ajustar a estrutura molecular do PET colabora para que haja otimização nas propriedades do PET, bem como nos seus efeitos ao ser misturado ao asfalto. Quando usado em misturas asfálticas, o PET conserva o seu estado alongado, transparente e amorfo, quando expostos a temperaturas acima de seu ponto de fusão e resfriado rapidamente. Após isto, há enrijecimento em sua microestrutura e, uma vez estabelecida esta fase de estado enrijecido, o PET torna-se altamente resistente e passa a conferir aos asfaltos características melhoradas (CARDOSO, 2012; XIN *et al.*, 2022).

Já o PET cristalino é obtido ao submetê-lo à temperatura de 72°C e, assim, sua forma é cristalizada de maneira lenta, diminuindo a flexibilidade do material, aumentando sua rigidez e o tornando opaco. Uma vez cristalizado, é melhorada a sua capacidade de resistência a altas temperaturas, podendo, então, ser adicionado aos ligantes asfálticos, acarretando ganho na resistência a deformação permanente (SILVA *et al.*, 2018).

O Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila (EMA) se trata de um copolímero que está disponível em uma gama de conteúdo de monômero (5-35% em massa de acrilato de metila) os quais possuem características que variam desde uma resposta termoplástica, para um comportamento elastomérico/borrachoso para baixo conteúdo de acrilato de metila e para teores mais elevados de acrilato de metila, respectivamente (PEREIRA, 2014).

Na estrutura do EMA, o etileno é a unidade não polar sendo altamente cristalina, enquanto o acrilato de metila é a unidade polar e amorfa. De acordo com o conteúdo de acrilato de metila, tal copolímero pode apresentar fusão em torno de 70°C, e transição vítrea em -35,6°C (KANIS, 2007). Pela Figura 18 se visualiza a fórmula estrutural do EMA.

Figura 18 - Estrutura química do EMA



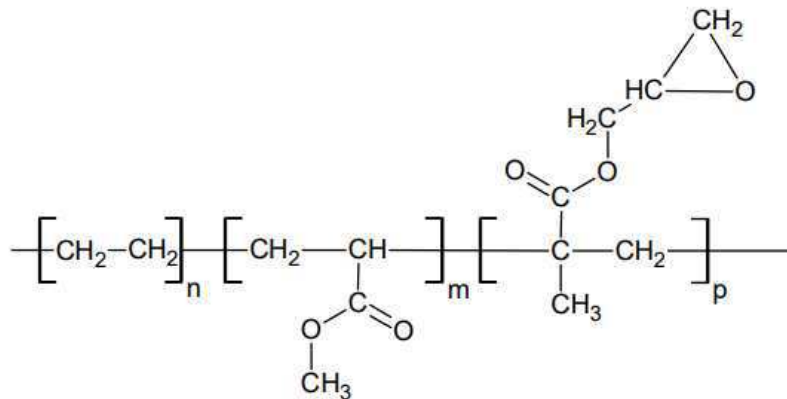
Fonte: Pereira (2014)

São características gerais EMA:

- Boa resistência ao envelhecimento e às intempéries;
- Boa resistência à hidrocarboneto;
- Baixa temperatura de flexão; e
- Ampla faixa de temperatura para aplicações.

O terpolímero etileno – acrilato de metila – metacrilato de glicidila – EMA-GMA é um terpolímero de etileno (E), acrilato de metila e metacrilato de glicidila (GMA) (Figura 19). Produzido por uma polimerização por radicais livres em um processo de alta pressão.

Figura 19 - Estrutura química do EMA-GMA



Fonte: Pereira (2014)

De acordo com Queiroz *et al.* (2023) o EMA-GMA tem seu uso associado à finalidade de otimizar a resistência ao impacto de termoplásticos de engenharia, tais como o PA, poliésteres (PBT, PET), blendas de PC/PBT e PC/ABS, isto devido às suas propriedades de reatividade e Polímeros não reativos

Esta categoria de polímeros é a segunda principal mais usada para modificação do ligante asfáltico (POLACCO *et al.*, 2015). Comparados aos elastômeros termoplásticos, possuem menor custo, em contrapartida seus desempenhos são bastante diferentes, em razão de sua mistura com o ligante acontecer apenas fisicamente, isto é, sem que ocorra nenhuma reação química.

Os termoplásticos, como o nome sugere, possuem a plasticidade como uma de suas características. Além disso, quando são empenhados em camadas de revestimentos asfálticos, aumentam sua rigidez e proporcionam melhorias nas deformações plásticas sobre as cargas de tráfego. As poliolefinas são uma categoria do grupo dos termoplásticos e são muito estudadas na modificação de ligantes asfálticos, sendo alguns desses materiais: polietileno (PE); polipropileno (PP), polietileno de alta densidade e polietileno de baixa densidade linear. A compatibilidade das poliolefinas com os ligantes asfálticos é baixa, devido à natureza não polar e aromática desses materiais (POLACCO *et al.*, 2015; QUEIROZ, 2021).

No estudo realizado por Gama *et al.* (2016) e Shirzad *et al.* (2019) foram avaliadas misturas asfálticas modificados com o teor de 0,3% de HDPE e, percebeu-se que antes e após o RTFO as misturas apresentaram um aumento de rigidez e não apresentou recuperação elástica, confirmando que este tipo de mistura não tem característica elastomérica. Apesar dos bons resultados das misturas com incorporação de HDPE, os autores observaram que quando associados ao ácido polifosfórico e ao polímero reativo os resultados reológicos foram superiores.

2.5.2 Pet uma solução ambiental

O PET após ser consumido é classificado como resíduo sólido, e suas disposições finais e processos de reciclagem são regulamentados pela Lei nº 12305/2010, que estabelece a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS). Segundo a norma NBR 10004 (ABNT, 2004), os resíduos de PET são classificados como não perigosos e inertes.

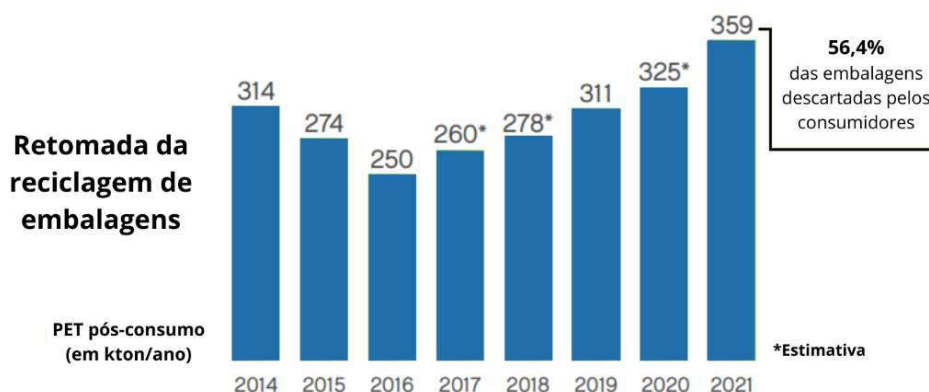
No Brasil, entre os tipos de reciclagem disponíveis, a reciclagem mecânica é a mais prevalente, devido a vários fatores, como custo de mão de obra e investimento relativamente baixo para a implementação de uma planta de reciclagem. Isso é especialmente notável devido ao grande volume de polímeros pós-consumo no país, diferentemente de nações europeias e do Japão, onde métodos químicos e energéticos são predominantes (DANTAS, 2022).

O índice de reciclagem do PET no Brasil tem apresentado um crescimento, conforme demonstrado na Figura 19, mas ainda é um número que requer melhorias. Segundo o décimo segundo censo da reciclagem do PET no Brasil, conduzido pela Associação Brasileira da Indústria do PET (ABIPET, 2022), o volume de PET consumido em 2021 foi aproximadamente 636.000 toneladas, porém somente 359.000 toneladas foram recicladas. Apesar de 56,4% do PET consumido ter sido reciclado, nota-se que uma parcela considerável desse polímero ainda não é direcionada para reciclagem, sendo descartada em aterros sanitários ou até mesmo lixões.

Considerando o contexto atual, é evidente que o descarte final das garrafas PET continua sendo um desafio, dada a necessidade de muito espaço para armazenamento e seu longo tempo de

decomposição. Há a urgência de eliminar esses resíduos plásticos sem prejudicar o meio ambiente, buscando alternativas para seu uso. Por outro lado, tanto preocupações ambientais quanto econômicas têm impulsionado a busca por materiais alternativos que atendam às exigências de projetos rodoviário, visando aprimorar as propriedades mecânicas do revestimento asfáltico. Assim, o PET tem sido empregado como modificador de ligante asfáltico, oferecendo uma nova aplicação para esse material na reciclagem.

Figura 20 – Evolução do índice de reciclagem do PET



Fonte: Adaptado de ABIPET (2022)

Diversos estudos investigaram o impacto da inclusão de resíduos de PET em misturas asfálticas. A adição de PET geralmente resultou em menor rigidez das misturas, principalmente em cargas leves, devido ao processo de cristalização em temperaturas abaixo da fusão do PET. Surpreendentemente, maiores quantidades de PET melhoraram a vida útil das misturas em termos de fadiga, apesar da menor rigidez. Os efeitos variaram de acordo com a porcentagem e o tipo de PET utilizado. Enquanto alguns estudos mostraram melhorias mecânicas gerais na mistura com PET, como aumento da resistência à tração e módulo de resiliência, outros observaram reduções significativas na estabilidade e aumento da fluência com maiores quantidades de PET. Além disso, a substituição de agregados por PET resultou em misturas menos densas, afetando a resistência e propriedades térmicas (BRITO, 2020).

Em resumo, a adição de PET em misturas asfálticas pode influenciar suas propriedades mecânicas e térmicas de maneira complexa, afetando a rigidez, resistência, fadiga e densidade da mistura, mas os efeitos variam com a quantidade e o tipo de PET utilizado.

2.5.3 Polímeros reativos

Estes polímeros possuem a capacidade de realizar ligações cruzadas e, por meio de seus grupos funcionais, se ligar quimicamente às moléculas de asfalto (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). São exemplos de polímeros reativos os elastômeros termoplásticos modificados por anidrido maleico e copolímeros à base de etileno contendo anéis de epóxi. Devido ao etileno ser o principal componente, em geral, são denominados de Terpolímeros de Etileno Reativos (RET) (QUEIROZ *et al.*, 2023).

Segundo Queiroz *et al.* (2023), os polímeros reativos podem ser utilizados de três maneiras distintas, sendo elas:

- i. Modificadores do asfalto;
- ii. Modificadores de polímeros; ou
- iii. Compatibilizadores entre o ligante asfáltico e polímeros convencionais (melhorando o comportamento mecânico, estabilidade à estocagem e susceptibilidade à temperatura das misturas asfálticas resultantes (GE *et al.*, 2017).

O uso de polímeros RET apresenta duas limitações que valem ser apontadas, conforme esclarecido por com Polacco *et al.*, (2015):

- i. Alto custo;
- ii. O risco de gelificação, que existe em virtude da quantidade de grupos GMA em uma única macromolécula de polímero, juntamente com a presença agregado de asfalto polifuncional.

Devido ao seu custo, o uso de polímeros RET é realizado como compatibilizantes adicionados em conjunto com outros polímeros ao ligante asfáltico (GE *et al.*, 2017). Além disso, o risco de gelificação é diminuído quando o teor de RET adicionado ao ligante se compreende em faixa limitada de pequenos teores (de 1,5 a 2,5% por peso) (POLACCO *et al.*, 2004; POLACCO *et al.*, 2015).

Entretanto, com a finalidade de melhorar as propriedades reológicas do ligante geradas a partir da modificação proporcionada pelo polímero RET, alternativas vêm sendo estudadas, como é o caso do uso do catalisador ácido polifosfórico (PPA), para otimizar a reação entre o ligante asfáltico e o polímero reativo (GAMA *et al.*, 2018).

2.5.4 Ácido polifosfórico

Sendo uma mistura do ácido trifosfórico, ácido pirofosfórico e outros compostos inorgânicos de origem superior e extremamente solúveis, o PPA vem sendo utilizado para modificar o ligante asfáltico e proporcionar melhorias em suas propriedades reológicas (SINGH *et al.*, 2018), como aumento na temperatura alta do grau de desempenho (PG) a alta temperatura (PAMPLONA, 2013), aumento do ponto de amolecimento e redução nos valores de penetração e aumento dos valores de viscosidade rotacional (QUEIROZ *et al.*, 2023).

Qualquer ácido fosfórico pode ser usado para a modificação de ligantes. A modificação do ligante asfáltico pode ser realizada por qualquer ácido fosfórico, além de que existem vários graus de ácido fosfórico encontrados no mercado, com distintas quantidades de ácido ortofosfórico (50; 75; 85 e 100%).

Entretanto, os ácidos polifosfóricos podem conter quantidades de 105 a 116% de ácido (CARVALHO, 2018).

Segundo Ge *et al.* (2017), a adição do PPA ao ligante asfáltico pode:

- Levar ao aumento da rigidez inicial;
- Reduzir a susceptibilidade às deformações permanentes dos pavimentos;
- Aumentar a vida útil do pavimento com a melhoria da fluidez do ligante asfáltico em baixas temperaturas; e
- Reduzir a ocorrência do trincamento por fadiga e das trincas térmicas.

As misturas do ligante com o PPA, têm maior desempenho quando em altas temperaturas sem alterações significativas no comportamento a baixas temperaturas (QUEIROZ *et al.*, 2023).

O uso do PPA vem sendo feito isolado ou combinado a outros polímeros. São observadas mudanças químicas que proporcionam melhorias nas propriedades reológicas do ligante, quando o PPA é usado em conjunto com outros polímeros reativos. Quando utilizado com o catalisador, o PPA pode substituir em partes outros polímeros usados, reduzindo o teor do polímero necessário para a mistura (POLACCO *et al.*, 2015).

Desta maneira, a principal razão para o uso do PPA na modificação de ligantes asfálticos está associada à redução do teor necessário de polímero para fornecer o desempenho esperado como maior viscosidade e melhor estabilidade a estocagem em temperaturas elevadas (QUEIROZ *et al.*, 2023).

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta fundamentação teórica foram abordados os tópicos relacionados às propriedades mecânicas, viscoelásticas e de regeneração de misturas asfálticas. De início foram descritas a fadiga em misturas asfálticas, destacando tanto a fadiga resultante de ensaios por compressão diametral quanto a fadiga obtida por tração-compressão direta (uniaxial), com descrição detalhada dos critérios de ruptura e modelos associados. A viscoelasticidade dos materiais asfálticos foi discutida com ênfase no Modelo Viscoelástico de Dano Contínuo (VECD). Este modelo foi contextualizado a partir do princípio da correspondência elástico-viscoelástico e da teoria do trabalho potencial, ampliando a compreensão das propriedades viscoelásticas desses materiais.

O fenômeno de regeneração ("*Healing*") em misturas asfálticas foi explorado em diferentes escalas - macro, micro e meso. As condições influenciadoras do processo de regeneração, como características do ligante asfáltico, condições ambientais (período de repouso, temperatura, umidade), carregamento e ensaios mecânicos para investigação do "*Healing*" foram descritas. Além disso, neste capítulo foram discutidas a modificação de ligantes asfálticos por meio da adição de polímeros, destacando a utilização de polímeros elastômeros com ênfase no PET/Micronizado como forma de mitigar os efeitos negativos sobre a sua disposição inadequada sobre o meio ambiente como também com o objetivo de torná-lo em um aditivo polimérico para as misturas asfálticas de alto desempenho a serem utilizadas em revestimentos asfálticos de tráfego pesado.

Em síntese a revisão de literatura teve como objetivo o conhecimento das propriedades mecânicas, viscoelásticas e de regeneração de misturas asfálticas, além de explorar as estratégias de modificação de ligantes por adição de polímeros com enfoque para o binômio sustentabilidade/valorização de um resíduo sólido. Através desta breve análise, torna-se evidente a importância da consideração das propriedades viscoelásticas e de regeneração em misturas asfálticas, particularmente nas misturas asfálticas modificadas. Portanto, o presente trabalho tem por objetivo contribuir para o aprofundamento do conhecimento nessas áreas.

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta os materiais empregados e as especificações das propriedades físicas dos ligantes asfálticos e dos agregados, assim como os procedimentos utilizados para avaliar o comportamento mecânico das misturas asfálticas.

O procedimento experimental desta pesquisa foi dividido em oito etapas conforme apresentado no fluxograma da Figura 21. A primeira etapa teve como objetivo selecionar, caracterizar os materiais utilizados, na segunda etapa foi realizado a modificação do ligante asfáltico CAP 50/70 com os polímeros propostos nessa pesquisa e a terceira etapa foi realizado uma análise reológica e química dos ligantes modificados.

Figura 21 – Etapas da pesquisa



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Na quarta etapa foi realizado a dosagem das misturas asfálticas por meio da metodologia SUPERPAVE. Após a dosagem foram realizadas os ensaios mecânicos, na quinta etapa, aplicação do modelo S-VECD e protocolo de “Healing” na sexta etapa e na etapa 7 e 8 foram realizadas as análises e inferências dos dados.

3.1 Propriedades físicas e mecânicas dos materiais

3.1.1 Ligante asfáltico

Os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa foram:

- **O cimento Asfáltico de Petróleo - CAP 50/70**, asfalto convencional usualmente utilizado;
- **Asfalto Modificado por polímero - AMP 55/75**, asfalto modificado usualmente utilizado para tráfego pesado;
- **CAP 50/70 modificado**, composto formado pelo ligante asfáltico convencional CAP 50/70 modificado pela combinação de Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila

EMA-GMA (polímero reativo) e Polietileno tereftalato – PET (polímero não reativo) em associação com ácido polifosfórico PPA (catalisador).

Nesta seção são apresentados a caracterização do ligante: penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional, Rolling Thin Film Oven Test (RTFO), *Performance Grade* (PG), *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR) e *Linear Amplitude Sweep* (LAS). As metodologias de ensaios constam no **Error! Reference source not found..**

Quadro 2 - Caracterização dos ligantes – Ensaio e Normas

Ensaio	Norma/Procedimento
Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional (<i>Brookfield</i>)	NBR 15184/2021
Determinação da penetração	NBR 6576/2007
Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola	NBR 6560/2016
Determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro	NBR 15086/2022
Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional - RTFOT	NBR 15235/2009
Grau de desempenho de ligante asfáltico - <i>Performance Graded Asphalt Binder</i>	ASTM D6373/2023
Fluência e recuperação de ligantes asfálticos determinados sob tensões múltiplas (MSCR)	DNIT 423/2020
Avaliação da resistência à fadiga de ligantes asfálticos usando varredura de amplitude linear (LAS – Linear Amplitude Sweep)	DNIT 439/2022
Espectroscopia de infravermelho por transformada de Fourier - FTIR	-

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

O procedimento de avaliação do PG envolve a medição do parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ em várias temperaturas, e o grau de desempenho máximo corresponde à temperatura na qual o ligante, tanto na forma original quanto após o envelhecimento pelo RTFOT, atinge o valor limite de $G^*/\text{sen}\delta$ (1,0 KPa e 2,2 KPa, respectivamente). O valor do PG é então determinado como a temperatura antes que ocorra a falha no ensaio. Devido às características climáticas específicas do Brasil, esta pesquisa concentrou-se exclusivamente na determinação do PG relacionado à alta temperatura dos ligantes.

O ensaio de Fluência e Recuperação sob Tensões Múltiplas (*Multiple Stress Creep Recovery* - MSCR) foi conduzido em amostras após o processo de envelhecimento pelo RTFOT, realizado à temperatura correspondente ao PG. Durante o teste, foram aplicados 10 ciclos consecutivos em cada um dos níveis de tensão de cisalhamento (0,1 e 3,2 KPa). Cada ciclo consistiu na aplicação da carga de fluência por 1 segundo, seguida por um período de relaxamento de 9 segundos. A medida de compliança não-recuperável obtida a 3,2 KPa ($J_{nr3,2}$) foi utilizada como indicador da capacidade de resistência à deformação permanente em altas temperaturas dos ligantes asfálticos. Além disso, a partir dos

resultados das deformações das amostras, foram calculados a diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis a 0,1 kPa e 3,2 kPa (Jnr diff) e a porcentagem de recuperação de deformação (%R), que reflete a elasticidade do ligante asfáltico.

Na Tabela 2, encontram-se os resultados dos métodos mencionados no Quadro 2, juntamente com os parâmetros detalhados ao longo deste segmento. Adicionalmente, são incluídas as diretrizes de desempenho recomendadas para o CAP 50/70 (A0) e AMP 55/75 (A2) e as orientações fornecidas pela AASHTO M320 (2016) referentes aos resultados do ensaio MSCR.

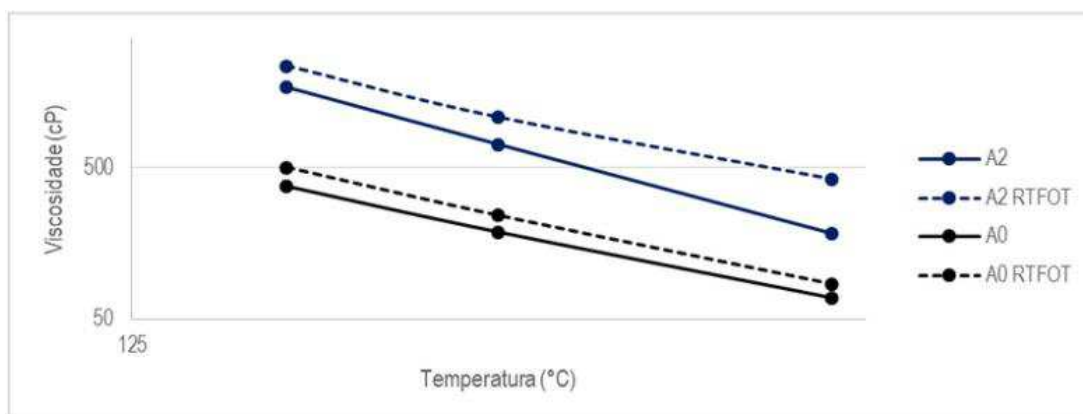
Tabela 2 – Resultados dos ensaios de avaliação física e reológica do CAP 50/70 e AMP 55/75

ANTES RTFOT	CAP 50/70		AMP 55/75	
	Resultado	Especificação	Resultado	Especificação
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	50,00	50 a 70	51,50	45 a 70
Ponto de amolecimento, °C	46,00	≥ 46	55,00	≥ 55
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	376,65	≥274	1697,95	≤3000
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	187,86	≥112	711,46	≤2000
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	69,29	57 a 285	184,52	≤1000
Recuperação elástica (25°C, 20 cm), %	-	-	76,50	≥75
Temperatura mais alta do PG, °C	66		75	-
PÓS RTFOT	Resultado	Especificação	Resultado	Especificação
Varição de massa, %	0,08	≤0,5	0,09	≤1
Varição do ponto de amolecimento, °C	6,00	≤8	3,50	-5 a +7
Penetração retida, %	90,28	≥55	76,38	≥60
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	500,00	-	2346,00	-
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	241,00	-	1073,55	-
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	85,00	-	419,00	-
Porcentagem de recuperação elástica original (25°C, 20cm), %	-	-	99,03	≥80
Temperatura mais alta do PG pós RTFOT, °C	64	-	73	-
Jnr 3,2 kPa, kPa-1	4,51	Tráfego padrão: 2,0<S≤4,0	1,07	Tráfego pesado: 1,0<H≤2,0
Jnr diff, %	1,48	≤75-	54,58%	≤75
R0,1, %	0	-	47,73	
R3,2, %	0,11%	-	26,57%	

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Na Figura 22 estão plotadas as curvas de viscosidade dos ligantes CAP 50/70 (A0) e AMP 55/75 (A2) antes e após o procedimento de envelhecimento a curto prazo RTFOT.

Figura 22 - Curvas dos resultados de viscosidades CAP 50/70 70 e AMP 55/75 antes e após RTFOT



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Os resultados da Tabela 2 apontam que os ligantes asfálticos são adequados para os serviços de pavimentação, pois todas as características analisadas estão dentro dos critérios estabelecidos pelo DNIT 095/2006 e pela ANP nº32/2010. É possível afirmar também que o CAP 50/70 é classificado como PG 66-XX e o AMP 55/75 é classificado como PG 70-XX.

O CAP 50/70 utilizado nesta pesquisa, ficou um pouco acima do indicado para rodovias com volume de tráfego padrão (S), mas como o ligante estava entre as diretrizes recomendadas optou-se por continuar a análise para as misturas asfálticas, e o AMP 55/75, utilizado nesta pesquisa, é indicado para rodovias com volume de tráfego pesado (H) segundo a AASHTO M320 (2016).

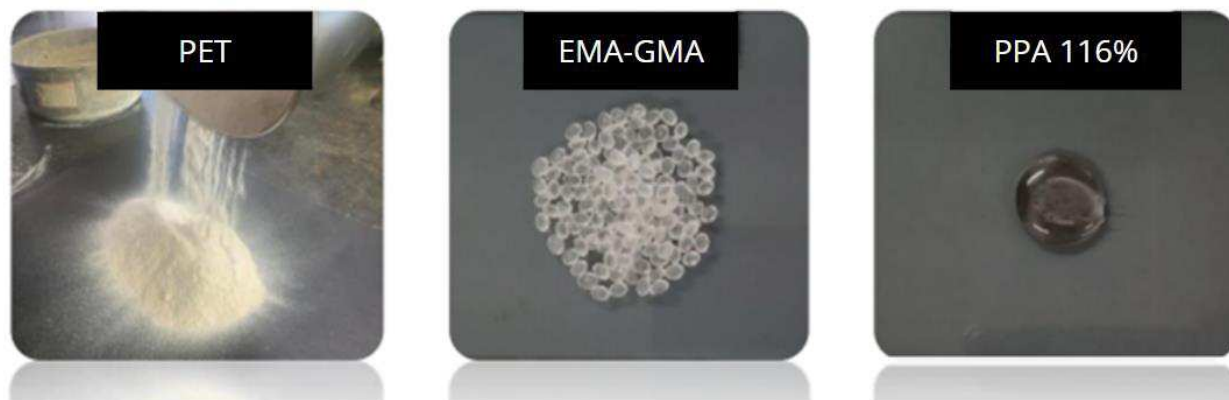
3.1.2 CAP 50/70 modificado

Nessa pesquisa, o ligante asfáltico CAP 50/70 foi empregado como ligante de referência, seguindo estritamente as diretrizes estabelecidas pela norma DNIT 095/2010. Três aditivos modificadores, conforme mostrado na Figura 23, foram incorporados neste estudo, e suas descrições são apresentadas a seguir:

- Terpolímero Reativo (RET) de Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila (EMA-GMA) (Figura 8), com teor de GMA de 6%, comercialmente denominado Polimul S74®, possui, a 25°C, aspecto de sólido incolor, ponto de fusão variando de 65 a 73°C, com temperatura de decomposição maior que 300°C, densidade específica de 0,93 a 0,95 g/cm³, umidade de 4%, sendo insolúvel à 20°C em água e solúvel em hidrocarbonetos aromáticos e solventes clorados, com granulometria de aproximadamente 5;
- O Polietileno tereftalato (PET) (Figura 9) é um sólido granular (pó ou flocos) branco, com ponto de fusão entre 90 e 140°C, ponto de fulgor maior que 230°C, densidade à 20°C de 0,85 a 1 g/cm³ e insolúvel em água;

- Ácido polifosfórico (PPA) 116%, (Figura 10) tem um aspecto de líquido viscoso, inodoro, com pH 1,0, ponto de fusão 21°C, ponto de ebulição 550°C, e à 20°C densidade de 2060 kg/m³ e solúvel em água.

Figura 23 – PET Micronizado & Polímero Reativo (EMA-GMA) & Ácido Polifosfórico (PPA)



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

As porcentagens de cada um foram baseadas em pesquisas de Gama *et al.* (2018) e Queiroz *et al.* (2023). Os polímeros utilizados em suas pesquisas foram o Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila – EMA-GMA (polímero reativo), Polietileno de Alta Densidade – HDPE (polímero termoplástico) e ácido polifosfórico PPA como catalisador nas proporções de 97,75% CAP 50/70 + 1,80% EMAGMA + 0,3% HDPE + 0,15% PPA e de 98,38% CAP 50/70 + 1,26% EMA-GMA + 0,21% HDPE + 0,15% PPA para Gama *et al.* (2018) e Queiroz *et al.* (2023), respectivamente.

No presente trabalho foi realizada a substituição do HDPE pelo PET como polímero termoplástico. Optou-se por utilizar a formulação proposta por Gama *et al.* (2018) e Queiroz (2023) e uma composição com redução de 50% da estabelecida por Gama *et al.* (2018), a fim de estudar três composições uma com mais polímeros, uma intermediária e um inferior e dessa forma propor um teor ótimo de trabalho, conforme indicada na Tabela 3. A nomenclatura empregada para identificação de cada amostra está apresentada na Tabela 4.

Não houve reduções no conteúdo de ácido, que foi mantido constante em 0,15% em peso de ligante. A decisão de manter esse teor foi embasada em uma revisão da literatura que destacou o ácido polifosfórico como um catalisador eficaz para a modificação de ligantes asfálticos em pesquisas anteriores (VARELA *et al.*; 2016; GAMA *et al.*, 2018; HAN *et al.*, 2022; SIDHU *et al.*, 2022; KUMANDAS *et al.*, 2022).

Tabela 3 - Proporção para aditivos usados na modificação das amostras

Amostra	CAP 50/70	EMA-GMA	PET	PPA
CAP 50/70 modificado	97,75%	1,80%	0,30%	0,15%
CAP 50/70 modificado	98,38%	1,26%	0,21%	0,15%
CAP 50/70 modificado	98,80%	0,90%	0,15%	0,15%

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 4 - Identificação empregada para identificação das amostras

Amostra	Nomenclatura
CAP 50/70 virgem	A0
CAP 50/70 agitado	A1
AMP 55/75 de referência	A2
CAP 50/70 modificado 97,75% CAP	M1
CAP 50/70 modificado 98,38% CAP	M2
CAP 50/70 modificado 98,80% CAP	M3

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

A modificação das amostras M1, M2 e M3 se deu por meio de um agitador mecânico, a 500 rpm (Figura 24) mantendo a temperatura do ligante a 160°C. Após a mistura, os ligantes modificados foram transferidos para uma estufa a 160°C durante 12 horas, simulando o processo industrial de espera para aplicação em campo (JASSO *et al.*, 2015). As amostras A0 e A1 não sofreram modificação, além disso, A1 passou pelo processo de agitação no misturador de alto cisalhamento, a fim de também estudar o efeito da modificação no ligante.

Figura 24 – Agitador mecânico utilizado para realização da modificação dos ligantes



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Após essa etapa, a análise das propriedades físicas e reológicas dos ligantes modificados foi conduzida de acordo com os procedimentos delineados no Quadro 2. Para determinar o teor ideal dos aditivos entre as fórmulas propostas, foi adotado como referência o cumprimento das especificações estabelecidas na resolução ANP nº32/2010 para ligantes elastoméricos. A Tabela 5 apresenta as propriedades dos ligantes modificados nas formulações A1, M1, M2 E M3.

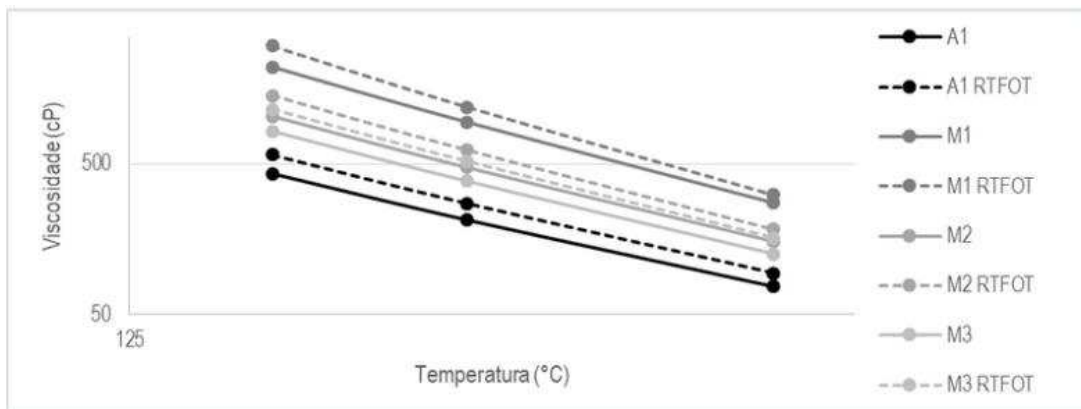
Tabela 5 – Resultados dos ensaios de avaliação física e reológica do CAP 50/70 modificado e agitado

ANTES RTFOT	A1	M1	M2	M3
	Resultado	Resultado	Resultado	Resultado
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	46,0	53,0	54,3	53,3
Ponto de amolecimento, °C	49,5	61,5	56	52,5
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	432,5	2210	1040	827,5
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	213	950,3	475	386
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	77	277	153,5	127
Recuperação elástica (25°C, 20 cm), %	-	86,5	81	69
Temperatura mais alta do PG, °C	68	78	74	72
PÓS RTFOT	Resultado	Resultado	Resultado	Resultado
Varição de massa, %	0,038	0,036	0,174	0,058
Varição do ponto de amolecimento, °C	4,5	4,5	4	6,5
Penetração retida, %	96,74	91,89	83,44	95,77
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	576,5	3043	1424,585	1153,2
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	274,5	1196,8	620,015	519,87
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	94,4	311,5	185,25	161,82
Porcentagem de recuperação elástica original (25°C, 20cm), %	-	99,04	98,95	99,06
Temperatura mais alta do PG pós RTFOT, °C	65,8	72	69,3	68,7
Jnr 3,2 kPa, kPa-1	3,64	0,432	1,23	1,73
Jnr diff, %	13,27	29,83	40,49	31,83
R0,1, %	6,10%	73,25%	49,12%	35,99%
R3,2, %	0,60%	65,51%	31,65%	19,76%

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Na Figura 25 estão plotadas as curvas de viscosidade dos ligantes M1, M2 e M3 antes e após o procedimento de envelhecimento a curto prazo RTFOT.

Figura 25 – Curvas dos resultados de viscosidades A1, M1, M2 e M3 antes e após RTFOT



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Foi verificada a ocorrência da redução da penetração para a amostra A1, resultado esperado pelo processo de oxidação ao qual o ligante é submetido durante a agitação. Para as amostras M1, M2 e M3, com a incorporação dos teores de modificadores, ocorreu o aumento da penetração, indicando que os materiais inseridos tornaram os ligantes menos rígidos e provavelmente reduzindo o seu nível de oxidação.

Com relação ao ponto de amolecimento ocorreu aumento para a amostra A1, que passou pelo processo de agitação apenas. Dentre as amostras com adição das composições de polímero verificou-se que ocorreu aumento comparado ao ligante base, no entanto, a amostra M1 alcançou o maior valor para o ponto de amolecimento, seguido da amostra M2 e posteriormente pela amostra M3. De um modo geral, o processo de agitação e a incorporação dos modificados diminuem a fluidez dos ligantes asfálticos avaliados.

Na viscosidade rotacional os ligantes modificados alcançaram valores de viscosidade superiores aos do ligante base, corroborando com os resultados de penetração e ponto de amolecimento. A amostra M1, assim como no ponto de amolecimento, foi a que obteve valores mais altos. Este fato interfere diretamente nas temperaturas de usinagem e compactação. A recuperação elástica obtida para as amostras M1 e M2 foram superiores às recomendadas para o ligante de comparação da amostra A2 (AMP 55/75).

Nas análises reológicas ocorreu aumento do PG e uma tendência de redução das complianças não recuperáveis (J_{nr}), o que pode indicar melhor comportamento deste material com relação à deformação permanente. Portanto, diante do exposto, a amostra produzida neste trabalho que indicou melhor comportamento físico e reológico foi a amostra M1. Tais propriedades devem ser confirmadas na medida em que forem realizados os ensaios mecânicos nas misturas asfálticas produzidas.

Diante dos resultados apresentados, a formulação que proporcionou alto desempenho ao ligante asfáltico base, com os teores ideais para modificação, foi M1 (97,75% CAP 50/70 + 1,8% EMA-GMA + 0,3% HDPE + 0,15% PPA). Portanto, para análise mecânica das misturas asfálticas realizadas, optou-se por utilizar somente a denominação CAP 50/70 modificado para formulação proposta em M1, visto que essa amostra apresentou um indicativo de um melhor desempenho mecânico. Os resultados da Tabela 5 demonstram que esse ligante asfáltico é classificado também como PG 78-XX e como um AMP 60/85. O CAP 50/70 modificado nesta pesquisa é indicado para rodovias com volume de tráfego pesado (H) segundo a AASHTO M320 (2016).

Com base na formulação escolhida do ligante modificado M1, ainda foi realizada uma análise da influência de cada modificador (EMA-GMA, PET e PPA) nas propriedades reológicas. Dessa forma seguiu-se o mesmo procedimento de modificação, citada no tópico 3.1.2 para que o ligante fosse analisado nas mesmas condições que foi realizado a modificação. A proporção de ligante asfáltico e dos modificadores, como também a nomenclatura utilizada, estão apresentados na Tabela 6 e 7 respectivamente. A Tabela 8 apresenta as propriedades dos ligantes modificados nas formulações C1, C2 e C3 e suas especificações.

Tabela 6 - Proporção para aditivos usados na modificação das amostras

Amostra	CAP 50/70	EMA-GMA	PET	PPA
CAP 50/70 modificado	98,2%	1,80%	-	-
CAP 50/70 modificado	99,7%	-	0,30%	-
CAP 50/70 modificado	99,85%	-	-	0,15%

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 7 - Identificação empregada para identificação das amostras

Amostra	Nomenclatura
CAP 50/70 modificado 98,2%CAP	C1
CAP 50/70 modificado 99,7% CAP	C2
CAP 50/70 modificado 99,85% CAP	C3

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de avaliação física e reológica do CAP 50/70 modificado como os componentes isolados

ANTES RTFOT	C1	C2	C3
	Resultado	Resultado	Resultado
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	46,6	43	41,5
Ponto de amolecimento, °C	50,25	48	50
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	916,2	492,3	507
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	444	236,9	246
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	157,5	124	86
Recuperação elástica (25°C, 20 cm), %	74	9,5	7,5
Temperatura mais alta do PG, °C	73,1	70,3	71
PÓS RTFOT	Resultado	Resultado	Resultado
Varição de massa, %	0,046	0,049	0,089
Varição do ponto de amolecimento, °C	5,75	5	2
Penetração retida, %	82	96,3	73,7
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	1155,2	632	643
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	543,9	298,2	302,5
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	184	100,4	101
Porcentagem de recuperação elástica original (25°C, 20cm), %	98,98	99	156
Temperatura mais alta do PG pós RTFOT, °C	69,2	66,7	67,5
Jnr 3,2 kPa, kPa-1	1,83	2,87	2,8
Jnr diff, %	24,94	5,65	10,73
R0,1, %	26,29	1,65	4,33
R3,2, %	15,62	0,67	0,97

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Para as amostras C1, C2 e C3, com a incorporação dos teores de modificadores, ocorreu uma diminuição da penetração, indicando que os materiais inseridos tornaram os ligantes mais rígidos.

Com relação ao ponto de amolecimento ocorreu aumento para a amostra C1, que foi modificado com EMA-GMA. Já para a amostra modificada com 0,3% de PET houve uma diminuição do ponto de amolecimento, entretanto bem próxima comparada ao ligante base.

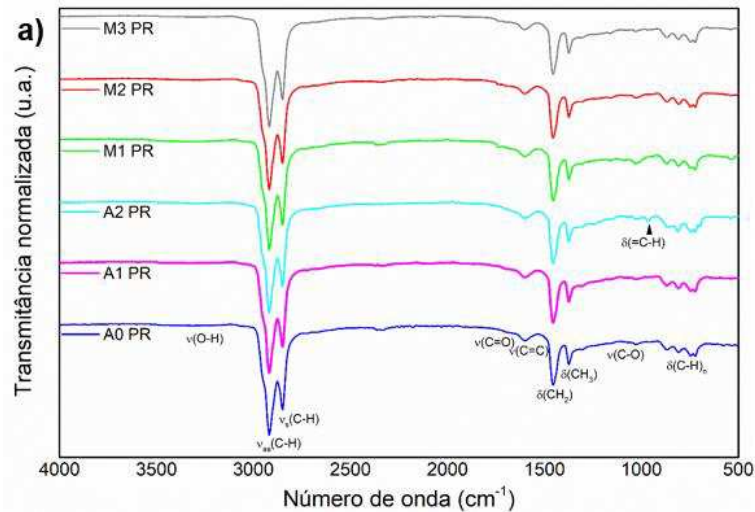
Na viscosidade rotacional os ligantes modificados alcançaram valores de viscosidade superiores aos do ligante base, corroborando com os resultados de penetração e ponto de amolecimento. A amostra C1, assim como no ponto de amolecimento, foi a que obteve valores mais altos. A recuperação elástica obtida para as amostras C1 foi próximo a recomendada para o ligante de comparação da amostra A2 (AMP 55/75), para a amostra C2 houve uma adição de elasticidade ao material base.

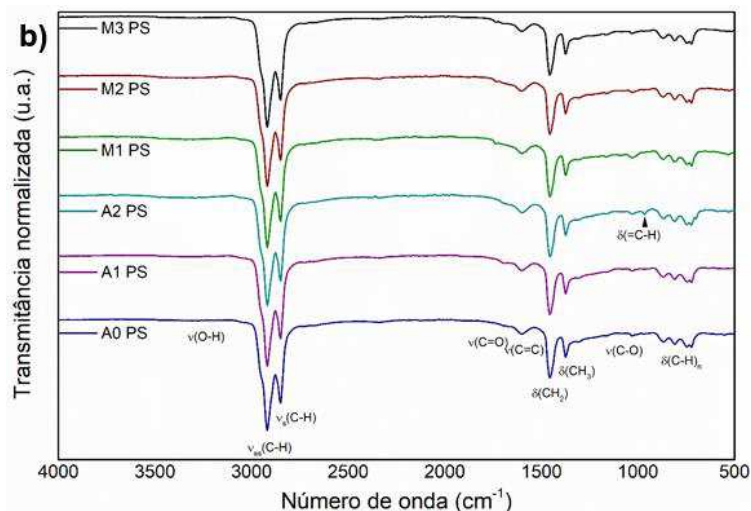
Nas análises reológicas ocorreu aumento do Performance Grade (PG) e uma tendência de redução das complianças não recuperáveis (J_{nr}), o que pode indicar melhor comportamento deste material com relação à deformação permanente. Dessa forma foi perceptível que a amostra C1, a qual contém o elastômero, contribui significativamente para a elasticidade do material e as amostras C2 e C3, as quais contém o plastômero e o ácido respectivamente, contribuiram com aumento de rigidez do material.

3.1.3 Análises de infravermelho para ligante asfáltico

A técnica analítica conhecida como espectroscopia no infravermelho por transformada de Fourier (FTIR) se fundamenta na absorção de radiação eletromagnética na região do infravermelho médio, compreendida entre 4000 e 500 cm^{-1} . Essa abordagem possibilita a análise das diversas ligações e funções químicas presentes em moléculas contidas nas amostras, especialmente moléculas orgânicas, revelando picos associados a vibrações, como estiramentos e deformações. A aplicação prática dessa técnica estende-se à análise de ligantes asfálticos e emulsões, proporcionando a determinação de níveis de oxidação e a presença de aditivos orgânicos. A Figura 26 apresenta os espectros de FTIR para amostras de ligantes asfálticos, tanto antes do processo RTFOT (a) quanto após o mesmo (b).

Figura 26 - Espectros de FTIR para as amostras de ligantes: a) pré RTFOT b) pós RTFOT.





Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Quanto à caracterização dos ligantes, os sinais indicativos predominantes de sua composição estão localizados em regiões comuns a compostos hidrocarbonetos, identificadas por picos de alta intensidade associados a estiramentos (ou deformações axiais) para grupos alifáticos saturados, situados entre 3000 e 2800 cm^{-1} . Nessa faixa, foram identificados picos em 2951 cm^{-1} e 2867 cm^{-1} para estiramentos assimétricos e simétricos em grupos metila (-CH_3), e picos em 2919 cm^{-1} e 2850 cm^{-1} para estiramentos assimétricos e simétricos em grupos metileno (CH_2), com um pico adicional em 2890 cm^{-1} para estiramento de grupos metina (CH), parcialmente obscurecido pelo pico em 2919 cm^{-1} .

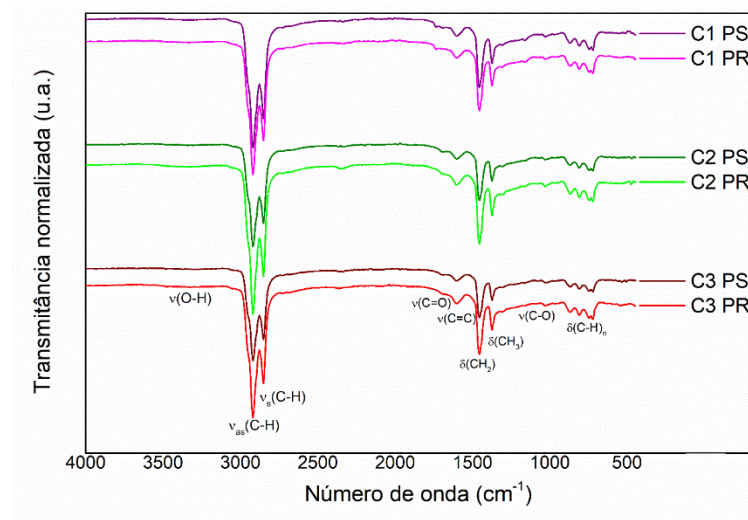
Observaram-se picos de baixa intensidade entre 2000 e 1700 cm^{-1} , indicando bandas harmônicas para aromáticos substituídos, juntamente com pequenos picos para grupos carbonilas (C=O) entre 1760 e 1700 cm^{-1} . A presença de um pico em torno de 1600 cm^{-1} sugere insaturações (C=C) em anéis, acompanhado de picos em torno de 1478 cm^{-1} , geralmente obscurecidos pelo pico de deformação angular de grupos metileno (CH_2) em 1455 cm^{-1} . A presença desses picos é coerente com os picos correspondentes para deformação axial (2921 e 2850 cm^{-1}) desse grupo, enquanto o pico em 1373 cm^{-1} , relacionado à deformação angular em grupos metila (-CH_3), está em concordância com os picos de deformação axial em 2952 e 2869 cm^{-1} . O pico em torno de 720 cm^{-1} indica a vibração do tipo "rocking" para cadeias saturadas acima de 4 carbonos, $(\text{CH}_2)_n$, com $n \geq 4$, confirmando a natureza orgânica do ligante com grupos saturados, insaturados e aromáticos.

Para a amostra A2, foi identificado um pico em torno de 964 cm^{-1} , associado a deformações "fora do plano" em grupos alcenos (=C-H), possivelmente ligado ao polímero adicionado ao ligante. A Figura 25 exhibe picos com intensidade relevante, indicando um grau de oxidação, especialmente nas regiões entre 1760 e 1700 cm^{-1} para estiramentos de carbonilas (C=O) e entre 1250 e 1000 cm^{-1} para estiramentos de grupos C-O , especialmente em torno de 1030 cm^{-1} . Essas regiões podem também estar relacionadas ao PET adicionado nas amostras M1, M2 e M3. A região entre 3200 e 3600 cm^{-1} , relativa

à vibração em grupos O-H (hidroxilas), também apresenta sinais indicativos de funções oxigenadas. O aumento da intensidade desses picos nos espectros pré RTFOT em comparação com os pós RTFOT sugere um leve aumento nos níveis de oxidação durante o processo de envelhecimento. Os espectros detalhados de cada amostra, pré e pós RTFOT, estão disponíveis no ANEXO para facilitar a análise comparativa.

Na Figura 27, são apresentados os espectros das amostras C1, C2 e C3, revelando picos (grupos funcionais) semelhantes aos observados nas amostras M1, M2 e M3, sem diferenças significativas entre as demais amostras, conforme constatado nos espectros anteriores apresentados na Figura 26.

Figura 27 - Espectros de FTIR para as amostras C1, C2 e C3

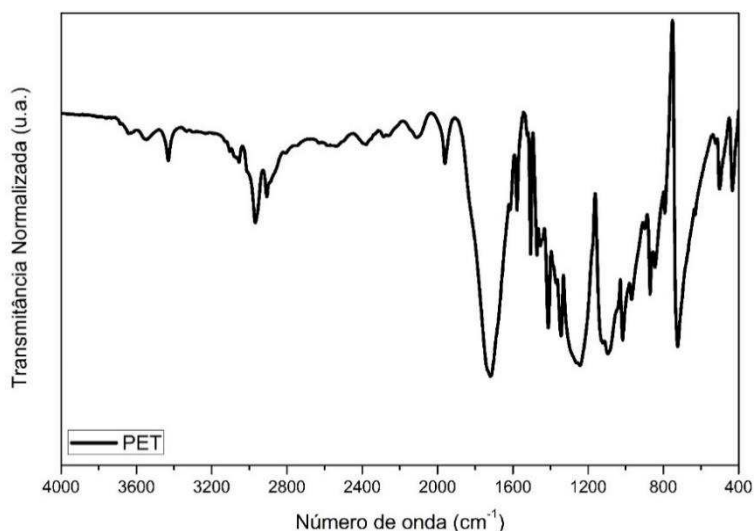


Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Os resultados desta caracterização estão apresentados na Figura 28. Quanto a caracterização do PET, os principais sinais indicativos da sua composição estão presentes em regiões comuns a compostos hidrocarbonetos e ligações carbono-oxigênio. Os picos de baixa intensidade, referentes a estiramentos (ou deformações axiais) para grupos alifáticos saturados estão contidos entre 3000 e 2800 cm^{-1} . Nesta faixa, foram encontrados picos em 2919 cm^{-1} e 2850 cm^{-1} , para estiramentos assimétrico e simétrico em grupos metileno ($-\text{CH}_2-$).

Picos com baixa intensidade foram encontrados em torno de 2000 cm^{-1} , indicando bandas harmônicas para aromáticos substituídos. O pico de maior intensidade, encontrado em torno de 1720 cm^{-1} , é indicativo para grupos carbonilas ($\text{C}=\text{O}$), referente a carbonila do grupo éster do polímero, ligado ao núcleo aromático.

Figura 28 - Espectros de FTIR para o PET



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

A detecção de um pico em aproximadamente 1590 cm^{-1} sugere a presença de insaturações (C=C) em anéis, acompanhado por picos em torno de 1475 cm^{-1} , sendo este último frequentemente encoberto pelo pico de deformação angular de grupos metileno (CH_2) em 1455 cm^{-1} . A manifestação dos picos em 1344, 1251, 1118 e 1091 cm^{-1} , associados ao estiramento da ligação C-O, indica a existência de grupos ésteres na amostra. A aparição deste último está em concordância com os picos desse grupo para deformação axial (2919 e 2850 cm^{-1}). Por último, o pico em torno de 720 cm^{-1} corresponde à vibração do tipo "rocking" para cadeias saturadas, $(\text{CH}_2)_n$, representando as cadeias do precursor etilenoglicol.

3.1.4 Agregados

O Quadro 3 apresenta os ensaios e as normas utilizadas.

Quadro 3 - Ensaios dos agregados e especificações

ENSAIO	METODOLOGIA
Análise granulométrica dos agregados por peneiramento	DNIT-ME 083/98
Massa específica real e absorção do agregado graúdo	DNIT-ME 081/98
Massa específica real e absorção do agregado miúdo	DNIT-ME 084/95
Equivalente areia	DNIT-ME 054/97
Determinação de Índice de Forma (Crivos)	DNIT 424/2020-ME
Abrasão "Los Angeles"	DNIT-ME 035/98
Determinação da porcentagem de partículas achatadas e alongadas em agregados graúdos	DNIT 429/2020
Teor de vazios de agregados miúdos não compactados	DNIT 415/2019

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

As camadas de revestimento são compostas por agregados graníticos (brita 19 mm, 12,5 mm e pó de pedra) oriundos de uma pedreira localizada em Campina Grande, Filler (Cal hidratada CH-1).

a) Granulometria

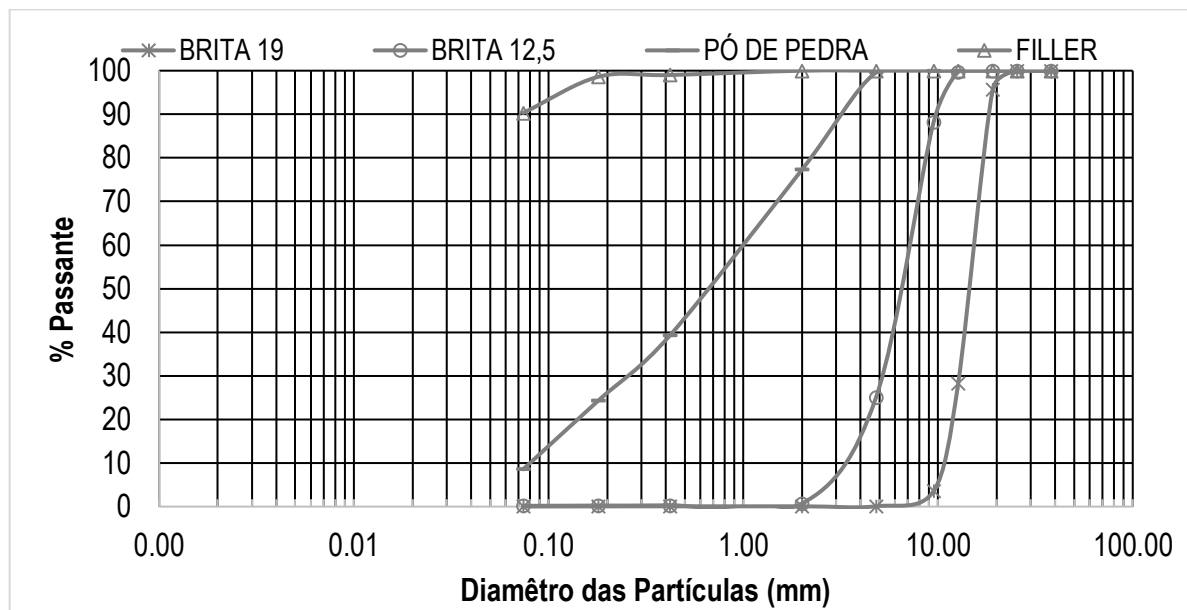
A seguir, na Tabela 9, é apresentado o resumo dos dados de granulometria para os agregados graúdos e miúdos conforme série de peneiras da norma ASTM D1073 e, na Figura 29, estão apresentadas as respectivas curvas granulométricas.

Tabela 9 - Quantidade passante acumulada dos agregados utilizados

Peneiras	BRITA 19 % Passante	BRITA 12.5 % Passante	PÓ DE PEDRA % Passante	FILLER % Passante
50 mm	100,00	100,00	100,00	100,00
25 mm	100,00	100,00	100,00	100,00
19,0 mm	95,74	100,00	100,00	100,00
12,5 mm	28,32	99,71	100,00	100,00
9,5 mm	3,58	88,26	100,00	100,00
4,75 mm	0,08	24,99	99,58	100,00
2,0 mm	0,07	0,73	77,29	100,00
0,42 mm	0,07	0,30	39,27	99,00
0,18 mm	0,06	0,24	24,33	98,60
0,075 mm	0,03	0,17	8,55	90,30

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 29 - Curva granulométrica dos agregados utilizados



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

b) Caracterização física dos agregados

A caracterização física dos agregados encontra-se na **Error! Reference source not found**. Os resultados apresentados são satisfatórios, indicando o uso dos materiais nas camadas de revestimento asfáltico.

Tabela 10 - Caracterização física dos agregados

ENSAIOS	BRITA 19	BRITA 12.5	PÓ DE PEDRA
Massa específica Real (g/cm ³)	2,807	2,785	2,660
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,764	2,713	2,637
Absorção (%)	0,558	0,955	0,48
Abrasão Los Angeles (%)	18,5	20,4	-
Índice de forma	2,25	2,15	-
Equivalente Areia (%)	-	-	63
Angularidade (%)	-	-	51
Alongadas e Achatadas (%)	0,61	1	-

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

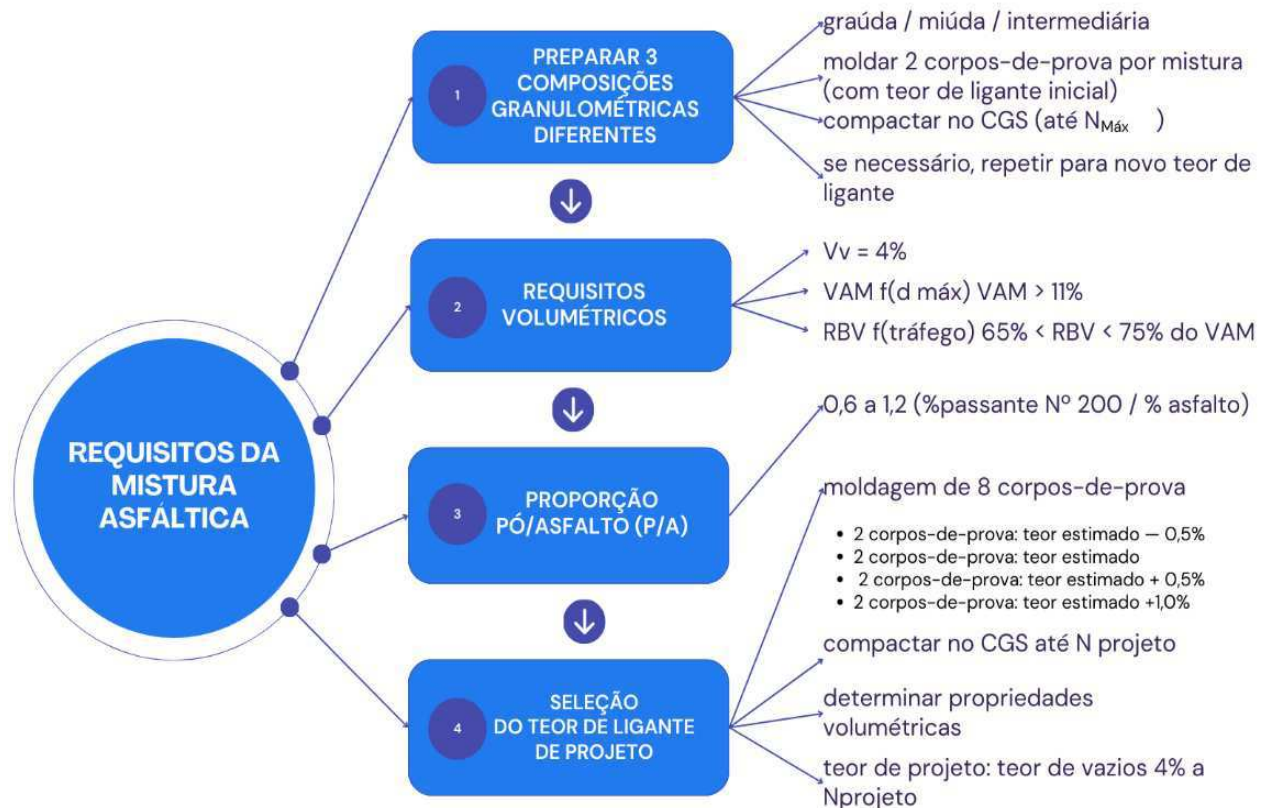
3.2 Dosagem das misturas asfálticas

Neste item são descritos os procedimentos de Dosagem das misturas asfálticas a partir do Método Superpave.

3.2.1 Dosagem misturas asfálticas

A dosagem SUPERPAVE das misturas asfálticas para obtenção das proporções dos materiais e do teor ótimo de CAP das misturas asfálticas está inserida e detalhada no Fluxograma da **Error!**
Reference source not found.

Figura 30- Fluxograma da Dosagem Superpave



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

A dosagem foi realizada com o auxílio do aplicativo FASTENG, que é uma ferramenta técnica de projetos de Engenharia Civil (UFCG/LEP). Atualmente o escopo da plataforma, tem aplicações em projetos geotécnicos de Pavimentação Asfáltica, Mecânica dos Solos, e Concreto Convencional. Na Figura 31 está apresentada a tela de início da dosagem do aplicativo FASTENG.

Figura 31 – Aplicativo FASTENG para dosagem de misturas asfálticas

CRIAR DOSAGEM SUPERPAVE

1 Dados gerais 2 Seleção dos materiais 3 Composição granulométrica 4 Teor de ligante inicial 5 Primeira compactação 6 Parâmetros da primeira compactação 7 Percentagens da curva escolhida 8 Segunda compactação 9 Parâmetros da segunda compactação 10 Compactação de confirmação 11 Resumo da dosagem

Nome do projeto

Nome do laboratório

Responsável

Volume de tráfego

Escolha o objetivo da mistura

Escolha a faixa do DNIT

Descrição

INICIAR

← Anterior

Basear documento

Proporção final dos materiais

Teor ótimo de ligante asfáltico	Brita 19 - Teste 18/04	Brita 12 - Teste 18/04	Pó de Pedra - Teste 18/04	Filler SKS - Teste 18/04	Filler - Teste 18/04
4,86 %	16,65 %	22,74 %	49,76 %	4,95 %	1,05 %

Quantitativo para 1 metro cúbico de massa asfáltica

Ligante asfáltico (kg)	Brita 19 - Teste 18/04 (m³)	Brita 12 - Teste 18/04 (m³)	Pó de Pedra - Teste 18/04 (m³)	Filler SKS - Teste 18/04 (m³)	Filler - Teste 18/04 (m³)
121,11	0,15	0,21	0,48	0,05	0,01

Parâmetros volumétricos e mecânicos da mistura no teor ótimo de ligante asfáltico

Massa específica aparente (Gmb): 2,40 g/cm³	Volume de vazios (Vv): 3,75 %	Vazios do agregado mineral (VAM): 11,47 %	Relação betume-vazios (RBV): 99,67 %	Água absorvida: 0,46 %
Massa específica: 2,40 g/cm³	Água absorvida: 0,46 %	Massa específica: 2,40 g/cm³	Água absorvida: 0,46 %	Massa específica: 2,40 g/cm³
Água absorvida: 0,46 %	Massa específica: 2,40 g/cm³	Água absorvida: 0,46 %	Massa específica: 2,40 g/cm³	

Fonte: smartdoser.fastengapp.com.br (2024)

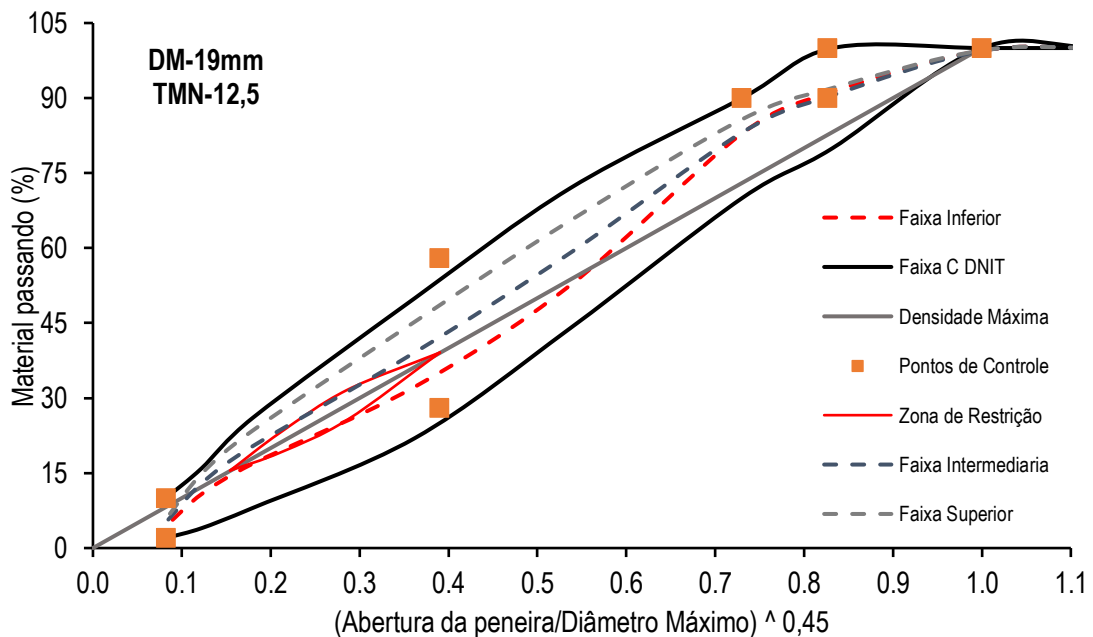
Inicialmente o procedimento constitui na escolha da composição granulométrica, que neste trabalho será uma camada na faixa C do DNIT, incluindo os conceitos de Pontos de Controle e Zonas de Restrição. De posse da granulometria de cada um dos materiais construiu-se, três composições granulométricas a serem testadas: uma composição superior (próxima ao limite superior da faixa), uma composição intermediária (na região mediana da faixa) e uma composição inferior (próxima ao limite inferior da faixa), a proporção de agregados está apresentado na Tabela 11 e as curvas granulométricas na Figura 32.

Tabela 11 – Porcentagem de agregados por faixa granulométrica

FAIXAS GRANULOMETRICAS	BRITA 19	BRITA 12,5	PÓ DE PEDRA	FILLER
FAIXA INFERIOR	12,0%	47,0%	40,0%	1,0%
FAIXA INTERMEDIÁRIA	13,0%	37,0%	49,0%	1,0%
FAIXA SUPERIOR	11,0%	31,0%	57,0%	1,0%

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 32 – Faixas granulométrica adotada para a dosagem SUPERPAVE



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

No procedimento Superpave, para a definição do teor de asfalto (ligante) inicial de projeto utilizam-se expressões empíricas baseadas nos seguintes parâmetros: massas específicas aparentes e real da composição de agregados, fator de absorção dessa composição, percentual de agregados na mistura, V_v da mistura, massa específica do ligante e tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados.

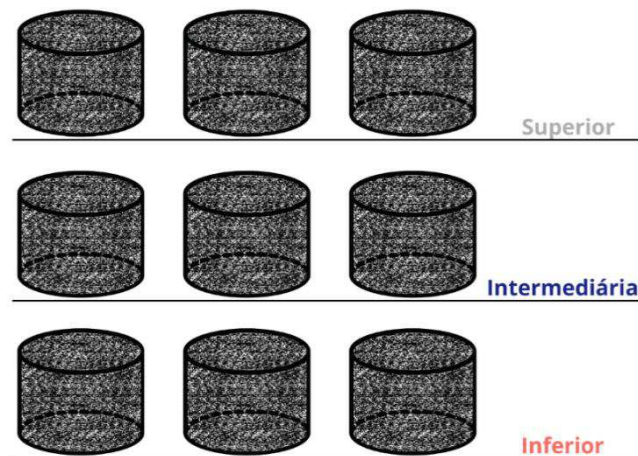
De posse do teor inicial de ligante da composição, um mínimo de dois corpos de prova para mistura tentativa é compactado no CGS. Em cada caso, são preparadas amostras em duplicata para a determinação da respectiva G_{mm} . Todas as misturas devem passar por envelhecimento em estufa por 2 horas, na temperatura de compactação, antes de serem compactadas. Os números de giros ($N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$) usados para compactação são determinados com base no volume de tráfego.

Durante a compactação de cada corpo de prova, tem-se três referências a ser consideradas: $N_{inicial}$, esforço de compactação inicial; $N_{projeto}$, esforço de compactação de projeto; $N_{máximo}$, esforço de

compactação máxima (representa a condição de compactação da mistura ao fim da sua vida de serviço). Neste caso, foi considerado o tráfego Médio a Alto, e assim, considerou-se $N_{\text{inicial}} = 8$ giros, $N_{\text{projeto}} = 100$ giros e $N_{\text{máximo}} = 160$ giros.

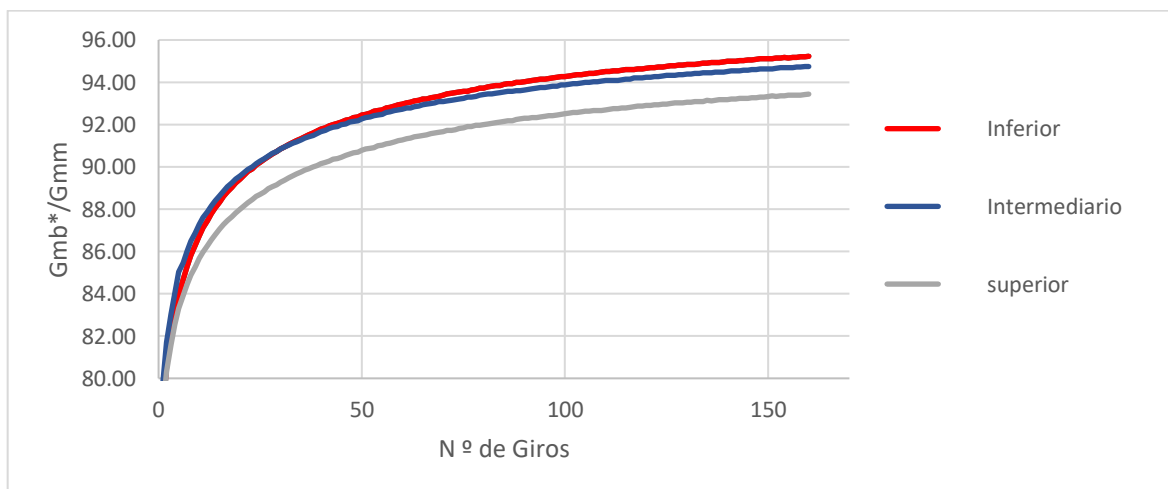
Os dados da compactação giratória Superpave devem ser analisados calculando, para cada número de giros desejado, a massa específica aparente estimada (G_{mb}) e a corrigida, esta última ainda como porcentagem da massa específica máxima teórica (G_{mm}). Essa massa específica, referida como percentual da G_{mm} , pode ser plotada versus o número de giros (ou versus o logaritmo do número de giros). Este processo permite avaliar a compactabilidade da mistura, ou seja, sua trabalhabilidade e seu potencial de densificação, que depende do esqueleto mineral (agregados). Dessa forma foi realizado a compactação de 3 corpos de prova, para cada curva granulométrica, no teor de ligante inicial de 4,4 % (Figura 33), os resultados obtidos para $\%G_{mm}$ versus número de giros estão descritos na Figura 34.

Figura 33 – Corpos de Provas moldados no teor inicial para cada curva granulométrica



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 34 – $\%G_{mm}$ versus número de giros



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Para garantir uma estrutura de esqueleto mineral adequada, as especificações exigem: $G_{inicial} \leq 89\% G_{mm}$. O valor limite para $G_{máximo}$ garante que a mistura não vai sofrer sobrecompactação excessiva sob o tráfego previsto e não vai apresentar um comportamento plástico levando a deformações permanentes. As especificações exigem $G_{máximo} \leq 98\% G_{mm}$. Em outras palavras, o volume de vazios mínimo deve ser 2%. Caso esses critérios não sejam satisfeitos para nenhum dos teores de ligante e/ou curva granulométrica testada, deve-se rever a curva granulométrica ou alterar o teor de ligante até que todos sejam atendidos. O teor de projeto deve satisfazer os critérios apresentados no Tabela 12.

Tabela 12 – Critérios volumétricos para escolha do teor de projeto

Esforoço de compactação (número de giros)	Relação entre massa específica aparente e a G_{mm} (%)	Vv (%)
$N_{inicial}$	< 89%	> 11%
$N_{projeto}$	96%	4%
$N_{máximo}$	< 98%	>2%

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Na Tabela 13 e Tabela 14 estão apresentados os resultados obtidos para o G_{mm} da massa asfáltica solta e os parâmetros volumétricos dos corpos de prova moldados no teor inicial de projeto respectivamente, os quais satisfazem os critérios volumétricos da dosagem Superpave. Ao analisar os resultados é perceptível que deve haver um ajuste para a obtenção dos parâmetros volumétricos desejados, dessa forma foi feito um ajuste no teor de ligante para obtenção do volume de vazios desejado de projeto de 4%, apresentados na Tabela 15.

Tabela 13 – G_{mm} para os teores avaliados

	Faixa Inferior	Faixa Intermediária	Faixa Superior
Teor de Ligante Inicial	4,4%	4,4%	4,4%
G_{mm}	2,568	2,577	2,579

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 14 – Parâmetros volumétricos obtidos na compactação tentativa no teor inicial

	CURVA INFERIOR	CURVA INTERMEDIARIA	CURVA SUPERIOR
GSE (Massa específica)	2,66	2,66	2,65
Volume de ligante absorvido (Vla)	0,00022659	0,00021220	0,00016927
Volume de ligante efetivo (Vle)	0,100584899	0,100584899	0,100584899
Massa de agregado (Mag)	2,247	2,242	2,237
Teor de ligante inicial (Pli)	4,38%	4,38%	4,39%
MÉDIA (Pli)		4,4%	

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 15 – Ajuste do teor de ligante de projeto

PARÂMETROS	CURVA INFERIOR	CURVA INTERMEDIARIA	CURVA SUPERIOR
Volume de vazios (%)	5,35	5,81	6,42
Teor de ligante estimado (%)	4,92	5,11	5,35
VAM	15,79	16,24	16,79
VAM estimado	15,52	15,88	16,31
RBV estimado	74,23	74,81	75,47
%Gmm tentativa Nínicial (%)	86,20	86,40	86,10
%Gmm estimado Nínicial (%)	87,55	88,21	88,51
%Gmm tentativa Nmáximo (%)	95,64	95,10	94,47
%Gmm estimado Nmáximo (%)	96,98	96,90	96,89

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Por fim, há uma faixa requerida para a proporção de pó/asfalto (dust/asphalt). Este critério é constante para todos os níveis de tráfego, deve estar entre 0,6 e 1,2 segundo o *ASPHALT INSTITUTE* (1996). Ele é calculado como uma porcentagem em massa do material passante na peneira no 200 (0,075 mm) dividido pelo teor de ligante efetivo. No caso das misturas em análise foi obtido uma proporção de 0,9, 1,0 e de 1,1 para faixa inferior, intermediária e superior respectivamente, o qual satisfazem o requisito determinado para dosagem.

De posse de todos os dados obtidos, pode-se perceber que todas as faixas granulométricas atenderam os critérios de dosagem SUPERPAVE, citados na Tabela 12, como também no critério pó/asfalto. Mesmo assim optou-se em adotar a faixa inferior, pois como citado no tópico 2.3.5, misturas com maiores quantidades de agregado graúdo desenvolvem sua regeneração em velocidades maiores que misturas com maiores quantidades de agregado fino.

A determinação do teor ótimo de CAP, pelo método SUPERPAVE, para a mistura asfáltica envolve a variação de $\pm 0,5\%$ e $+ 1\%$ em razão do provável teor ótimo de CAP determinado pelo supracitado método. Considerando os agregados e a distribuição granulométrica, o provável teor de CAP foi de 4,9%. Desse modo os teores avaliados para o traço adotado foi de: 4,4%; 4,9%, 5,4%. Não foi testado o valor de $+1\%$ devido ao teor ótimo está entre 4,4% e 5,4%.

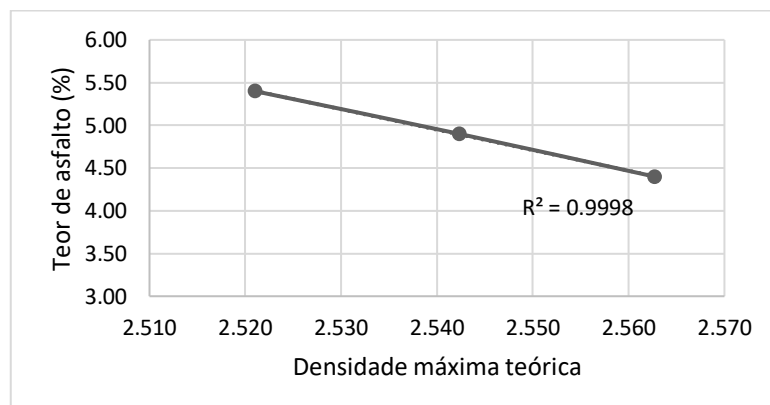
Após a escolha das variações dos teores, utilizou-se o Rice Test para obtenção da densidade máxima teórica (G_{mm}). Realizou-se dois ensaios para cada teor avaliado e a média dos resultados de densidade foram apresentados na Tabela 16 e a correlação entre os valores de G_{mm} na Figura 35. Verifica-se que o coeficiente de determinação (R^2) é próximo de 1 (0,9998), o que indica o ajuste do modelo estático linear e conseqüentemente a confiabilidade dos valores encontrados.

Tabela 16 – Gmm para os teores avaliados

Teor de Ligante	4,4%	4,9%	5,4%
Gmm	2,563	2,542	2,521

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 35 – Gmm para os teores avaliados



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Após a obtenção da G_{mm} para os teores descritos anteriormente, foram moldados 3 corpos de prova para cada teor por meio da compactação giratória, utilizando a quantidade de 100 Giros. Após a moldagem foram aferidos os parâmetros volumétricos. As Tabela 17, 18 e 19 apresentam os resumos dos valores obtidos no procedimento.

Tabela 17 – Parâmetros volumétricos teor de 4,4%

CURVA INFERIOR TEOR 4,4%					
Teor de Ligante do Grupo (%)	4,40				Média
Gmm - obtido a partir do Rice Test	2,56				
DESCRIÇÃO	RELAÇÃO	RESULTADOS			
		CP1	CP2	CP3	
Massa Seca -MS (g)	-	1200,02	1200,08	1200	-
Massa Submersa - Ms sub (g)	-	706,83	712,04	709,59	-
Massa Saturado Superfície Seca - MS SSS(g)	-	1202,92	1204,76	1204,29	
Densidade Aparente - Gmb	$MS / (MS\ SSS - Ms\ sub)$	2,411	2,428	2,418	2,419
Volume de Vazios -Vv	$(1 - (Gmb / Gmm)) * 100$	5,91	5,26	5,65	5,608
Vazios com Betume - VCB	$(Gmb * Teor\ de\ lig) / 1,027$	10,33	10,40	10,36	10,364
Vazios do Agregado Mineral - VAM	$Vv + VCB$	16,24	15,67	16,01	15,972
Relação das Betume/Vazios -RBV	$(VCB / VAM) * 100$	63,60	66,40	64,71	64,905

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 18 – Parâmetros volumétricos teor de 4,9 %

CURVA INFERIOR TEOR 4,9%						
Teor de Ligante do Grupo (%)	4,90					Média
Gmm - obtido a partir do Rice Test	2,54					
DESCRIÇÃO	RELAÇÃO	RESULTADOS				
		CP1	CP2	CP3		
Massa Seca -MS (g)	-	1200,16	1200,08	1200	-	
Massa Submersa - Ms sub (g)	-	711,27	711,67	710,67	-	
Massa Saturado Superfície Seca - MS SSS(g)	-	1201,8	1204	1201,43		
Densidade Aparente - Gmb	$MS / (MS\ SSS - Ms\ sub)$	2,439	2,430	2,437	2,435	
Volume de Vazios -Vv	$(1 - (Gmb / Gmm)) * 100$	4,07	4,43	4,13	4,209	
Vazios com Betume - VCB	$(Gmb * Teor\ de\ lig) / 1,027$	11,64	11,59	11,63	11,619	
Vazios do Agregado Mineral - VAM	$Vv + VCB$	15,71	16,02	15,76	15,829	
Relação das Betume/Vazios -RBV	$(VCB / VAM) * 100$	74,08	72,36	73,80	73,413	

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 19 – Parâmetros volumétricos teor de 5,4%

CURVA INFERIOR TEOR 5,4%						
Teor de Ligante do Grupo (%)	5,40					Média
Gmm - obtido a partir do Rice Test	2,52					
DESCRIÇÃO	RELAÇÃO	RESULTADOS				
		CP1	CP2	CP3		
Massa Seca -MS (g)	-	1199,61	1199,38	1199,52	-	
Massa Submersa - Ms sub (g)	-	715,85	716,72	713,34	-	
Massa Saturado Superfície Seca - MS SSS(g)	-	1200,36	1200,12	1200,57		
Densidade Aparente - Gmb	$MS / (MS\ SSS - Ms\ sub)$	2,468	2,473	2,454	2,465	
Volume de Vazios -Vv	$(1 - (Gmb / Gmm)) * 100$	2,10	1,90	2,66	2,218	
Vazios com Betume - VCB	$(Gmb * Teor\ de\ lig) / 1,027$	12,98	13,00	12,90	12,961	
Vazios do Agregado Mineral - VAM	$Vv + VCB$	15,08	14,90	15,56	15,179	
Relação das Betume/Vazios -RBV	$(VCB / VAM) * 100$	86,06	87,28	82,93	85,423	

Fonte: Elaborada pelo autor

Ao analisar os dados foi observado que o teor de 4,9% satisfaz os requisitos volumétricos de projeto. Nestas condições ocorre um volume de vazios médio de 4,2%, um valor de vazios do agregado mineral de 15,8% e uma relação de betume vazios de 73,4%, os quais satisfazem os requisitos.

Após a finalização da dosagem asfáltica para o ligante 50/70, foi procedido o mesmo procedimento para o ligante modificado CAP 50/70 com polímero reativo, não reativo e o Ácido polifosfórico e o AMP 55/75, os quais estão descritos na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros volumétricos obtidos para os teores de projeto de cada ligante asfáltico

Mistura	Teor de ligante	%Gmm N _{PROJETO}	VAM (%)	VV (%)	RBV (%)	Massa específica(g/cm ³)
CAP 50/70 Faixa C	4,9 Critérios SUPERPAVE	95,8	15,8	4,2	73,4	2,542
AMP 55/75 Faixa C	5,4 Critérios SUPERPAVE	96,0	16,7	4,0	75,0	2,525
CAP 50/70 modificado Faixa C	4,9 Critérios SUPERPAVE	96,8	15,8	4,2	73,7	2,55

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

3.3 Métodos

Os ensaios realizados nesta pesquisa foram desenvolvidos no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Os procedimentos dos ensaios são realizados de acordo com as regulamentações em vigor no Brasil, com exceção do ensaio de tração direta, para o qual não existe uma norma nacional disponível. A seguir, é fornecida uma breve descrição da metodologia aplicada.

3.3.1 Linear Amplitude Sweep (LAS)

O teste de LAS foi conduzido nas instalações do DSR utilizando uma configuração de placas paralelas com uma distância de 8mm entre elas e uma separação de 2mm. A temperatura de ensaio foi mantida constante a 19°C para todos os tipos de ligantes testados. Isso permitiu a avaliação do dano por fadiga em uma faixa de valores de rigidez que variou de 12 a 60MPa, conforme descrito por SAFAEI em 2017. Esse intervalo de rigidez abrange condições que evitam falhas de adesividade entre as placas em casos de rigidez elevada, assim como evita o fluxo excessivo em situações de baixa rigidez.

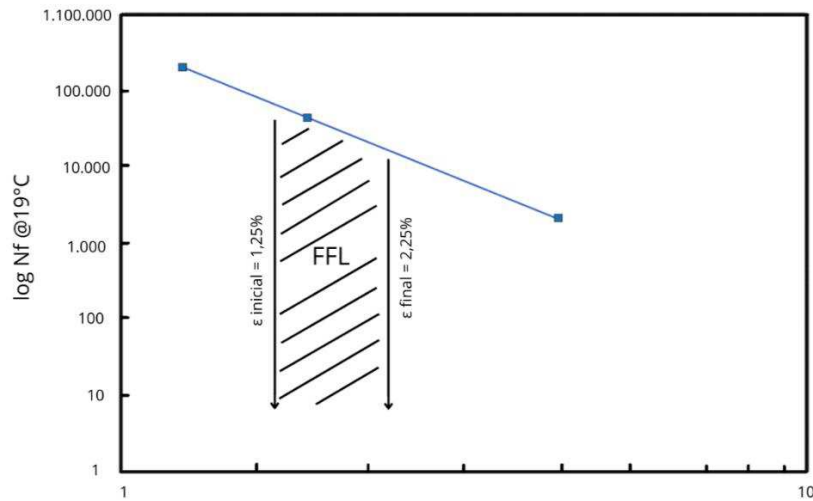
Foram aplicados carregamentos cíclicos de cisalhamento em duas etapas distintas. Na primeira etapa, foi realizada uma variação de frequência na faixa de 0,2 Hz a 30 Hz, mantendo uma amplitude de deformação constante de 0,1%, que estava diretamente relacionada às características da amostra e tinha como objetivo a caracterização viscoelástica do material, conforme recomendado pela AASHTO TP 101 (2014).

Posteriormente, o ensaio de dano foi conduzido, onde a deformação foi gradualmente aumentada de 0,1% a 30% em uma rampa linear, mantendo uma frequência constante de 10 Hz por um período de 300 segundos. Este último estágio representou o teste de fadiga propriamente dito do material. Em ambas as etapas, os valores de pico da tensão de cisalhamento, deformação de cisalhamento, ângulo de fase (δ) e módulo de cisalhamento $|G^*|$ foram registrados a cada 10 ciclos. A identificação da falha do material foi determinada com base no critério de energia dissipada.

As análises dos resultados foram feitas seguindo o princípio da teoria S-VECD, no ensaio são avaliadas três amplitudes de deformação: 1,25%; 2,5%; e 5%. Os ligantes foram submetidos a uma

comparação com base no seu Fator de Fadiga de Ligante (FFL), que envolve o cálculo da área sob o gráfico de fadiga do logaritmo do número de ciclos (Nf) no intervalo de deformação entre 1,25% e 2,25%. A Figura 36 ilustra graficamente o FFL.

Figura 36 – Ilustração gráfica do fator de fadiga do ligante



Fonte: adaptado de Almeida Jr (2018)

3.3.2 Moldagem dos corpos de provas

Os agregados graúdos e miúdos, bem como o ligante asfáltico, passaram por um processo prévio de aquecimento em estufa, cada um à sua temperatura de usinagem específica. Durante a etapa de mistura, utilizou-se um misturador mecânico da marca InfraTest *testing systems*, para assegurar uma mistura homogênea, prevenindo a segregação e mantendo a temperatura uniforme durante o processo de moldagem. Esse misturador tem a capacidade de controlar a temperatura dentro de uma faixa entre 25 e 260°C e é capaz de processar até 15 Kg de material por vez.

Após a conclusão do processo de mistura, as misturas soltas foram transferidas para um recipiente metálico e então colocadas em uma estufa à temperatura de compactação, com uma variação máxima de +/- 3°C, conforme prescrito pela norma DNIT 178/2018. As misturas permaneceram na estufa por um período de duas horas antes da compactação, o que é conhecido como "condicionamento de curto prazo" e tem o propósito de simular o envelhecimento do ligante.

Após a fase de condicionamento, os corpos de prova foram moldados utilizando um equipamento Compactador Giratório SUPERPAVE (CGS), com um diâmetro de 100 mm, como especificado para este estudo. A quantidade de massa utilizada para cada tipo de ensaio foi mantida constante, variando apenas o número de rotações para atingir o volume de vazios e a altura necessária de acordo com os requisitos específicos de cada ensaio. A Tabela 21 apresenta os parâmetros dos corpos de prova que serviram como base para calcular a massa em cada ensaio.

Tabela 21 – Especificação dos corpos de prova por ensaio

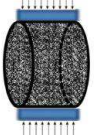
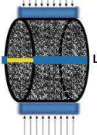


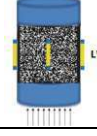
Ensaio	Dimensões do CP (mm)	Quantidade de réplicas	Volume de Vazios Vv (%)	Tolerância Vv (%)
Resistência à Tração - RT	Variável	3	4,00	1,0
Módulo de Resiliência - MR	Variável	3	4,00	1,0
Fadiga a tração indireta - FD	Variável	12	4,00	1,0
Dano por umidade induzida - DUI	Variável	6	7,00	0,5
Módulo Dinâmico - MD	100x150	3	5,50	0,5
Resistência à deformação permanente - FN	100x150	3	7,00	0,5
Fadiga à tração direta uniaxial - TD	100x130	3	5,50	0,5

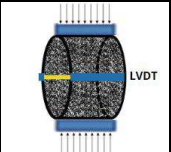
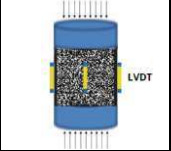
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

3.3.3 Ensaio mecânicos das misturas asfálticas

A análise de comparação das misturas asfálticas foi realizada por meio de ensaios de resistência à tração, dano por umidade induzida, módulo de resiliência, módulo dinâmico, resistência à deformação permanente e resistência à fadiga. As misturas asfálticas analisadas nesse estudo foram: mistura asfáltica de referência (CAP 50/70), mistura asfáltica modificada com 97,75% CAP 50/70 + 1,80% EMAGMA + 0,3% PET + 0,15% PPA e mistura asfáltica modificada usualmente utilizada comercialmente na região nordeste AMP 55/75, como material para comparação com o asfalto modificado proposto. No Quadro 4 estão descritos os ensaios realizados com suas respectivas normas.

Quadro 4 – Ensaio de caracterização mecânica

Ensaio	Geometria de ensaio	Carregamento	Modo controlado	Frequência de ensaio(Hz)	Temperatura de ensaio(°C)	Normas/Procedimentos
Resistência à tração por compressão diametral		Estático	Deformação	-	25	ASTM C496M:2017
Módulo de resiliência		Dinâmico	Tensão	1	25	ASTM D7369:2020
Dano por umidade induzida		Estático	Deformação	-	25	ASTM D4867M09:2014
Resistência à deformação permanente		Dinâmico	Tensão	1	60	ASTM D8292:2020
Módulo Dinâmico		Dinâmico	Deformação	25;10;5;1;0,5;0,1	4;20;40	AASHTO T 342-11:2019

Fadiga por compressão diametral		Dinâmico	Tensão	1	25	AASHTO T 321:2017-
Fadiga por tração direta		Dinâmico	Deformação	10	25	AASHTO TP 107-18

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

3.3.3.1 Resistência a tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas asfálticas foi realizado de acordo com as diretrizes estabelecidas na norma DNIT 136/2018. Esse ensaio envolve a aplicação de uma carga estática de compressão que é distribuída ao longo de duas geratrizes opostas. Isso tem como objetivo obter tensões de tração uniformes ao longo do diâmetro horizontal, perpendicular à direção da carga aplicada.

Para a realização do ensaio de resistência à tração, empregou-se uma prensa mecânica que aplica uma carga estática com uma velocidade de deformação controlada de $0,8 \pm 0,1$ mm/s. A leitura da carga de ruptura é efetuada por meio de um anel dinamométrico conectado ao sistema da prensa. A resistência à tração (RT) é calculada com base na Equação 41.

$$RT = \frac{2F}{100 \cdot \pi \cdot D \cdot H} \quad (\text{Equação 41})$$

Onde:

RT é a resistência à tração (MPa);

F é a carga de ruptura (N);

D e H são, respectivamente, o diâmetro e a altura do corpo de prova (cm).

A resistência à tração por compressão diametral foi determinada calculando-se a média aritmética dos resultados obtidos a partir de três corpos de prova para cada mistura. Os valores individuais e a média geral estavam dentro de uma faixa de $\pm 10\%$. Antes de serem submetidas ao ensaio, as amostras foram condicionadas por um período de 4 horas à temperatura de $25 \pm 1^\circ\text{C}$.

3.3.3.2 Módulo de resiliência

O ensaio de módulo de resiliência (MR) das misturas asfálticas foi realizado de acordo com as diretrizes estabelecidas na norma NBR 16018/2011. O ensaio foi realizado em uma prensa hidráulica modelo UTM – 25 (Universal Test Machine) da IPC Global.

Durante o ensaio, aplicou-se uma carga com uma forma de onda haversine no plano diametral vertical de cada corpo de prova. Os carregamentos empregados foram equivalentes a 10% da resistência

à tração por compressão diametral média de cada mistura. A frequência de aplicação da carga foi de 1Hz, o que significa que um ciclo completo consistia em 0,10 segundos de aplicação da carga seguidos por 0,9 segundos de repouso. Essa carga aplicada resultou em uma tensão de tração que atuou transversalmente ao plano de aplicação, resultando em um deslocamento diametral horizontal recuperável. Esse deslocamento horizontal foi medido utilizando dispositivos LVDTs (Linear Variable Differential Transformers) localizados em ambas as faces do corpo de prova.

Com base nos dados de carga aplicada e deslocamentos horizontais recuperáveis obtidos, o cálculo do módulo de resiliência foi realizado utilizando a Equação 42. O resultado é diretamente disponibilizado pelo software utilizado.

$$MR = \frac{P}{\Delta H} (0,9976 \cdot \mu + 0,2692) \quad \text{(Equação 42)}$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência (Mpa);

P é a carga vertical aplicada diretamente no corpo-de-prova (N);

Δ é o deslocamento horizontal medido pelos LVDTs (mm);

H é a altura do corpo-de-prova (mm);

μ é o coeficiente de Poisson (adotado o valor de 0,30).

Todos os ensaios foram conduzidos a uma temperatura ambiente de 25°C, e os corpos de prova foram submetidos previamente a uma condição de temperatura de ensaio de (25°C ± 0,5) por um período mínimo de 4 horas. O módulo de resiliência de cada mistura foi determinado calculando a média de três amostras.

3.3.3.3 Fadiga por compressão diametral à tensão controlada

O ensaio de fadiga (FD) das misturas asfálticas foi realizado de acordo com as diretrizes estabelecidas na norma DNIT 183/2018. O ensaio foi realizado em uma prensa hidráulica modelo UTM – 25 (Universal Test Machine) da IPC Global.

Para realização do ensaio foi determinado a resistência à tração (RT) de três corpos de prova aleatoriamente escolhidos entre os moldados, adotando a média, de acordo com a norma DNIT 136/2018-ME. Posteriormente foi calculado a carga a ser aplicada de um conjunto de 3 corpos de prova com quatro níveis de tensão escolhidos entre 5 % e 40 % da resistência à tração da amostra (RT). Foram adotadas as os níveis de tensões de 25%, 30%, 35% e 40%.

Esse procedimento envolve a aplicação de uma carga senoidal na forma de um pulso com uma frequência de 1Hz, onde a carga foi aplicada durante 0,1 segundos e, em seguida, foi seguido por um período de 0,9 segundos de repouso. A temperatura durante o ensaio foi mantida a 25°C.

O resultado obtido no ensaio corresponde ao número de ciclos necessários para que o corpo de prova se rompa sob uma tensão predefinida. Isso permite a construção da curva de Whöler, que é um gráfico em escala logarítmica que relaciona a tensão com o número de ciclos ou solicitações (N). O valor de N é expresso em relação às tensões ou deformações iniciais, conforme descrito pelas Equações 43 e 44 a seguir:

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n1} \quad \text{(Equação 43)}$$

$$N = k_2 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n1} \quad \text{(Equação 44)}$$

Onde:

N = número de cargas cíclicas que levaram à ruptura do corpo de prova;

$\Delta\sigma$ = diferença entre as tensões vertical e horizontal do centro do corpo de prova;

ε_i = deformação por tração inicial;

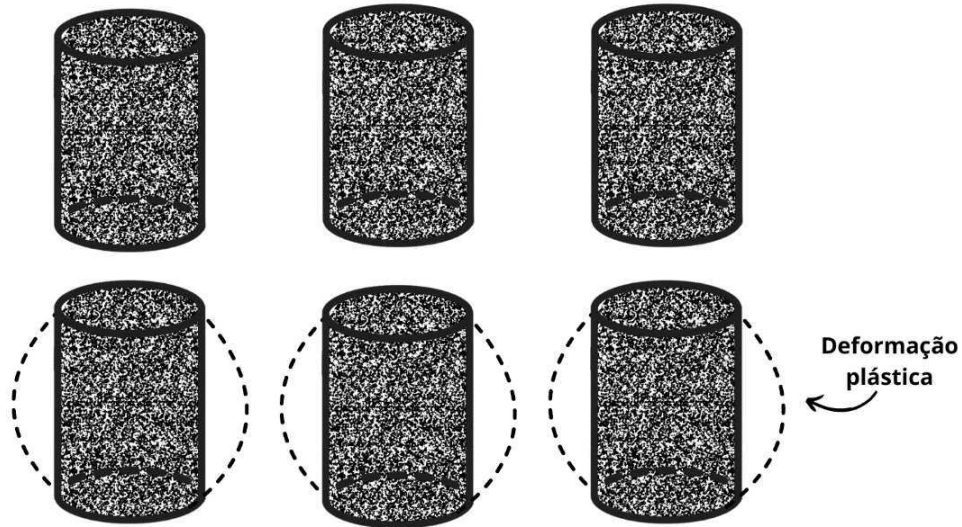
k e n = constantes resultantes de resultados experimental.

3.3.3.4 Resistência a deformação permanente

O ensaio de deformação permanente (FN) seguiu as prescrições da Norma DNIT 184;2018, utilizando a Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) da marca IPC Global®. Antes de conduzir o teste, os espécimes foram acondicionados em uma câmara de temperatura controlada a $60,0 \pm 0,5$ °C, por um período mínimo de 3 horas. Para cada composição, o resultado apresentado corresponde à média de três amostras distintas.

Foi aplicado uma carga cíclica uniaxial compressiva de 204 kPa, utilizando o formato haversine, com uma aplicação de 0,1 segundos seguida por um período de repouso de 0,9 segundos. Isso foi realizado em espécimes não confinados, mantidos a uma temperatura de 60°C. O ensaio foi interrompido quando se atingiu um total de 7.200 ciclos de carga ou quando a deformação atingiu 50.000 microstrain, momento em que as amostras consistentemente entraram em colapso. A Figura 37 mostra a configuração inicial dos espécimes antes do início do ensaio, bem como sua aparência antes e depois da realização do teste.

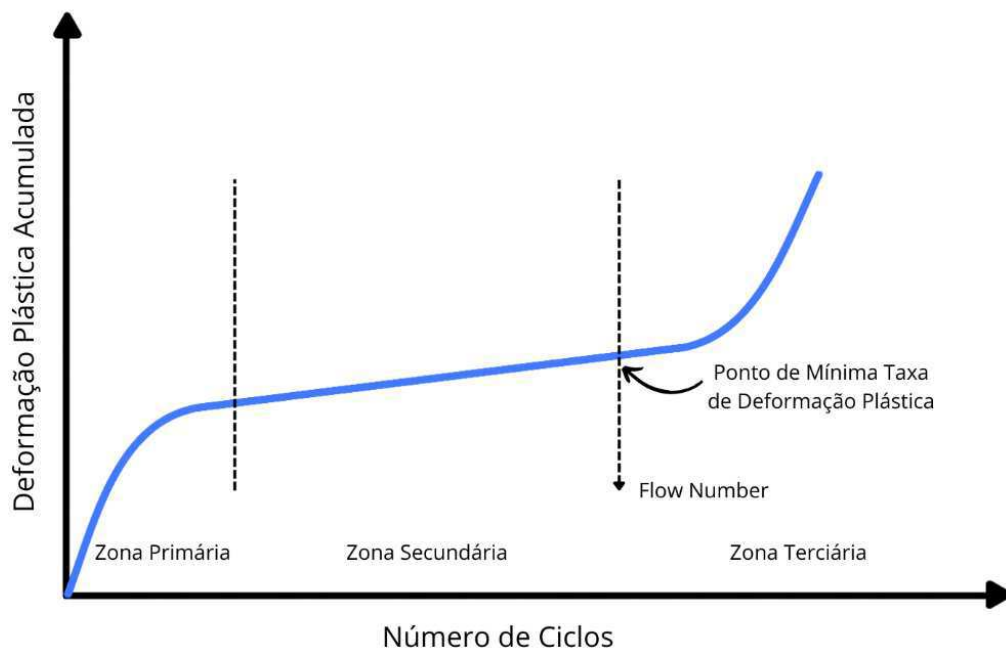
Figura 37 – Corpo de prova posicionado para início do ensaio (acima) e corpos de prova antes e após a realização do ensaio



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

O Flow Number, que é o resultado do ensaio, representa o número de ciclos de carga nos quais a deformação de cisalhamento, mantendo o volume constante, começa a se manifestar. Portanto, podemos afirmar que o Flow Number marca o ponto em que a deformação permanente acumulada em uma mistura asfáltica começa a aumentar rapidamente, indicando a iminência do colapso da amostra. A resposta do ensaio é representada pela curva que relaciona o número de ciclos de carga com a deformação plástica acumulada (Figura 38).

Figura 38 – Gráfico da curva de número de ciclos versus deformação permanente acumulada



Fonte: adaptado de Boeira (2018)

3.3.3.5 Dano por umidade induzida

O método de avaliação do deslocamento do ligante asfáltico em misturas asfálticas devido à exposição à água em ciclo de gelo e degelo é determinado pelo procedimento de teste DNIT 180:2018. Esse teste é um indicador da adesão, considerando o impacto adverso da água nas propriedades de resistência mecânica da mistura asfáltica.

Para realizar o teste, seis corpos de prova de cada tipo de mistura asfáltica foram criados no CGS, medindo 100 mm de diâmetro e cerca de 68 mm de altura. A norma DNIT 180:2018 estabelece que os corpos de prova devem ter um volume de vazios de $7 \pm 0,5\%$ para essa avaliação. Para atingir esse volume de vazios, os corpos de prova foram compactados pela altura a fim de atingir um volume de vazios de 7%.

Esses corpos de prova foram divididos em dois conjuntos de três corpos de prova. O primeiro conjunto foi submetido a um processo de ciclos de gelo e degelo, enquanto o segundo conjunto não passou por esse condicionamento. Ambos os conjuntos foram então testados quanto à resistência à tração por compressão diametral. A resistência à tração indireta do grupo condicionado foi denominada como "RRT condicionado", enquanto a do grupo não condicionado foi referida como "RRT não condicionado". O resultado final desse teste é determinado pela Resistência Retida à Tração (RRT), calculada usando a Equação 45.

$$\text{RRT (\%)} = \frac{R_{Tc}}{R_{Tnc}} \times 100 \quad (\text{Equação 45})$$

Onde:

R_{Tc} = Resistência à tração indireta das amostras condicionadas (MPa);

R_{Tnc} = Resistência à tração indireta das amostras não-condicionadas (MPa).

3.3.3.6 Ensaio de fadiga a tração direta uniaxial cíclico

O teste de fadiga por tração direta cíclica uniaxial seguiu as diretrizes da norma AASHTO TP 107-18. Esse teste envolveu a aplicação de uma tensão cíclica senoidal com amplitude constante e frequência de 10 Hz na amostra de asfalto. A deformação axial foi medida por meio de extensômetros, e o critério de falha comumente utilizado para esse tipo de teste é a diminuição do ângulo de fase. A validação do teste ocorre se a microfissura se localizar em uma seção dentro da faixa de medição dos LVDTs, geralmente cerca de 70 mm na região central. Caso a microfissura esteja fora dessa área, o teste deve ser descartado, pois as deformações não são devidamente capturadas pelos sensores. Durante o teste, dados como módulo dinâmico, ângulo de fase, voltagem, deslocamento do atuador, deformação e temperatura foram coletados e monitorados.

Para realizar o teste, as amostras foram moldadas em um compactador giratório SUPERPAVE com dimensões de 10 cm × 17 cm e um volume de vazios de $5,5\% \pm 0,5\%$. Após a moldagem, foram

cortados 2 cm da parte superior e 2 cm da parte inferior das amostras, resultando em dimensões finais de 10 cm × 13 cm. Esse procedimento tinha como objetivo obter amostras com maior homogeneidade na distribuição do volume de vazios. Embora a proposta inicial para homogeneização dos vazios também incluísse a extração da região axial dentro de um raio específico, Nascimento (2015) identificou que a distribuição do volume de vazios ao redor do eixo axial de amostras cilíndricas é aproximadamente homogênea. Portanto, neste trabalho, o procedimento de extração da região central das amostras não foi realizado.

Nesta pesquisa, o teste foi realizado utilizando o equipamento Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) da marca IPC Global, que possui uma célula de carga com capacidade de ± 15 kN, uma câmara de controle de temperatura e um sistema de controle e aquisição de dados chamado IMACS (Sistema de Controle Multieixo Integrado), conectado a um computador que apresenta instantaneamente os dados de carga, deformação dos LVDTs, deformação e deslocamento do atuador, temperatura e outros dados específicos do teste.

Conforme a norma AASHTO TP 107–18, o teste de tração direta deve ser conduzido a uma frequência de 10 Hz, e a temperatura deve ser determinada como a média entre as temperaturas máxima e mínima do PG do ligante menos três graus, não ultrapassando 21°C. No entanto, devido à limitação de capacidade da célula de carga do AMPT (± 15 kN), optou-se por aumentar a temperatura do teste para 25°C, trabalhando com uma rigidez menor das misturas asfálticas e esperando que não ocorressem deformações plásticas no material. Os testes foram realizados variando a amplitude de deformação; assim, cada teste foi validado usando três amostras, cada uma com nível de deformação diferente (aproximadamente 130 $\mu\epsilon$, 155 $\mu\epsilon$ e 180 $\mu\epsilon$), com o objetivo de obter falhas dentro da faixa de 1000 a 100.000 ciclos. O teste consiste em duas fases. Inicialmente, uma pequena carga foi aplicada a cada amostra, com a mesma frequência do teste de fadiga, mantendo as deformações entre 50 e 75 $\mu\epsilon$, medidas nos LVDTs acoplados à amostra, para determinar o módulo dinâmico nas mesmas condições do teste de fadiga (10 Hz e 25°C). Esse teste para medir o módulo que antecede o teste de fadiga é chamado de "fingerprint" e é usado no S-VECD para corrigir a variabilidade entre as amostras, ou seja, para corrigir a diferença de rigidez entre as amostras da mesma mistura, produzidas para o teste de fadiga. Com esses dados, foi possível calcular a Razão do Módulo Dinâmico (DMR). Após um intervalo de 20 minutos, as amostras foram submetidas ao próprio teste de fadiga, no qual o atuador foi programado para atingir um deslocamento de pico constante para cada ciclo de carga.

3.3.4 Aplicação do modelo simplificado viscoelástico de dano contínuo

Ao utilizar o modelo S-VECD, foram executados os passos descritos nesta seção, que incluem: (i) a caracterização linear viscoelástica e (ii) a construção da curva característica de danos.

3.3.4.1 Caracterização viscoelástica linear

Para aplicar o modelo S-VECD, é essencial realizar a caracterização das misturas asfálticas em relação às suas propriedades viscoelásticas lineares. O módulo complexo (E^*) é um valor que relaciona a amplitude complexa do estresse senoidal aplicado a um material viscoelástico linear, em uma determinada velocidade angular (ω), com a amplitude complexa da deformação senoidal [51]. O valor absoluto desse módulo complexo é conhecido como módulo dinâmico $|E^*|$, que é determinado experimentalmente por meio da aplicação de uma sequência de cargas senoidais em diferentes frequências e temperaturas, dependendo da metodologia adotada. Os valores do módulo dinâmico ($|E^*|$) e do ângulo de fase (δ) das misturas asfálticas foram caracterizados no equipamento AMPT para as seguintes frequências de carregamento: 25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz e 0,1 Hz, da mais alta para a mais baixa, em temperaturas de 4 °C, 20 °C e 40 °C, conforme estipulado pela norma DNIT 432/2020. Durante o ensaio, cargas cíclicas foram aplicadas no formato de haversine, sendo ajustadas para cada combinação de frequência e temperatura, a fim de garantir a aplicação de níveis de deformação entre $50\mu\epsilon$ e $75\mu\epsilon$.

Embora a norma AASHTO T 342–11 sugira níveis de deformação entre $50\mu\epsilon$ e $150\mu\epsilon$, optou-se por seguir a recomendação de Underwood. Para cada tipo de mistura asfáltica, três amostras foram submetidas aos testes. Os resultados obtidos a partir desses parâmetros costumam ser apresentados por meio de curvas isotérmicas, curvas mestras, curvas isócronas, espaço Black e o plano Cole-Cole. As curvas isotérmicas representam graficamente o módulo dinâmico em função das frequências aplicadas para cada temperatura de teste. Para obter o melhor ajuste da curva mestra, as frequências de teste foram traduzidas multiplicando-as por um fator constante denominado fator de deslocamento ou shift-factor (α_T). As frequências traduzidas dos testes são chamadas de frequências reduzidas (f_R). De acordo com a norma DNIT 416/2019, a curva mestra resultante pode ser ajustada por meio de um modelo sigmoide conforme apresentado na Equação 46, e os fatores de deslocamento podem ser ajustados por uma função polinomial de segunda ordem, como demonstrado na Equação 47. Os resultados do módulo dinâmico foram utilizados para analisar o dano viscoelástico contínuo das misturas avaliadas.

$$\log(|E^*|) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log(f_R)}} \quad (\text{Equação 46})$$

$$\log(\alpha_T) = \alpha_1 (T^2 - T_R^2) + \alpha_2 (T - T_R) + \alpha_3 \quad (\text{Equação 47})$$

Onde:

$|E^*|$ é o módulo dinâmico;

δ , α , β and γ são coeficientes de ajuste;

f_R é a frequência reduzida;

α_T é o fator de deslocamento; T é a temperatura de teste (°C);

T_R é a temperatura de referência, para a qual a tradução será feita ($^{\circ}\text{C}$);
 α_1 e α_2 são os coeficientes de ajuste.

3.3.4.2 Curva característica de dano

Para a utilização do modelo S-VECD, os dados do módulo dinâmico foram transformados em um módulo de relaxação, seguindo os princípios da viscoelasticidade e as técnicas de conversão desenvolvidas por Schapery e Park (1999). Esse processo é realizado a partir do módulo de armazenamento (E'), obtido experimentalmente, e sua relação com a frequência angular (ωR) de acordo com a Equação 48. Além disso, o módulo de armazenamento pode ser representado como uma série de Prony, conforme descrito pela Equação 49. Essa série de Prony é capaz de descrever o comportamento viscoelástico linear dos materiais. Os coeficientes p_i e E_i , definidos na Equação 50, são utilizados nessa série de Prony para determinar o módulo de relaxação $E(t)$ no domínio do tempo.

$$E'(\omega R) = |E^*(\omega R)| \cos(\varphi(\omega_r)) \quad (\text{Equação 48})$$

$$E'(\omega R) = E_{\infty} + \sum_{i=1}^m \frac{\omega_r^{p_i} E_i}{\omega_r^{p_i+1}} \quad (\text{Equação 49})$$

$$E(t) = E_{\infty} + \sum_{i=1}^m E_i e^{-\frac{t}{p_i}} \quad (\text{Equação 50})$$

Onde:

E' é o módulo de armazenamento;

E^* é o módulo dinâmico;

ω_r é a frequência angular reduzida;

φ é o ângulo de fase;

E_{∞} é o módulo elástico;

E_i é o módulo do elemento de Maxwell i e p_i é o tempo de relaxação;

$E(t)$ é o módulo de relaxação.

Os resultados do módulo de armazenamento foram submetidos a um ajuste utilizando uma função sigmoide antes de serem apresentados na forma de série de Prony. Conforme mencionado por Kim (2009), essa abordagem visa aprimorar o ajuste da série de Prony para o módulo de relaxação. A função de ajuste sigmoide para E' está descrita na Equação 51.

$$\log(|E'|) = k + \frac{\log(\max E') - k}{1 + e^{\delta + \gamma \log(f_R)}} \quad (\text{Equação 51})$$

Onde:

$\max E'$ é o valor máximo que E' pode assumir, de acordo com as características da mistura, como vazios no agregado mineral e a proporção entre vazios de betume; k , δ e γ são os coeficientes de ajuste.

Com os dados de entrada, referentes à viscoelasticidade na forma da série de Prony, que servem para corrigir a variabilidade das amostras, juntamente com os dados experimentais de fadiga sob tração direta, foram utilizadas planilhas do Excel para aplicar as equações do modelo S-VECD. Estes dados possibilitarão a análise dos danos causados pela fadiga durante os ciclos de carga, bem como a previsão e definição de falha por fadiga. A norma AASHTO TP107-18 apresenta os procedimentos de teste e etapas de cálculo para caracterizar a curva de danos de um material. As equações utilizadas para desenvolver o modelo S-VECD também estão descritas no trabalho de Underwood *et al.* (2010), Nascimento (2015), Daniel and Kim (2002), Kim *et al.* (2003), Underwood and Kim (2009), e Underwood *et al.* (2012). Durante a rotina de cálculos, os dados brutos dos testes foram processados em diversas planilhas diferentes e combinados em um único formato. Dessa forma, obteve-se o gráfico de interesse para o teste com informações sobre o módulo dinâmico, ângulo de fase e ciclos de carga. A partir desses dados de teste, é realizada a segunda etapa dos cálculos, acompanhando a evolução da integridade e a acumulação de danos no material. Para considerar que a curva de danos característica, pseudo-rigidez (C) versus dano do material (S) é uma propriedade intrínseca do material, independente das condições de carga e temperatura do teste, as curvas de danos das amostras testadas, em diferentes níveis de deformação, devem se sobrepor. Levando em conta que as curvas de danos são derivadas de dados experimentais, é necessário utilizar um modelo matemático de ajuste, aplicando um modelo de potência (Equação 52) ou um modelo exponencial (Equação 53).

$$C(S) = 1 - C_{11}SC^{12} \quad \text{(Equação 52)}$$

$$DE_i = \pi \varepsilon_i \sigma_i \text{sen}(\varphi_i) \quad \text{(Equação 53)}$$

Onde:

C_{11} e C_{12} são parâmetros de ajuste;

DE_i é a energia dissipada durante a carga i ;

ε_i e σ_i são as amplitudes de deformação e estresse no ciclo de carga i , respectivamente;

φ_i é o ângulo de defasagem entre estresse e deformação na carga i .

3.3.5 Protocolo de “Healing”

Neste trabalho, foi empregada uma modificação do teste de fadiga uniaxial de tração direta apresentado por Nascimento (2015). Essa adaptação inclui a introdução de intervalos de repouso em momentos específicos do carregamento, definidos com base na alcançabilidade de níveis pré-determinados relativos ao módulo inicial da mistura.

O critério para a inclusão de períodos de repouso é definido pela dinâmica do módulo de rigidez, sendo monitorado em tempo real durante o teste. Os valores de índice de integridade (C) para a inserção desses períodos foram: 0,9, 0,8, 0,7, 0,6, 0,5, 0,4, 0,3, 0,2 e 0,1, visando abranger diferentes níveis de

dano. O valor inicial do módulo dinâmico, usado como referência, é determinado em um teste prévio à mesma temperatura. Esse teste aplica um carregamento cíclico de frequência de 10 Hz, com deformação de 60 microstrain, suficientemente baixa para evitar danos.

Pivetta (2020), avaliou a regeneração de misturas asfálticas aplicando períodos de repouso e temperaturas diferentes. Ao avaliar o comportamento das misturas asfálticas sobre essas variáveis, observou que a 30° C com 270 segundos de período de repouso, situação em que a capacidade de regeneração da mistura, teoricamente, apresenta os melhores resultados dentre as condições avaliadas.

O protocolo de “*Healing*”, proposto nesse trabalho, seguiu de uma temperatura de 25° C e um período de repouso de 270 segundos. A relação entre tempo e temperatura em materiais viscoelásticos é o princípio subjacente para determinar as temperaturas e os intervalos de repouso utilizados. Isso é feito para operar em um conjunto de intervalos de repouso reduzidos, com sobreposições nas áreas de transição de temperatura. Os valores adotados abarcam uma ampla gama de intervalos de repouso reduzidos, mesmo diante de variações nos fatores de mudança em diferentes composições. Esses valores específicos estão representados no Tabela 22 para referência.

Tabela 22– Períodos de repouso reduzidos nas condições de ensaio.

Mistura		CAP 50/70		Mistura modificada		AMP 55/75	
T (°C)	PR(s)	Shift-factor	PR reduzido (s)	Shift-factor	PR reduzido (s)	Shift-factor	PR reduzido (s)
25	270	0,26	1038	0,25	1080	0,25	1080

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Após a realização do ensaio cíclico com períodos de repouso é avaliado o acréscimo de vida de fadiga das misturas asfálticas através do número de ciclos até ruptura (N_f). Para avaliar a capacidade de regeneração no espaço C versus S é utilizado o índice de regeneração (% H_s) proposto por Ashouri (2014), descrito na Equação 54.

$$\%H_s = \frac{\Delta S_{Hi}}{S_{ci}} \times 100$$

(Equação 54)

Onde:

ΔS_{Hi} : variação de dano entre pontos de mesma integridade;

S_{ci} : dano na integridade de repouso;

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS E DISCURSÕES

No decorrer deste capítulo, serão expostos e discutidos os resultados laboratoriais dos ligantes e das misturas asfálticas analisados neste estudo.

4.1 Ligantes asfálticos

Os resultados da análise de fadiga dos ligantes asfálticos serão expostos neste segmento, utilizando o ensaio de Linear Amplitude Sweep (LAS).

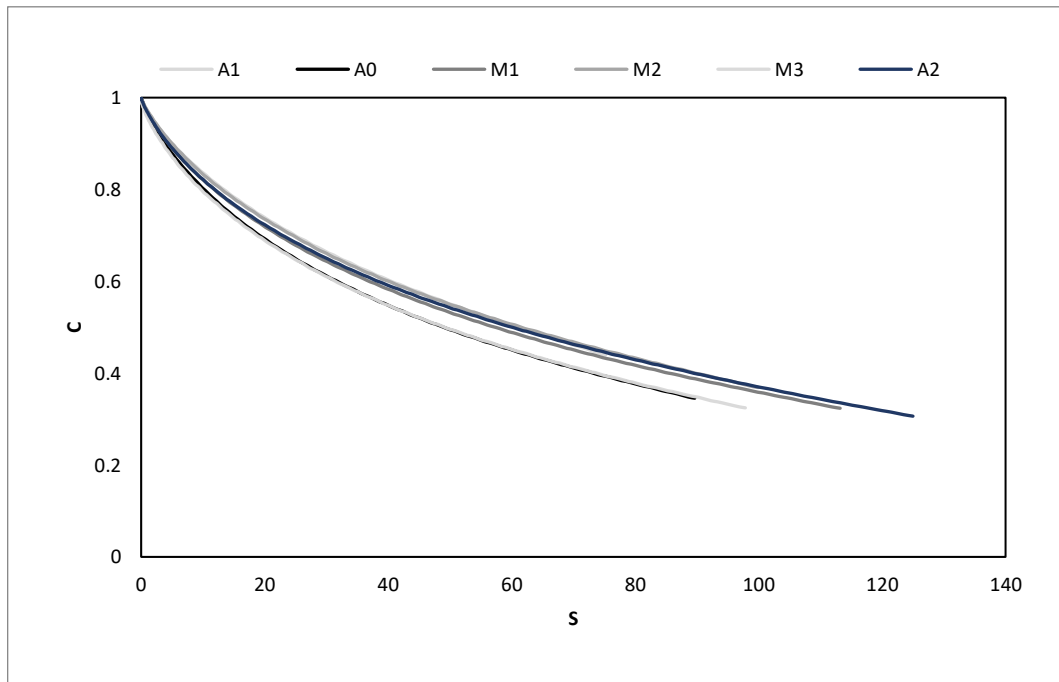
4.1.1 Linear Amplitude Sweep (LAS)

A avaliação da resistência ao dano por fadiga dos ligantes asfálticos foi conduzida através do ensaio de Varredura de Amplitude Linear (LAS) a 19 °C. Posteriormente, para efeito de comparação com as misturas asfálticas, os materiais foram analisados nas condições após o envelhecimento RTFOT. O critério de falha adotado foi baseado na abordagem de energia, utilizando a pseudo-energia de deformação. Utilizando o modelo VECD, conforme preconizado pelo padrão AASHTO T391, foi possível gerar curvas de integridade (C) versus acumulação de dano (S) dos ligantes (Figura 39).

Verificou-se, a partir dessas curvas C versus S, que os ligantes apresentaram comportamento conforme o esperado, com perda de integridade e acúmulo de dano. Os ligantes de controle (A0 e A1) e a formulação modificada (M3) apresentaram indicativo de maior suscetibilidade à fadiga, enquanto a formulação modificada (M2) apresentou um indicativo de menor suscetibilidade à fadiga.

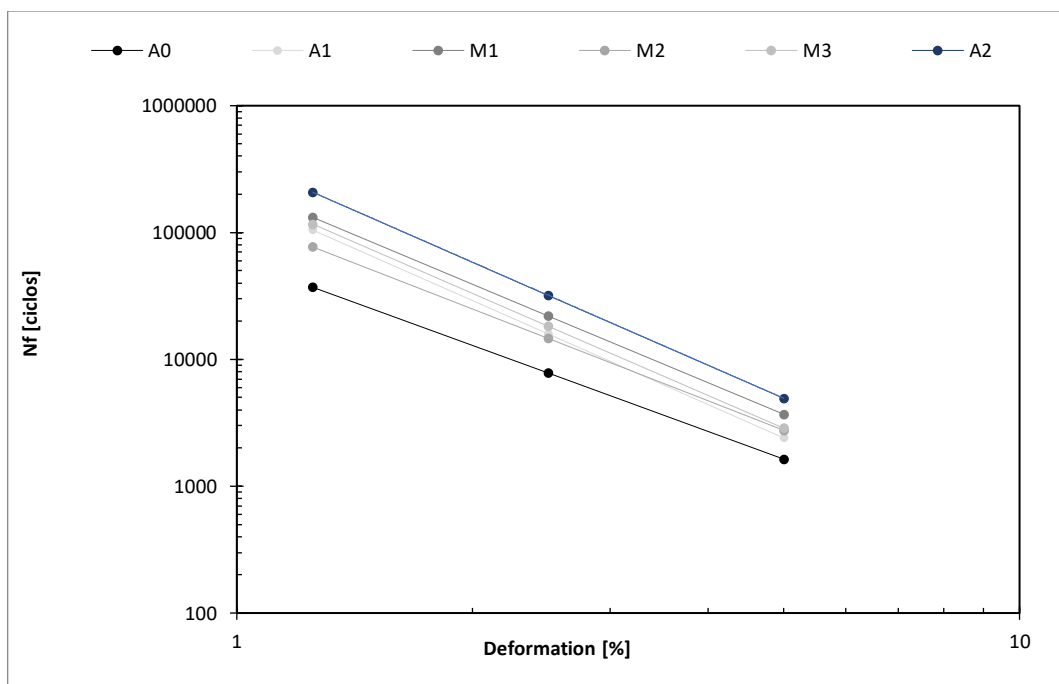
Os ligantes asfálticos modificados de referência (A2) e proposto (M1) apresentaram maior acumulação de danos até a falha. As curvas resultantes do número de ciclos até a falha (Nf) versus deformação (ϵ) estão ilustradas na Figura 40, para deformações de 1,25%, 2,5% e 5%. Observa-se que os ligantes modificados demonstraram um indicativo de maior resistência ao dano por fadiga para esta condição de teste, com o maior número de ciclos para a mesma deformação, sendo que o ligante de controle (A0) é o que resiste ao menor número de ciclos entre os ligantes avaliados, indicando uma melhoria nesse parâmetro após a modificação.

Figura 39 – Curvas de integridade (C) versus dano acumulado (S) de ligantes asfálticos.



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 40 – Simulação das curvas de Wohler de ligantes asfálticos a partir do teste LAS.



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Recentemente, foi estabelecido um critério com base na relação entre LAS para ligantes e fadiga uniaxial para misturas asfálticas (fundamentado no modelo simplificado de dano contínuo viscoelástico S-VECD). Underwood (2011) e Hintz *et al.* (2011) propuseram o fator de fadiga do ligante (FFB),

calculado a partir da área sob as curvas de fadiga para níveis de estresse de 1,25% e 2,50%. Esse índice foi determinado pela Equação 55:

$$FFB = \frac{(\log(Nf_{1,25\%}) + \log(Nf_{2,5\%}))}{2} \times (\log(0.025) - \log(0.0125)) \quad (\text{Equação 55})$$

Onde:

$Nf_{1,25\%}$ é a vida de fadiga do ligante a 1,25% de deformação e $Nf_{2,5\%}$ é a vida de fadiga do ligante a 2,5% de deformação.

Nascimento (2021) estabeleceu critérios específicos para o FFB (Fator de Fadiga do Ligante) de ligantes asfálticos com base em extenso banco de dados da Petrobras no Brasil. As faixas determinadas categorizam os ligantes da seguinte maneira: (1) baixo ($FFB \leq 1,22$), (2) inferior ($1,22 \leq FFB \leq 1,31$), (3) intermediário ($1,31 \leq FFB \leq 1,48$), (4) superior ($1,48 \leq FFB \leq 1,57$) e (5) excelente ($FFB \geq 1,57$). Neste estudo, a classificação dos ligantes analisados está em conformidade com os critérios de Nascimento: o ligante de controle A0 foi classificado como inferior, os ligantes A1, M1, M2 e M3, com valores de FFB entre 1,36 e 1,42, foram classificados como intermediários, e o ligante A2 foi classificado como superior, com um valor de FFB de 1,48. O ligante modificado M1 e o A2 foram os que apresentaram os maiores valores de FFB, 1,42 e 1,48, respectivamente.

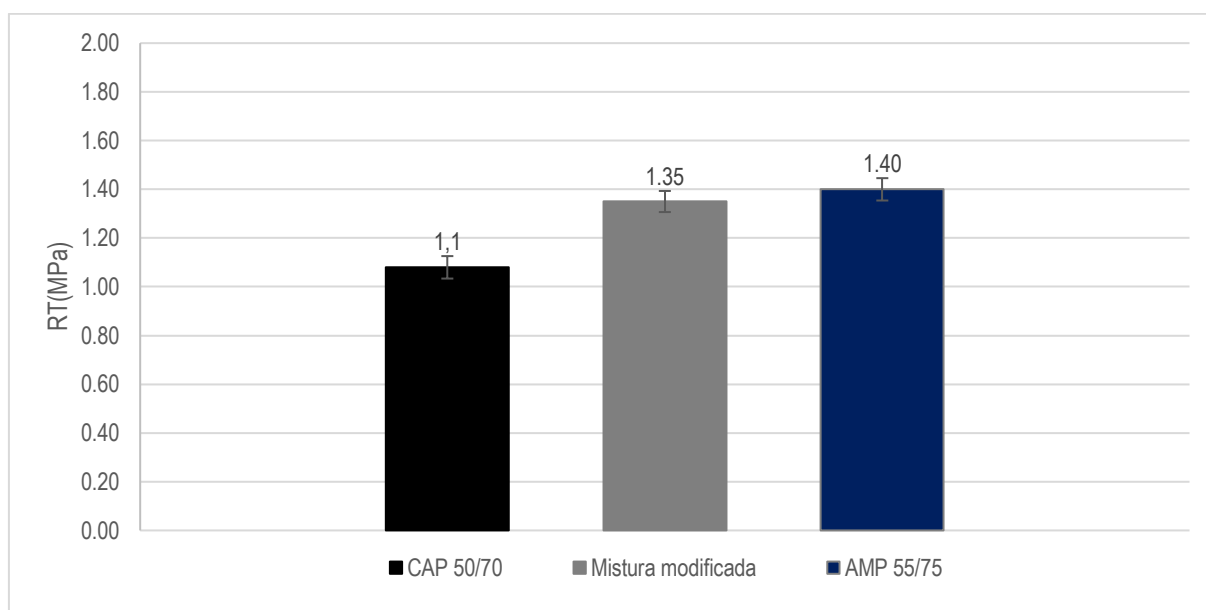
4.2 Misturas asfálticas

Os resultados da análise mecânica das misturas asfálticas serão expostos neste segmento, a partir dos ensaios de resistência à tração (RT) e módulo de resiliência (MR) por compressão diametral na temperatura de 25°C, ensaio uniaxial de carga repetida (Flow Number), módulo dinâmico (MD), dano por umidade induzida (DUI) e fadiga a partir do ensaio de tração direta uniaxial cíclico e tração por compressão diametral na temperatura de 25°C.

4.2.1 Resistência a tração por compressão diametral

A Figura 41 exhibe as médias da resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas asfálticas contendo ligantes convencionais e modificados com a inclusão de polímeros.

Figura 41 – Resultados de resistência à tração direta por compressão diametral



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

A mistura contendo AMP 55/75 revelou uma resistência à tração por compressão diametral (RT) 27,27% superior àquela com o CAP 50/70 convencional, enquanto a mistura com o CAP 50/70 modificado exibiu uma RT 22,72% maior que a da mistura com ligante asfáltico convencional. A resistência à tração dessas misturas asfálticas está associada à sua capacidade de resistir à ruptura, fator intimamente ligado à resistência à fadiga. Em temperaturas intermediárias, um valor elevado de RT é desejável para conferir maior resistência à fadiga (YIN *et al.*, 2021). Portanto, as misturas utilizando ligantes modificados demonstram uma maior resistência à tração, refletindo uma maior resistência à ruptura.

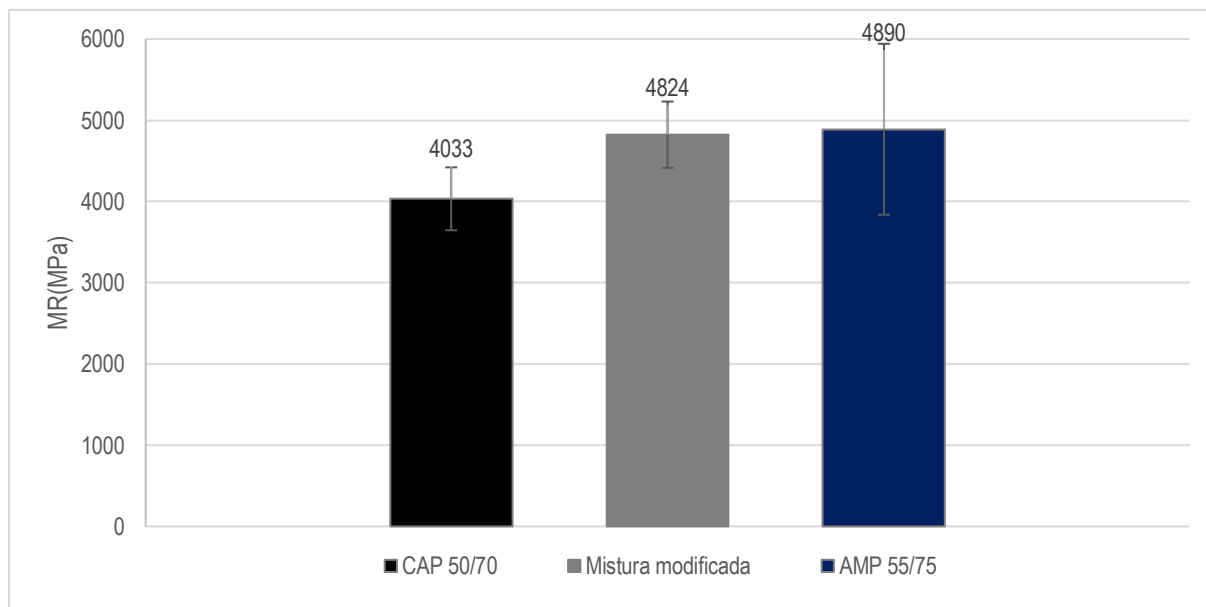
O ensaio de tração indireta cria um estado de tensões biaxiais, simulando as tensões de tração horizontal e compressão vertical que ocorrem na camada da base de rolamento sob a carga da roda. Essas condições estão correlacionadas com a coesão do ligante. Em geral, os ligantes modificados por polímeros tendem a apresentar maior viscosidade e, conseqüentemente, valores mais altos de RT, corroborando descobertas anteriores em outras pesquisas (GAMA, 2016; FACCIN, 2018; BOEIRA, 2018; SCHUSTER, 2018).

Ligantes modificados com SBS têm sido associados à melhoria do desempenho das misturas asfálticas em termos de resistência à deformação permanente, fadiga em baixas temperaturas e danos causados pela umidade (LUO *et al.*, 2017; GECKIL e SELOGLU, 2018; BEHNOOD *et al.*, 2019; PORTO *et al.*, 2019; VAMEGH *et al.*, 2019). Em estudo conduzido por Vamegh *et al.* (2019), observou-se um aumento de 25% e 37,5% nos valores de RT em comparação com a mistura de referência, para misturas contendo ligantes modificados com 4% e 5% de SBS em peso de ligante, respectivamente.

4.2.2 Módulo de resiliência

A Figura 42 exibe as médias do módulo de resiliência (MR) das misturas asfálticas contendo ligantes convencionais e modificados com a inclusão de polímeros.

Figura 42 – Resultados de módulo de resiliência



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

O módulo de resiliência é uma medida semelhante ao módulo de elasticidade, mas é derivado de cargas repetidas de baixa intensidade que simulam o efeito do tráfego nos pavimentos. Ele está relacionado à rigidez (BAYEKOLAEI *et al.*, 2018). Observou-se uma tendência similar à resistência à tração nos resultados do módulo de elasticidade, onde as misturas asfálticas com ligantes poliméricos mostraram um módulo de resiliência superior ao das misturas convencionais com CAP 50/70. Esse aumento foi de 21,25% e 19,61% para as misturas com AMP 55/75 e CAP 50/70 modificado, respectivamente.

A adição de polímeros aos ligantes asfálticos é comum para melhorar propriedades como rigidez, como mencionado por Vamegh *et al.* (2019), que obtiveram aumentos nos valores de MR quando utilizando ligantes modificados com SBS. A presença de manômeros de estireno enrijecedores no polímero é apontada como explicação para esse aumento.

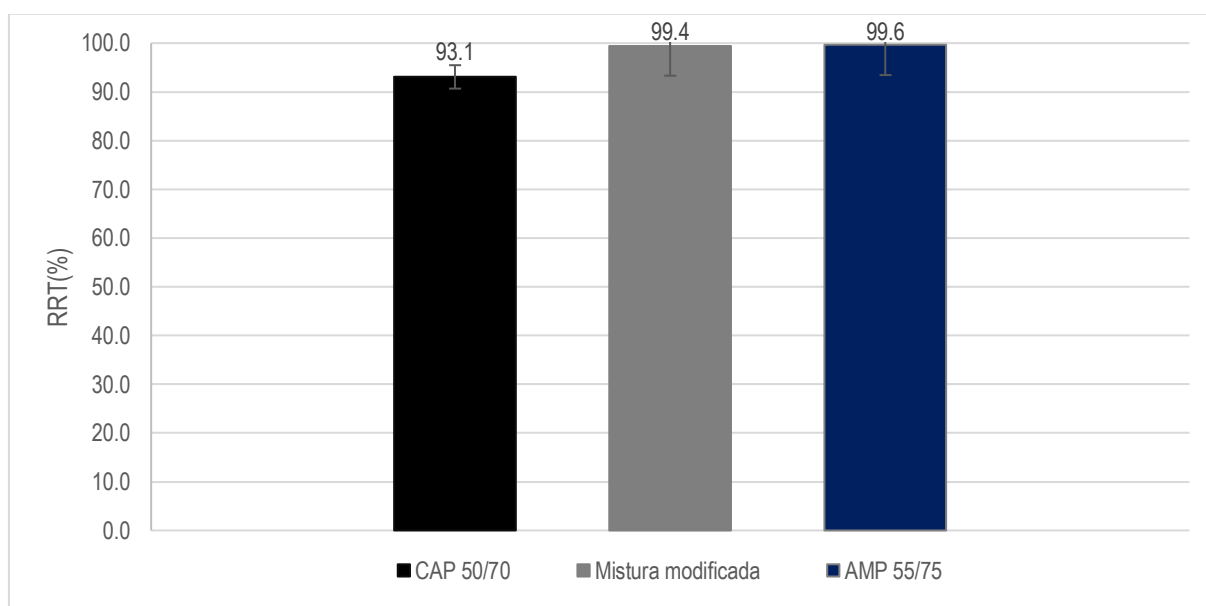
Corroborando com os resultados obtidos na análise reologica foi verificado que a adição de PET ao ligante asfáltico conferiu a mistura asfáltica uma maior rigidez, o mesmo comportamento foi observado por Silva (2015). Além disso, Gama *et al.* (2018) observaram que a adição de polímero não reativo e o PPA aumentam apenas a rigidez, enquanto o polímero reativo EMA-GMA melhora tanto a rigidez quanto a elasticidade do ligante. Em geral, a modificação de ligantes por polímeros aumenta a rigidez das

misturas asfálticas, refletindo em valores mais elevados de módulo de resiliência, corroborando com outros estudos (SCHUSTER, 2018; BOEIRA, 2018; FACCIN, 2018).

4.2.3 Dano por umidade induzida

A Figura 43 exibe as os valores médios da resistência retida a tração (RRT) das misturas asfálticas contendo ligantes convencionais e modificados com a inclusão de polímeros. De acordo com a metodologia SUPERPAVE, a suscetibilidade à umidade de uma mistura asfáltica é considerada aceitável quando o valor de RRT atinge um mínimo de 80%. No entanto, tanto a norma AASHTO T 283:2014 quanto a norma DNIT 180/2018 estabelecem 70% como o valor mínimo aceitável de RRT para essas misturas. Todas as amostras avaliadas atenderam aos critérios estipulados pelas normativas mencionadas.

Figura 43 – Resultados do dano por umidade induzido



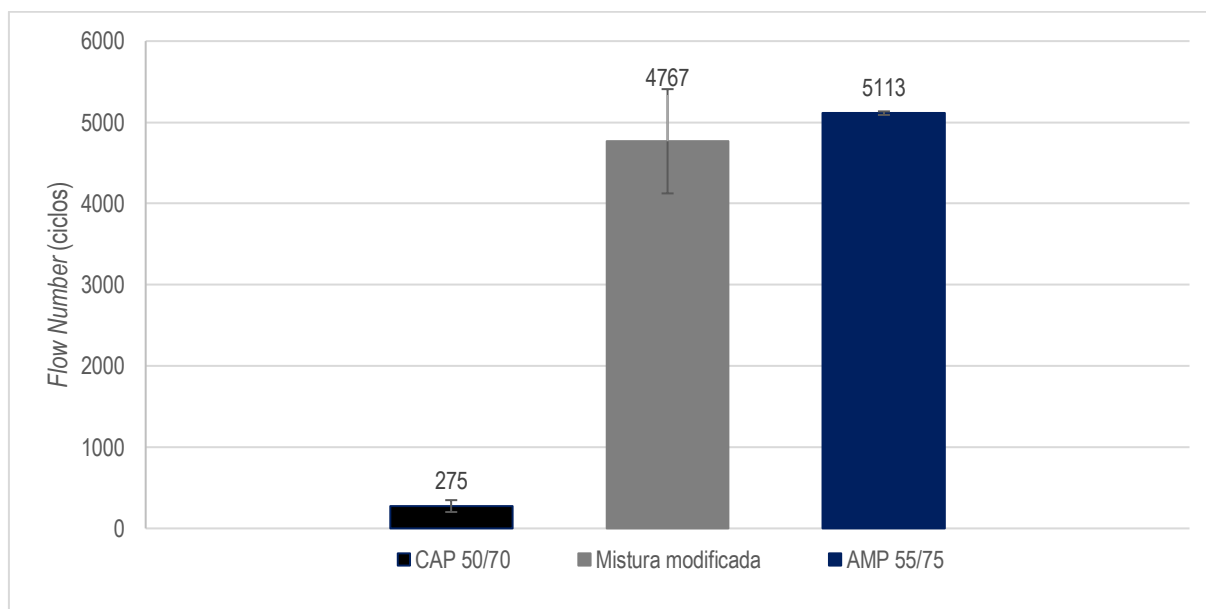
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

A mistura asfáltica contendo CAP 50/70 apresentou a menor resistência retida à tração. Entretanto, as misturas asfálticas modificadas apresentaram os melhores resultados. Em relação à mistura asfáltica modificadas, apresentaram um resultado próximo, tendo um aumento de 6,79% e 7% para a mistura com AMP 55/75 e a mistura modificada proposta, respectivamente. Esses resultados corroboram com Marcon (2016) e Gama (2018) que analisaram a suscetibilidade de misturas asfálticas modificadas com polímero. Os autores apontaram que as incorporações de polímeros acarretaram aumento da resistência retida à tração das misturas.

4.2.4 Resistência a deformação permanente

A Figura 44 exibe as médias do *Flow Number* (FN) das misturas asfálticas contendo ligantes convencionais e modificados com a inclusão de polímeros.

Figura 44 – Resultados da deformação permanente



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

As misturas asfálticas modificadas apresentaram valores maiores em relação à mistura asfáltica de referência, ou seja, apresentaram maior resistência à deformação permanente. As misturas asfálticas modificadas apresentaram uma resistência à deformação permanente de 4767 e 5113 para a mistura com AMP 55/75 e a mistura modificada proposta, respectivamente.

Os resultados evidenciam a forte influência do parâmetro FN pela natureza do ligante, corroborando observações de outros pesquisadores (ALMEIDA *et al.*, 2018; ISLAM *et al.*, 2019; FACCIN *et al.*, 2021). Em geral, as misturas com ligantes modificados por polímeros exibiram valores mais elevados de FN, indicando um desempenho superior quando comparadas às misturas com ligantes convencionais. É fundamental ressaltar que o resultado foi apresentado mesmo sem a amostra atingir o critério de parada de 50.000 *microstrain*, interrompendo-se apenas ao atingir 7200 ciclos. Assim, verifica-se que as amostras não foram suscetíveis à deformação permanente, nessas condições de ensaio.

As propriedades viscoelásticas e termosusceptíveis das misturas asfálticas derivam diretamente do ligante, tornando-as mais ou menos sensíveis às variações de temperatura, frequência de carga e à deformação permanente em altas temperaturas, dependendo do tipo e quantidade de ligante asfáltico empregado. Segundo Pires *et al.* (2020), os ligantes poliméricos tendem a apresentar ângulos de fase mais baixos, resultando em menor componente viscosa nas deformações. Isso, aliado à maior rigidez desses ligantes em altas temperaturas, culmina em valores superiores de FN. O parâmetro FN e a

resistência à deformação permanente estão intimamente ligados à rigidez das misturas. Nessa correlação, os resultados deste estudo são consistentes, evidenciando que as misturas com ligantes modificados demonstram maior rigidez e valores mais altos de FN.

Os resultados deste teste corroboram os dados referentes aos ligantes asfálticos utilizados na composição das misturas avaliadas. A mistura com ligante referência demonstrou um Jnr de 4.51 kPa⁻¹, o que indica uma menor resistência a deformação permanente. Por outro lado, as misturas modificadas por polímero, registraram um Jnr de 1.07 kPa⁻¹ e de 0.43 kPa⁻¹ para a mistura com AMP 55/75 e a mistura modificada proposta, respectivamente, o que indica uma maior resistência a deformação permanente.

Alguns estudos destacam valores mínimos de FN como determinantes para o desempenho adequado de misturas asfálticas diante da deformação permanente. Na Tabela 23, são apresentados os critérios/limites estabelecidos por Nascimento (2008), Bastos *et al.* (2017) e Faccin (2018).

Tabela 23 – Critérios de *Flow Number* para diferentes níveis de tráfego

Pesquisas/ Níveis de tráfego	Temp (°C)	Tensão (KPa)	Leve 3x10 ⁶	Médio (3x10 ⁶ ;1x10 ⁷)	Pesado (1x10 ⁷ ;3x10 ⁷)	Extremamente pesado >10 ⁷
Nascimento (2008)	60	204	-	300	750	-
Bastos <i>et al.</i> (2017)	60	204	-	100	300	>1000
Faccin <i>et al.</i> (2021)	60	204	-	300	600	>2000

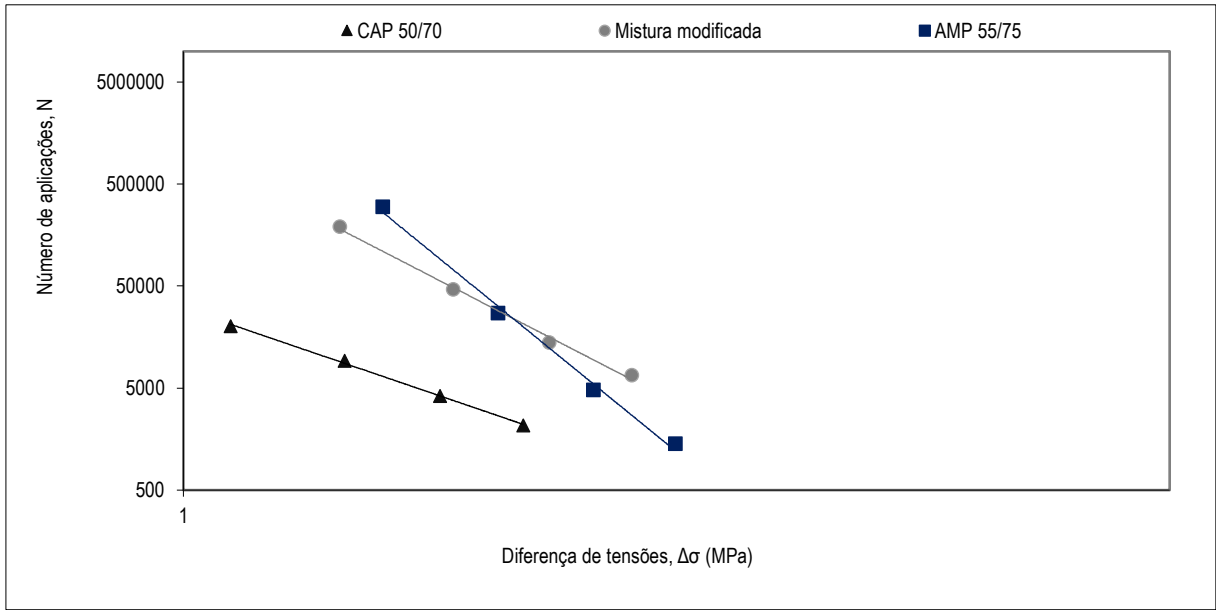
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Segundo os parâmetros de referência estabelecidos por Nascimento (2008), a mistura com CAP 50/70 convencional não seria considerada adequada para tráfego de nível médio, enquanto as misturas utilizando ligantes asfálticos modificados estariam indicadas para tráfego pesado. No entanto, ao considerar os limites sugeridos por Bastos *et al.* (2017), a mistura com CAP 50/70 convencional seria apropriada para tráfego de nível médio, enquanto as misturas com ligantes modificados estariam mais recomendadas para tráfego extremamente pesado. Por fim, seguindo os critérios propostos por Faccin *et al.* (2021), a mistura com CAP 50/70 convencional não atenderia aos requisitos para tráfego médio, e as misturas utilizando ligantes modificados estariam mais indicadas para tráfego extremamente pesado.

4.2.5 Fadiga tração por compressão diametral

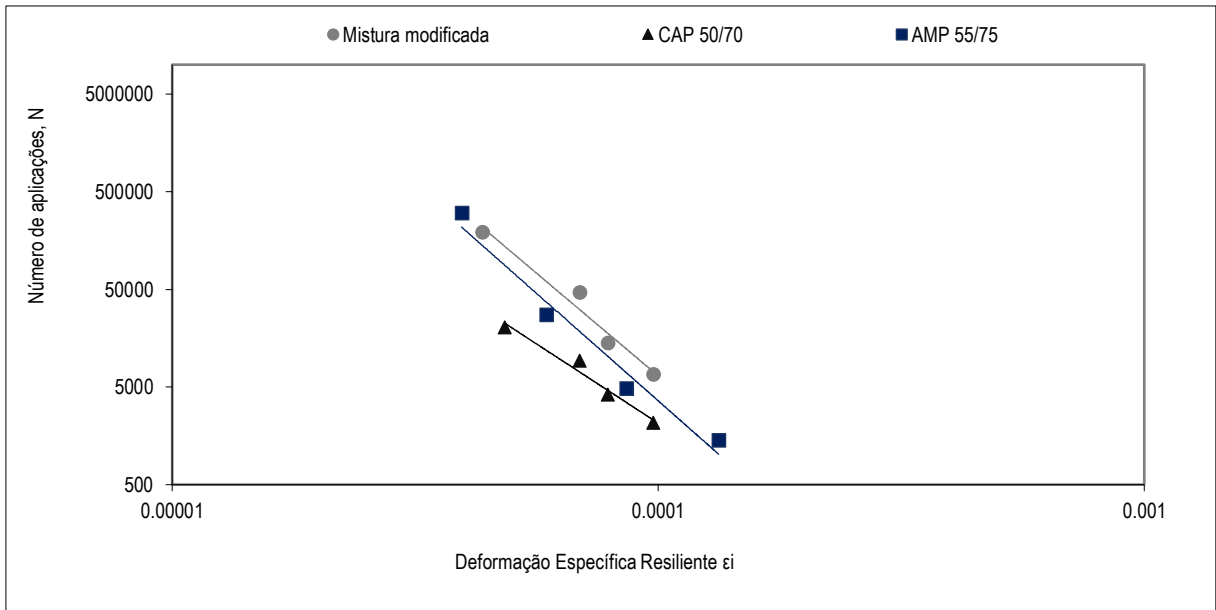
Os resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada são exibidos nas Figuras 45 e 46 em um gráfico log-log de número de ciclos até a ruptura versus diferença de tensões e número de ciclos até a ruptura versus deformação resiliente, respectivamente. Esses gráficos incluem as linhas de tendência logarítmicas, que representam as curvas de Wöhler ajustadas aos resultados e modelam o comportamento de fadiga das misturas asfálticas. A partir das equações derivadas das linhas de tendência, foram obtidos os parâmetros K2 e n2, além de K3 e n3, juntamente com seus respectivos coeficientes de determinação (R²), conforme detalhado na Tabela 24.

Figura 45 – Número de ciclos até a falha versus diferença de tensões



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 46 – Número de ciclos até a falha versus deformação específica resiliente



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 24 – Resumo das características das curvas de vida de fadiga das misturas

Mistura	Modelo	R ²	Coeficientes		FFM	Classe
CAP 50/70	$N=28716 \left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^{-4,678}$	0,89	K_2 28716	n_2 -4,678	1,05	2
	$N=3 \times 10^{-10} \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{-3,199}$	0,91	K_3 3×10^{-10}	n_3 -3,199		
Mistura modificada	$N=1 \times 10^6 \left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^{-7,129}$	0,93	K_2 1×10^6	n_2 -7,129	1,11	3
	$N=2 \times 10^{-15} \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{-4,602}$	0,96	K_3 2×10^{-15}	n_3 -4,602		
AMP 55/75	$N=28716 \left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^{-4,678}$	0,89	K_2 1×10^7	n_2 -11,41	1,09	3
	$N=3 \times 10^{-10} \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{-3,199}$	0,91	K_3 6×10^{-14}	n_3 -4,193		

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

O experimento de fadiga foi conduzido em quatro níveis de tensão, variando de 25% a 40,0% da resistência à tração. As fórmulas indicadas na Tabela 24 foram empregadas para determinar as curvas de melhor ajuste para cada conjunto de dados.

Como explica Cavalcante (2016), a curva de fadiga oferece compreensão sobre como o pavimento reage a cargas cíclicas. A inclinação da linha reta (n_2) na curva de fadiga reflete a vulnerabilidade do pavimento, sendo inclinações mais íngremes indicativas de uma melhor resistência a trincas prematuras devido a erros na construção ou no projeto. Ao examinar a Tabela 24, as misturas com ligantes modificados mostraram forte resistência a tensões mais altas, refletida pelo seu alto valor de n_2 e sensibilidade a alterações de estresse. Em contraste, a mistura com ligante controle apresentou um valor de n_2 menor, indicando desempenho inferior. A análise da deformação resiliente específica seguiu padrões semelhantes aos das curvas de fadiga, com os coeficientes do modelo K_3 e n_3 indicando o comportamento da deformação resiliente específica. Assim como nas curvas de fadiga, os valores de n_3 mostraram tendências semelhantes. Todas as curvas apresentaram bons coeficientes de determinação (R^2), indicando que os modelos se ajustam bem aos dados.

4.2.6 Módulo dinâmico

Para aplicação do modelo de dano contínuo viscoelástico, é imprescindível conduzir a caracterização viscoelástica dos materiais por meio do ensaio de módulo dinâmico. Esses testes foram conduzidos em temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C, e as curvas isotérmicas foram ajustadas para uma temperatura de referência, resultando nas curvas mestras. Estas, por sua vez, foram ajustadas por meio de uma função sigmoideal.

Os coeficientes resultantes dos ajustes das funções sigmoideais e das funções polinomiais para os fatores de deslocamento (shift-factors) estão detalhados na Tabela 25, calculados de acordo com as equações (46) e (47), respectivamente. As representações ajustadas das curvas mestras do módulo

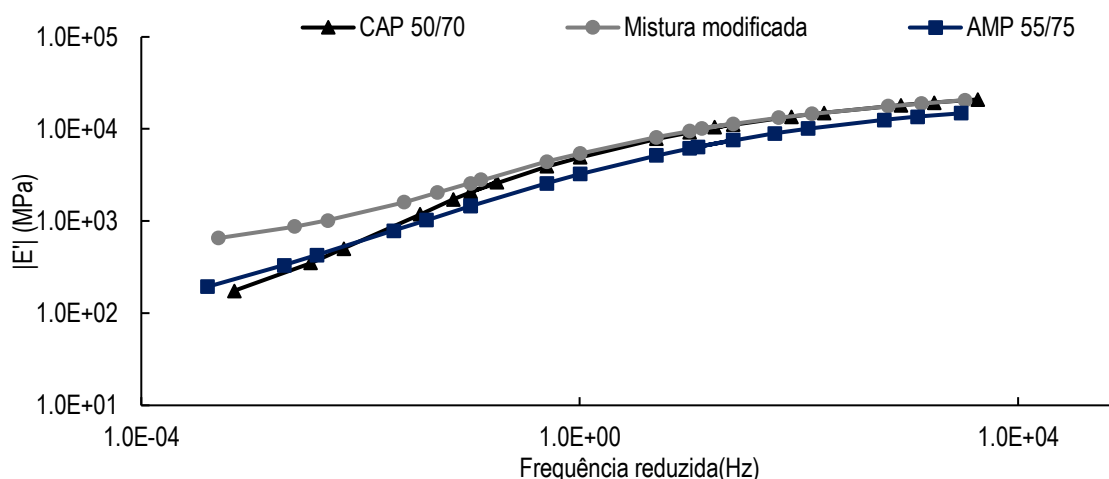
dinâmico estão ilustradas nas Figuras 47 (escala log-log) e 48 (semi-log), sendo importante observar que os dados experimentais estão sobrepostos às funções sigmoidais. Na Figura 49 são apresentadas as curvas mestras do ângulo de fase. As frequências do ensaio foram reduzidas para a temperatura de referência de 20°C.

Tabela 25 – Coeficientes de ajuste do modelo sigmoidal utilizado para determinação do módulo dinâmico

Misturas	Coeficientes da função polinomial do shift-factor			Coeficientes do modelo sigmoidal(KPa)			
	a1	a2	a3	δ	α	β	γ
CAP 50/70	0,0009	-0,1605	2,8584	3,98	3,42	1,34	0,61
Mistura modificada	0,0005	-0,1435	2,68	5,57	1,82	0,55	0,70
AMP 55/75	0,0003	-0,1367	2,6213	4,48	2,86	0,90	0,54

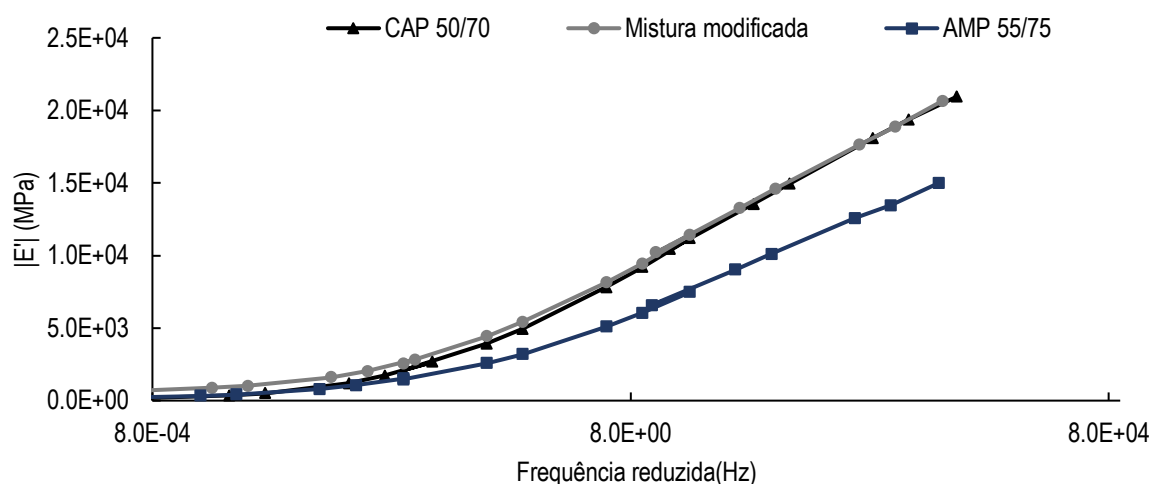
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 47 – Curvas mestras das misturas das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala log-log



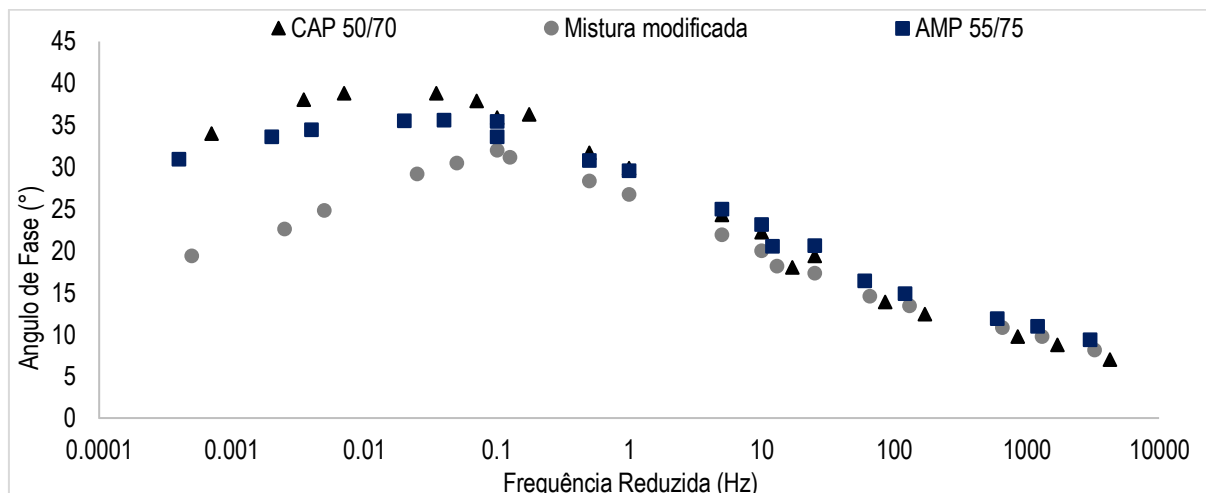
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 48 – Curvas mestras das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala semi-log



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 49 – Curvas mestras de ângulo de fase das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Para analisar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas são considerados o módulo e o ângulo de fase da mistura sob diferentes condições de temperatura e frequência de carregamento, representados nas curvas mestras. O módulo dinâmico, definido como a tensão máxima para a amplitude de deformação aplicada, reflete a rigidez dos corpos de prova para as misturas asfálticas estudadas, variando conforme a temperatura e frequência. Devido à natureza viscoelástica do ligante, as misturas respondem de maneira distinta a carregamentos estáticos e dinâmicos: para carregamentos lentos, a resposta é mais viscosa, enquanto para carregamentos rápidos, a resposta é mais elástica, resultando em um crescimento do módulo dinâmico com o aumento da frequência. Em geral, para todas as misturas avaliadas, o módulo diminuiu com o aumento da temperatura e aumentou com o aumento da frequência de carregamento.

Observa-se que, em temperaturas mais baixas (com altos valores de frequência reduzida), as misturas com ligante convencional CAP 50/70 e CAP 50/70 modificado apresentam os maiores valores de módulo dinâmico, enquanto a mistura com AMP 55/75 exibe os menores valores. Por outro lado, em temperaturas mais altas (com baixos valores de frequência reduzida), a mistura CAP 50/70 modificado mostrou os maiores valores de módulo dinâmico, e as misturas com CAP 50/70 convencional e AMP 55/75, os menores.

O ângulo de fase, relacionado às propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos, é utilizado para avaliar o efeito da modificação por polímero. As mudanças nos valores do ângulo de fase, da mesma forma que no módulo dinâmico, são mais notáveis em baixas frequências reduzidas (altas temperaturas) do que em altas frequências reduzidas (baixas temperaturas). Em altas temperaturas e baixas frequências, onde o comportamento da mistura está associado ao ligante, o ponto de pico do

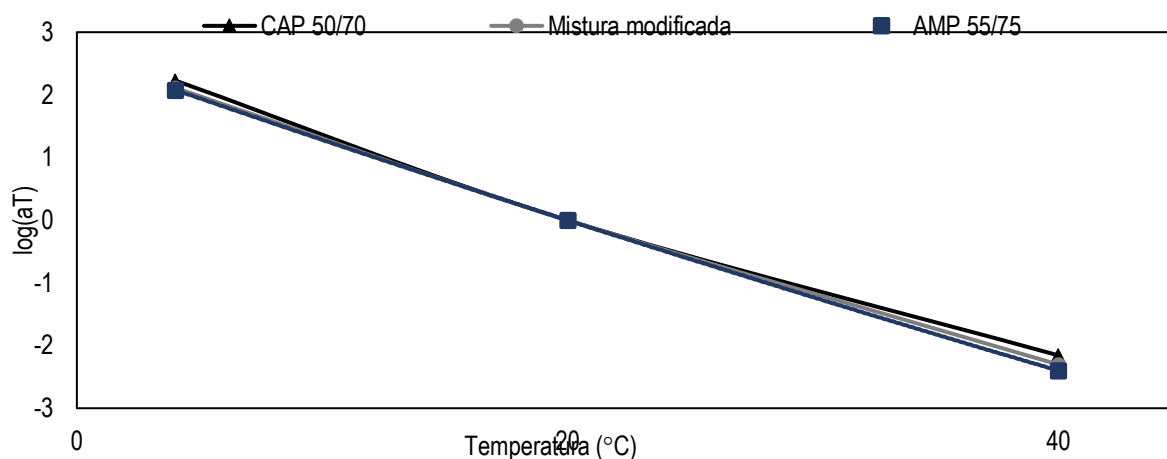
ângulo de fase é considerado o limite máximo do comportamento viscoso de uma mistura, dependendo de várias propriedades da mistura, conforme Nemat *et al.* (2020).

Os resultados do ângulo de fase demonstram que, para todo o espectro de frequências, a mistura com CAP 50/70 modificada apresentou os menores valores, indicando maior elasticidade e menor comportamento viscoso. Por outro lado, a mistura com CAP 50/70 mostrou os maiores valores de ângulo de fase, sugerindo maior viscosidade. O AMP 55/75 apresentou um comportamento que diverge esperado, apresentando um ângulo de fase próximo ao apresentado pela mistura com CAP 50/70, espera-se que pela natureza do polímero essa mistura apresente um comportamento mais elástico e menos viscoso. Resultado esse semelhante ao observado por Queiroz *et al.* (2023)

Pesquisas conduzidas por Specht *et al.* (2017) e Sahebzamani *et al.* (2022), ao analisar os dados de módulo dinâmico das misturas asfálticas, especialmente em relação ao comportamento em altas temperaturas e baixas frequências (na região de frequências reduzidas à esquerda do gráfico), demonstram que as misturas com ligantes modificados apresentam níveis de rigidez superiores em comparação com aquelas contendo ligantes puros. Além disso, o ângulo de fase dessas misturas é menor, indicando uma maior rigidez e uma menor propensão ao comportamento viscoso em condições de alta temperatura.

Os fatores de deslocamento ($\log(aT)$) e suas curvas de ajuste correspondentes são apresentados na Figura 46. Com base na inclinação dessas curvas, foi possível inferir a suscetibilidade térmica das misturas asfálticas. Quanto menos íngreme a curva, melhor o comportamento da mistura asfáltica diante das variações de temperatura, o que indica uma maior estabilidade. A temperatura de referência foi estabelecida em 20 °C, onde $aT(20\text{ °C}) = 1$. Ao analisar o gráfico apresentado na Figura 50, constata-se que as misturas estudadas apresentaram um comportamento semelhante apresentando uma inclinação não tão acentuada entre si.

Figura 50 – Curvas $\log(aT)$ para as misturas estudadas (20°C temperatura de referência).



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Para a análise do modelo S-VECD, a parte do módulo dinâmico referida como módulo de armazenamento (E') foi transformada em módulo de relaxação usando a série de Prony. Nesse processo, inicialmente, os valores de E' para cada mistura foram ajustados por meio da função sigmoide conforme a Equação 51, e os coeficientes de ajuste correspondentes estão listados na Tabela 26.

Os ajustes da série de Prony para o módulo de armazenamento (E') e o módulo de relaxação foram conduzidos utilizando o método de colocação. A série foi descrita com 17 termos, variando os tempos de relaxação (π_i) entre $2,0 \times 10^8$ e $2,0 \times 10^{-8}$ s, com intervalos de uma década. Portanto, os ajustes obtidos para π_i e E_i são detalhados na Tabela 27, juntamente com as taxas de crescimento do dano (α). Esses fatores foram derivados da inclinação "n" da taxa de relaxação no log-log de cada mistura, conforme a relação $\alpha = 1 + 1/n$. Conforme indicado por Sahebzamani *et al.* (2022), o valor de α aumenta para misturas mais rígidas, sendo, portanto, mais elevado para a mistura modificada.

Tabela 26 – Coeficientes de ajuste do modelo sigmoide utilizado para determinação do módulo de armazenamento

Misturas	Coeficientes do ajuste sigmoide			
	max E'	k	δ	γ
CAP 50/70	2,5x10 ⁷	4,17	-1,17	-0,64
Mistura modificada	2,4x10 ⁷	5,62	-0,40	-0,74
AMP 55/75	2,14x10 ⁷	4,58	-0,75	-0,57

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Tabela 27 – Tempos de relaxação (π_i) e módulos do elemento de Maxwell (E_i) para as séries de Prony

π_i	E_i		
	CAP 50/70	Mistura modificada	AMP 55/75
2,00E+08	1611	4602	4148
2,00E+07	1095	3834	2276
2,00E+06	2795	9595	5703
2,00E+05	5914	19989	10814
2,00E+04	14202	43201	22687
2,00E+03	39211	95902	51719
2,00E+02	127478	223626	130402
2,00E+01	456895	554424	352834
2,00E+00	1476719	1402324	926680
2,00E-01	3405888	3100991	2034230
2,00E-02	5044985	4895857	3321774
2,00E-03	5021777	5059341	3930791
2,00E-04	3792260	3685460	3551297
2,00E-05	2433607	2177196	2657736
2,00E-06	1427017	1154810	1767722
2,00E-07	796470	580251	1095178
2,00E-08	445451	291369	671606
Fator de dano α	2,98	4,13	3,56

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

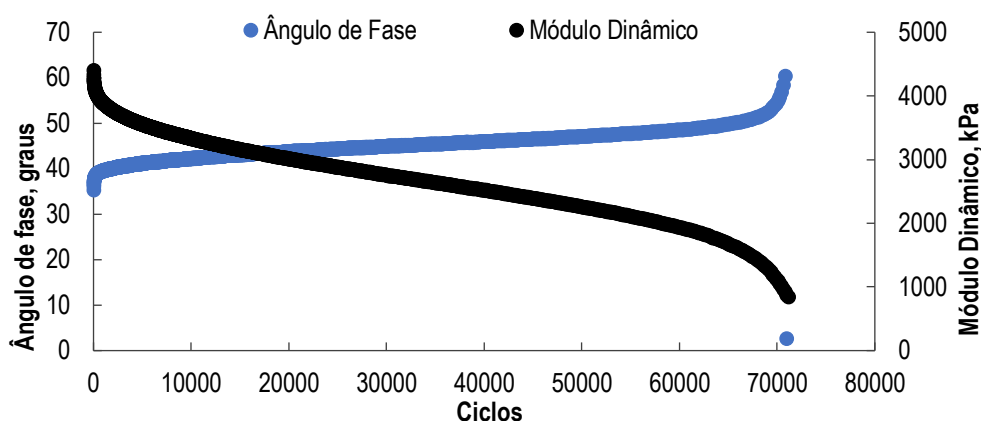
4.2.7 Fadiga a tração direta

Os resultados do ensaio de fadiga à tração direta foram examinados utilizando o modelo S-VECD, variando as amplitudes de deformação. Para cada nível de deformação pré-determinado (aproximadamente 200, 250 e 300 μ S), foi utilizado um único exemplar. Antes de cada ensaio de fadiga,

conduziu-se o teste de módulo dinâmico (conhecido como teste de fingerprint) para ajustar a variabilidade de rigidez entre as amostras.

Inicialmente, são traçadas as curvas de módulo dinâmico ($|E^*|$) e ângulo de fase (δ) em relação ao número de ciclos para cada amostra. Através deste gráfico, é possível identificar o ciclo em que a ruptura ocorreu, caracterizado pela queda abrupta no ângulo de fase. O ciclo associado ao pico do ângulo de fase é determinado como o valor de N_f (Figura 51).

Figura 51 – Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase versus número de ciclos de ensaio de fadiga

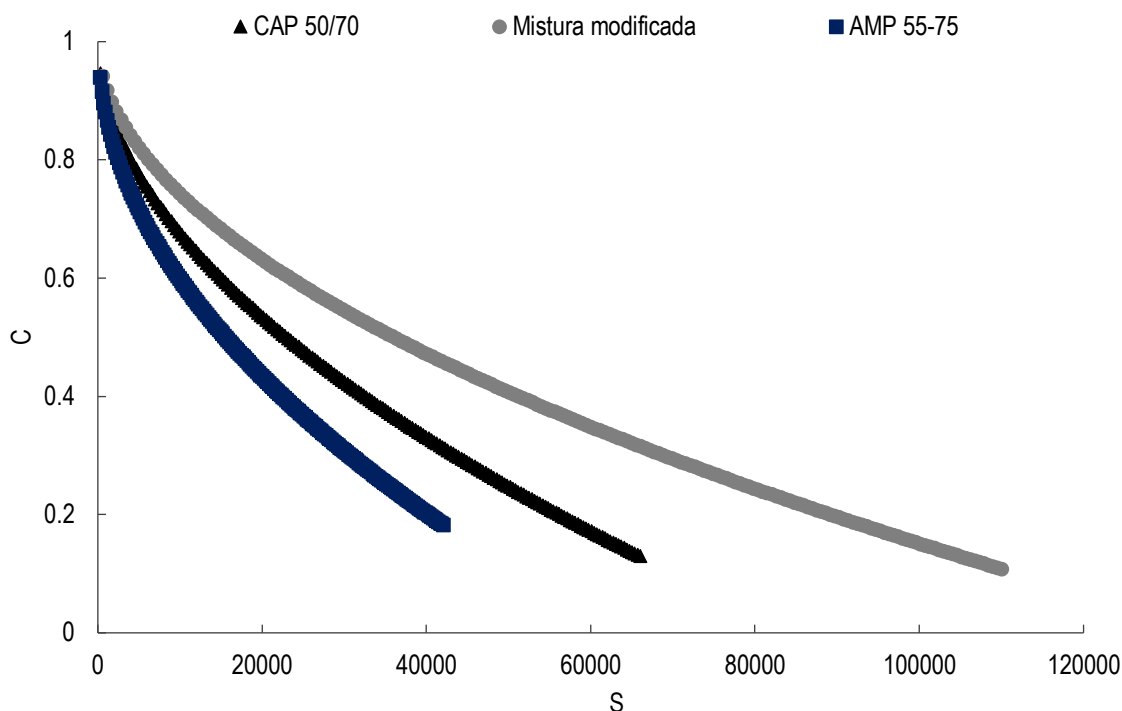


Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Para aplicar o modelo S-VECD, é necessário quantificar dois parâmetros principais: pseudorrigidez (C), também conhecida como integridade do material, e dano (S), calculado conforme o procedimento descrito na seção 2.2.3.1 deste estudo. Com os valores de C e S determinados, torna-se possível gerar as curvas de integridade do material versus dano acumulado. Essa relação é intrínseca para cada material, representando uma propriedade fundamental. Assim, as curvas C versus S , também chamadas de curvas características de dano do material, devem coincidir para diferentes amplitudes de deformação aplicadas durante o teste de uma determinada mistura de asfalto. Vale ressaltar que essa relação C versus S é independente de diversos fatores que influenciam o desempenho à fadiga das pavimentações de asfalto, como a amplitude da carga de teste, modo de carregamento, frequência e temperatura. Consequentemente, ela é capaz de descrever o comportamento contra danos por fadiga usando uma matriz de testes de laboratório muito simplificada.

No âmbito deste estudo, foi realizado um ajuste das curvas características, empregando um modelo de potência (Lei da Potência) do tipo: $C = 1 - c_{11} \times S^{c_{12}}$, em que C_{11} e C_{12} são as constantes de regressão. Esse ajuste, combinado com a curva característica de dano, possibilita a obtenção dos principais parâmetros do modelo S-VECD. A Figura 52 ilustra as curvas C versus S para todas as misturas analisadas.

Figura 52 – Curvas características de dano das misturas asfálticas estudadas (25°C temperatura de ensaio)



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Para uma análise mais aprofundada do desempenho contra fadiga das misturas de asfalto em estudo, é fundamental considerar também as envoltórias de ruptura e simulações, levando em conta a estrutura da pavimentação, o tráfego e as condições climáticas. Entretanto, é possível fazer algumas considerações apenas com base nas curvas C versus S, avaliando as discrepâncias entre elas em relação ao dano acumulado. A partir dessas curvas, são conduzidas duas análises: (i) a taxa de perda de integridade, permitindo identificar as misturas que apresentam maior declínio na integridade para o mesmo nível de dano, indicando um desempenho inferior; e (ii) a integridade na ruptura, onde misturas com maior integridade no ponto de falha também demonstram menor desempenho à fadiga.

Na Figura 52, é perceptível que a mistura modificada proposta se mostrou mais resistente ao dano do que as misturas com ligantes convencionais, onde é possível observar que em um mesmo nível de dano a mistura modificada apresenta uma integridade maior. A mistura modificada proposta demonstrou maior tolerância à acumulação de danos, visto que rompeu com o menor valor de integridade.

A composição que inclui AMP 55/75 revelou-se mais propensa ao acúmulo de dano, já que, para um mesmo patamar de dano, exibiu a menor integridade e, ao mesmo tempo, rompeu com uma integridade superior em comparação com as demais misturas investigadas. Essa conclusão está em consonância com o estudo de Sahebzamani *et al.* (2022), que analisaram o desempenho à fadiga de uma mistura asfáltica contendo ligante modificado por SBS, representando 4% do peso do ligante. A

partir do ensaio de fadiga à tração direta e da aplicação da metodologia S-VECD, os pesquisadores observaram que a curva característica de dano dessa mistura exibiu uma taxa de redução de integridade e acúmulo de dano semelhante ao ligante base até que a pseudorrigidez alcançasse aproximadamente 50% do valor inicial. Nesse ponto, o dano na mistura com ligante modificado tornou-se inferior ao observado na mistura com ligante convencional.

Foram adotados critérios de falha baseados na taxa média de variação da energia pseudo-deformação liberada por ciclo durante o teste (G^R), bem como na redução da pseudorrigidez (C), denominada D^R . Esses critérios oferecem uma perspectiva valiosa sobre a resistência à fadiga das misturas de asfalto, auxiliando na compreensão do comportamento do material sob diferentes condições de teste.

A média da taxa de variação da energia pseudo-deformação liberada por ciclo durante todo o teste (G^R), conforme desenvolvido por Sabouri e Kim (2014), foi empregada como um dos critérios de falha no teste de fadiga por tração direta, resultando na obtenção das envoltórias de ruptura GR versus N_f . Essas curvas de falha foram ajustadas utilizando um modelo de potência, conforme descrito na Equação (56), representado linearmente em uma escala logarítmica, com o parâmetro G^R mantendo uma forte correlação com N_f , que foi calculado conforme a Equação 57. Essa abordagem é fundamentada na consideração de que quanto mais rapidamente o dano se acumula, ou seja, quanto mais energia é liberada em menos ciclos, maior a probabilidade de falha do material (NOROUZI *et al.* 2017).

O grau de uniformidade dos testes pode ser avaliado com base no valor de R^2 obtido a partir dessa equação. Adicionalmente, também se empregou o critério de falha proposto por Wang e Kim (2017), que se baseia na energia pseudo-deformação liberada e é avaliado pela redução da pseudorrigidez (C), resultando no parâmetro denominado D^R . Os autores estabeleceram, para um material específico, uma relação única entre a soma de $(1-C)$ e o número de ciclos até a falha, que se mantém independente das condições do teste. O valor médio da redução da pseudorrigidez ao longo do teste até a falha (D^R) foi calculado conforme a Equação (58).

Wang (2019) introduziu um novo parâmetro, o S_{app} (Equação 59), para avaliar a capacidade de um material para resistir a danos com base no critério de ruptura D^R . Esse parâmetro leva em consideração a influência da rigidez e tenacidade do material, sendo fundamentado na teoria VECD. Valores mais altos do parâmetro S_{app} indicam um desempenho superior em termos de resistência à fadiga, com a condição de que o valor do S_{app} deve ser superior a 8 para ser considerado adequado.

$$GR = Y_x N_f^\Delta \quad (\text{Equação 56})$$

Onde:

Y e Δ são os coeficientes de ajuste.

$$N_f = \left(\frac{\delta}{Y \left(\frac{C_{12}}{p} \right) + 1} \right)^{\frac{1}{\Delta + 1 - \left(\frac{C_{12}}{p} \right)}} \quad (\text{Equação 57})$$

$$DR = \frac{\sum(1 - C)}{N_f} \quad (\text{Equação 58})$$

$$S_{app} = \frac{1}{100} \frac{\alpha \gamma^{\alpha+1} \left(\frac{DR}{C_{11}} \right)^{\frac{1}{C_{12}}}}{\left(\frac{|E^*|}{10^6} \right)^{\frac{\alpha}{4}}} \quad (\text{Equação 59})$$

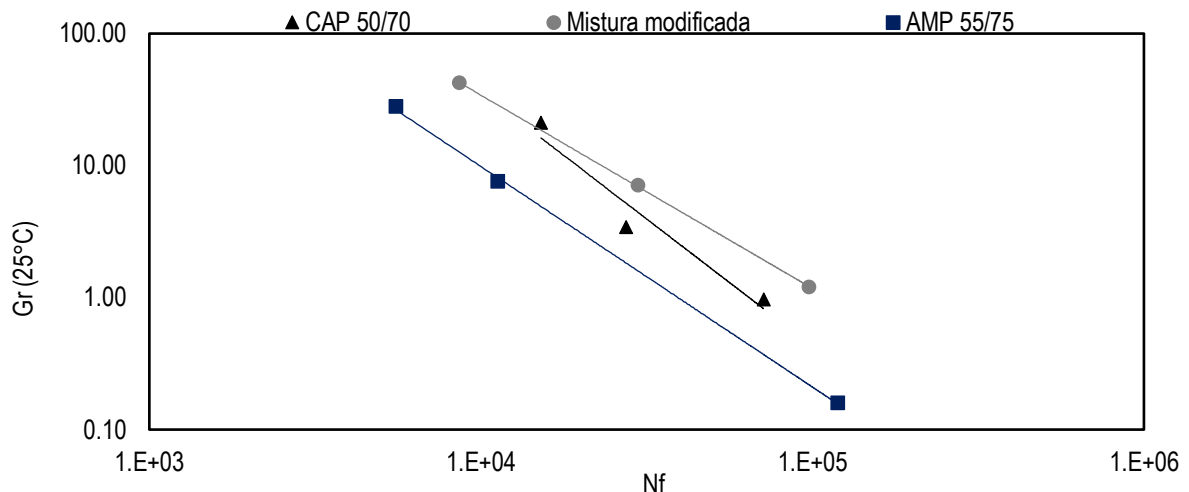
Os valores de referência do S_{app} foram associados a diferentes níveis de tráfego (número de eixos padrão), conforme detalhado na Tabela 28. Além disso, a tabela apresenta os coeficientes C_{11} e C_{12} obtidos a partir do ajuste da curva C versus S, os coeficientes Y e Δ das envoltórias de ruptura GR para cada mistura (Figura 53), os valores resultantes do critério de ruptura DR e o indicador de capacidade de dano S_{app} . Os valores de R^2 das envoltórias de falha GR e os desvios-padrão do critério de falha DR confirmam a consistência dos resultados obtidos nos experimentos.

Tabela 28 – Valores limites recomendados para o parâmetro S_{app} a diferentes níveis de tráfego e Parâmetros de ajuste da função potência C_{11} e C_{12} , coeficientes de regressão do critério GR, critério DR e valor de S_{app}

Tráfego (milhões de eixo-padrão)	Limites S_{app}		Nível do tráfego				
Inferior a 10	$S_{app} > 8$		Padrão				
Entre 10 e 30	$S_{app} > 24$		Pesado				
Acima de 30	$S_{app} > 30$		Muito pesado				
Acima de 30 e baixa velocidade	$S_{app} > 36$		Extremamente pesado				
	Modelo C versus S		Critério de ruptura GR			Critério de ruptura DR	S_{app}
	C_{11}	C_{12}	Y	Δ	R^2	DR	
CAP 50/70	2,56E-03	0,525	1,83E+09	-1,926	0,94	0,45	35,93
AMP 55/75	4,27E-03	0,494	4,77E+07	-1,671	0,99	0,47	27,67
Mistura modificada	2,14E-03	0,520	2,42E+07	-1,464	1	0,49	38,50

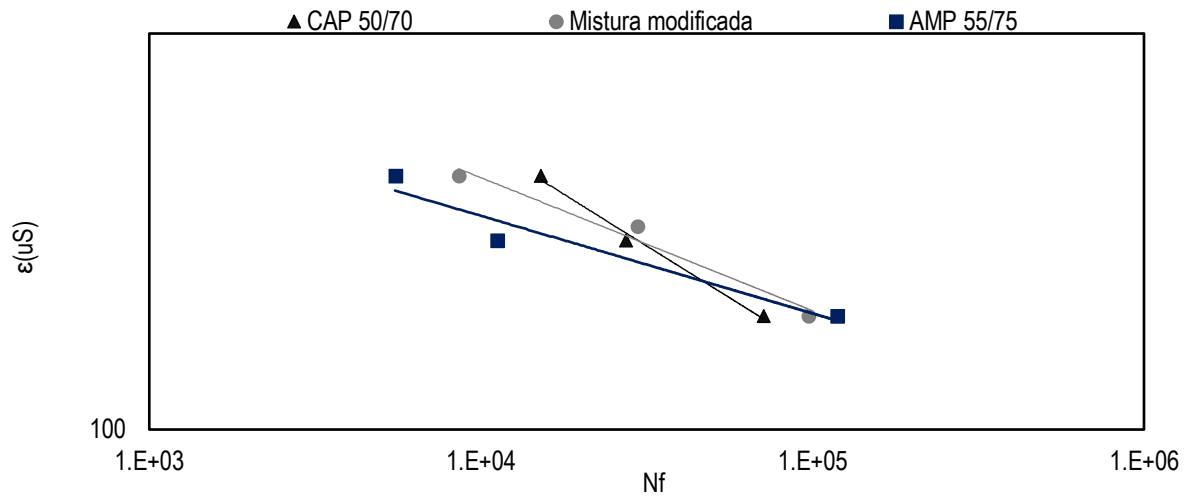
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 53 – Critério de ruptura baseado no GR



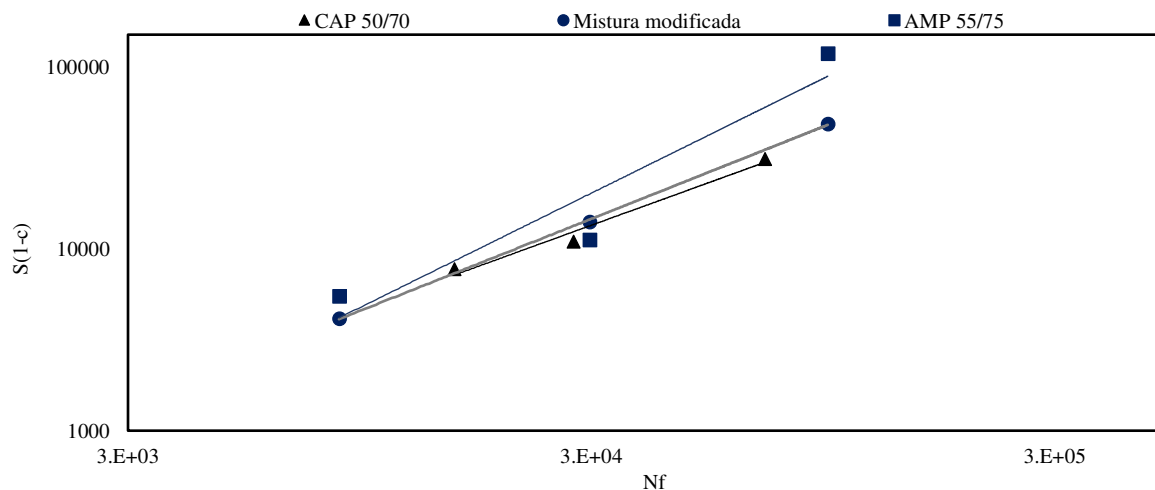
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 54 – Ciclos de fadiga calculados para deformações pré-estabelecidas de 130 μ S, 155 μ S e 180 μ S.



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 55 – Critério de ruptura baseado no DR



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Os valores de R^2 obtidos das envoltórias de falha de G^R para as misturas de asfalto analisadas neste estudo variam entre 0,94 e 1,00, o que demonstra uma correlação forte entre G^R e N_f . Essa relação de ruptura é considerada apropriada para avaliar materiais brasileiros, conforme relatado por Possebon *et al.* (2014) e Boeira *et al.* (2018). As envoltórias de falha obtidas para o critério de D^R são apresentadas na Figura 55, em escala aritmética, e devem seguir um padrão linear. Um valor mais alto de D^R está associado a uma maior capacidade de acumulação de danos das misturas, ou seja, à habilidade de dissipar energia até a ruptura. Portanto, a mistura com o maior valor de D^R foi a mistura modificada, enquanto a mistura de controle apresentou o valor mais baixo. Com base em ambos os critérios de falha, a mistura modificada exibiu o melhor desempenho em fadiga. Contudo, é importante notar que o critério G^R também se relaciona com o número de ciclos até a falha, e a mistura modificada apresentou uma

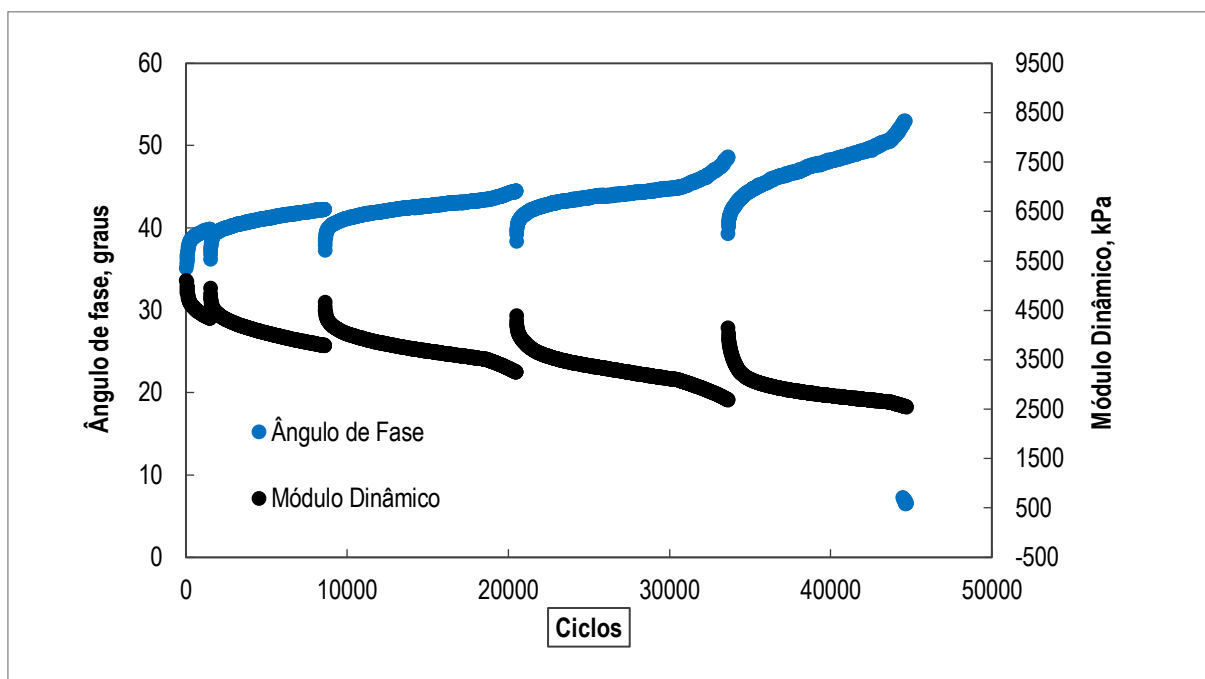
curva que se estende mais à direita, o que indica o maior número de ciclos até a falha e, conseqüentemente, uma maior tolerância a danos.

Por meio do parâmetro Sapp, que emprega o critério de ruptura D^R , é possível classificar o desempenho de misturas de asfalto em relação à fadiga. Um valor mais elevado desse parâmetro sugere um melhor desempenho em fadiga. Com base nos valores apresentados no Tabela 28, a mistura modificada demonstrou o melhor desempenho em fadiga. A mistura modificada de referência, por sua vez, apresentou o valor mais baixo de Sapp, o que significa um desempenho inferior em relação à fadiga.

4.2.8 Fadiga a tração direta com períodos de repouso

A alteração no procedimento de análise de fadiga em tração direta para incluir períodos de descanso provoca interrupção na resposta do módulo dinâmico e no ângulo de fase, conforme ilustrado na Figura 56 para o experimento conduzido a 25°C com 270 segundos de intervalo de repouso.

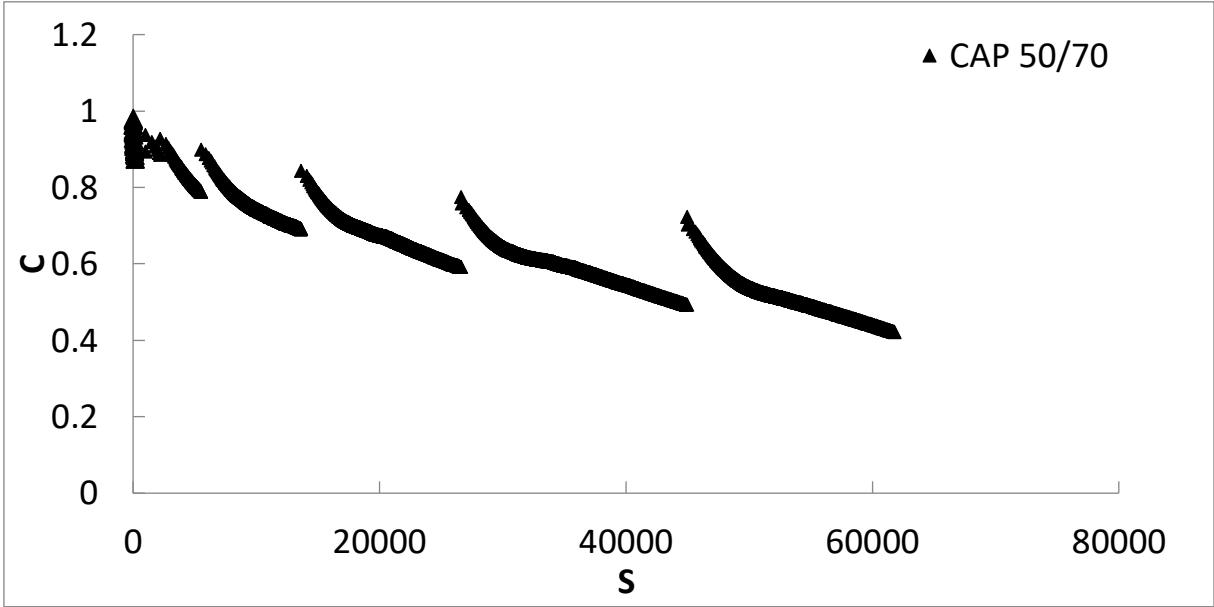
Figura 56 – Exemplo de dados coletados de módulo dinâmico e ângulo de fase para um ensaio de fadiga em tração direta com períodos de repouso



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

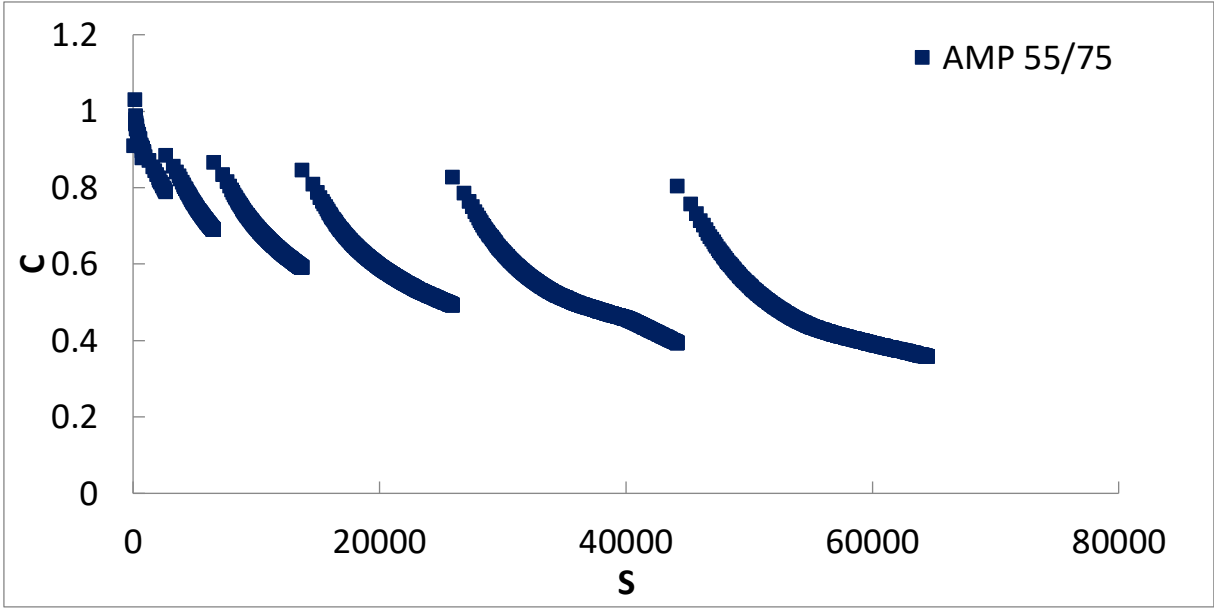
A conversão dos dados de tensão e deformação em uma curva característica de dano (C vs. S), com a inclusão dos intervalos de repouso resulta em curvas também descontínuas, com padrões semelhantes aos mostrados na Figura 56. Na Figura 57 a 59 são apresentados os resultados do ensaio realizado a 25°C com 270 segundos de período de repouso.

Figura 57 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 25° C



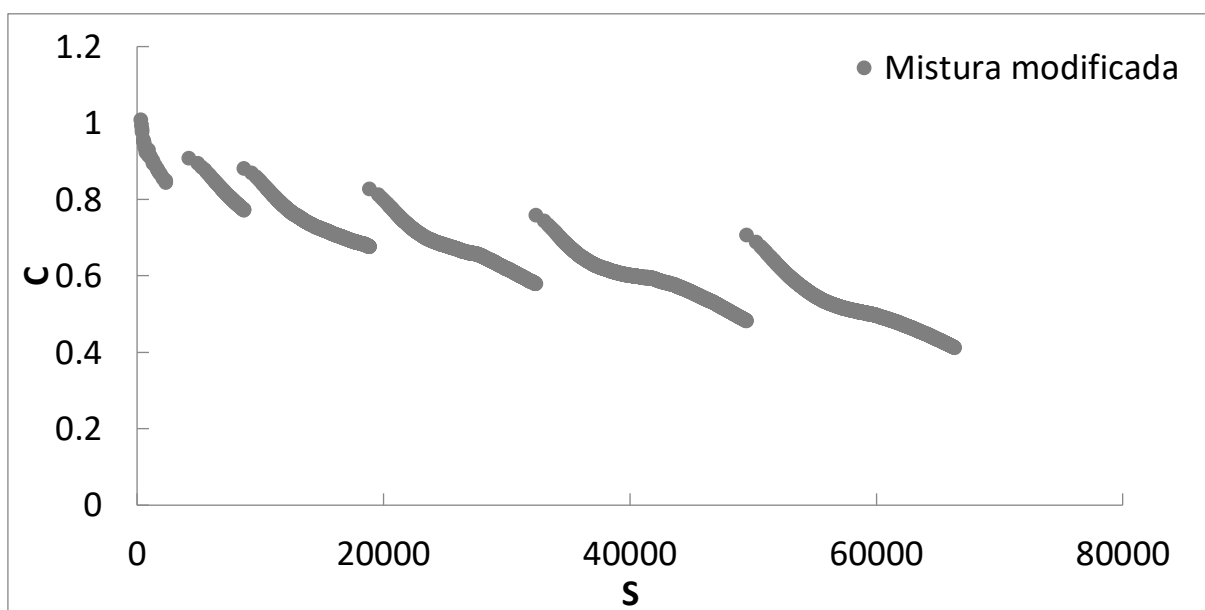
Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 58 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 25° C



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 59 – Curva característica de dano com inclusão de períodos de repouso de 270 s, na temperatura de 25° C



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Nesta fase, destaca-se a recuperação imediata da integridade após o repouso, evidenciando as implicações dos períodos de descanso no espaço C vs. S. Apesar da integridade ser restaurada a valores bastante elevados, a acentuada inclinação do conjunto de pontos referentes ao primeiro ciclo indica um comportamento transitório bastante instável, dissipando rapidamente essas elevadas variações de C. Os valores elevados de integridade calculados durante o período transitório, conforme ilustrado na Figuras acima, não afetam os resultados do índice de regeneração (%HS - Equação 54), uma vez que este é calculado a partir das variações no espaço de dano (S). Na Tabela 29 estão apresentados os valores de índice de regeneração obtidos para cada mistura asfáltica estudada.

Tabela 29 – Resultados de índice de regeneração para 25° C e 270 s de repouso

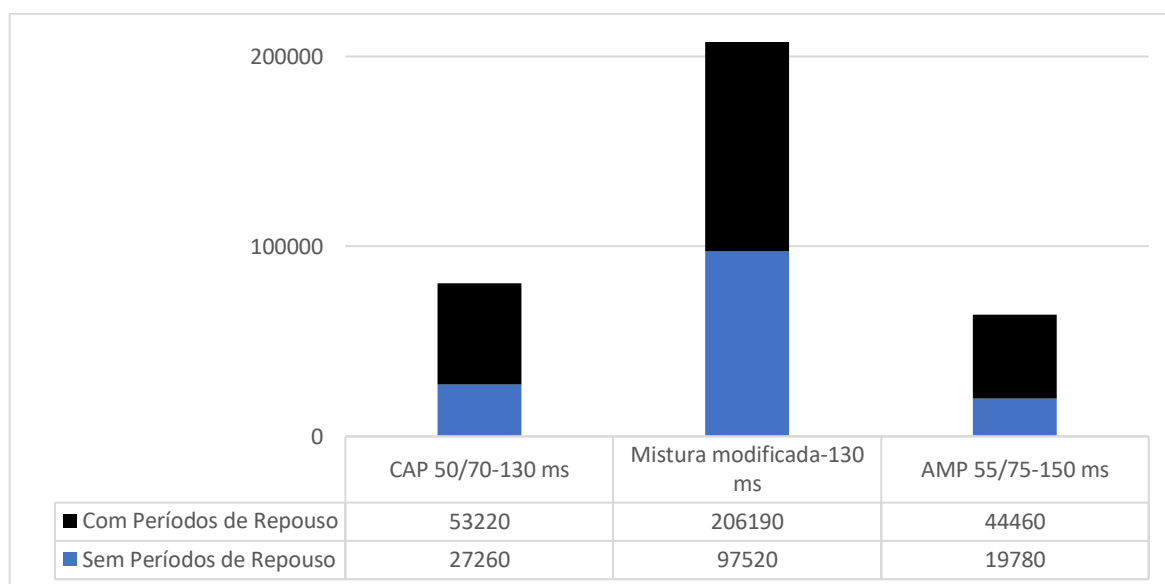
CAP 50/70				
C	Sci	Scf	AS	%Hs
0,9	2311	3511	1200	52
0,8	6063	9070	3007	50
0,7	13087	18373	5286	40
0,6	24182	31749	7567	31
0,5	38803	48405	9602	25
0,4	56608	68447	11839	21
		Média		36
AMP 55/75				
0,9	2523	4309	1786	71
0,8	6469	10143	3674	57
0,7	13655	20077	6422	47
0,6	25867	36422	10555	41
0,5	44111	59657	15546	35
		Média		50
Mistura modificada				
0,9	4020	5628	1608	40
0,8	8611	12229	3619	42
0,7	18806	25362	6556	35
0,6	32287	43187	10900	34
0,5	49393	61305	11913	24
		Média		35

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Ao examinar os dados do índice de regeneração, observa-se que tanto a mistura com CAP 50/70 quanto a mistura modificada proposta exibem taxas muito próximas, sendo de 38% e 35%, respectivamente. Assim, torna-se evidente que não há uma variação significativa nesse índice, podendo-se atribuir esse resultado à quantidade equivalente de ligante presente nas duas misturas, que é de 4,9%. Logo conclui-se que a modificação do ligante 50/70 não atribui efeito significativo na taxa de regeneração. Já a mistura contendo AMP 55/75 apresentou uma taxa de regeneração superior as outras misturas, esse fato pode estar relacionado com uma maior quantidade de ligante utilizada na mistura de 5,4%.

A análise dos efeitos da introdução de períodos de repouso pode ser realizada considerando o número de ciclos medido até a ruptura (Nf). A Figura 60 exibe os resultados da vida de fadiga para ensaios que incluíram períodos de repouso. Observa-se a influência desse efeito, pode resultar em um prolongamento significativo na vida de fadiga. Os valores medidos de Nf apresentados para a condição sem períodos de repouso são derivados do deslocamento da curva C vs. N de cada corpo de prova, conforme descrito detalhadamente no estudo de Underwood *et al.* (2012).

Figura 60 – Resultados dos ensaios cíclicos: prolongamento na vida de fadiga com e sem períodos de repouso



Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Ao analisar o acréscimo na vida de fadiga decorrente da introdução dos períodos de repouso, observamos que para a mistura asfáltica com CAP 50/70, houve um aumento de 51%, enquanto para a mistura asfáltica com AMP 55/75, esse aumento foi de 44%, e para a mistura asfáltica com o asfalto modificado proposto, foi de 47%. Dessa forma, em média, houve uma duplicação no tempo de vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas.

O fenômeno de *healing* em misturas asfálticas é um aspecto crucial a ser considerado, uma vez que ele existe e desempenha um papel significativo na durabilidade e no desempenho das pavimentações asfálticas. A avaliação desse fenômeno é desafiadora devido à complexidade do processo, que envolve interações complexas entre calor, pressão e compostos químicos, influenciados por fatores como composição do ligante, temperatura e carga de tráfego. Essa complexidade é devido a variedade de fatores influentes e pela natureza dinâmica do fenômeno, que inclui aspectos não-lineares, tixotrópicos e térmicos.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Da análise dos resultados alcançados nessa pesquisa, seguem-se as seguintes conclusões e sugestões para pesquisas futuras envolvendo o mesmo objetivo de estudo.

5.1 Conclusões específicas

- Os resultados apresentados confirmam a eficiência da adição de polímeros ao ligante asfáltico. A adição dos polímeros forneceu melhorias nas propriedades físicas e reológicas dos ligantes modificados quando comparados ao ligante puro. O uso combinado de EMA-GMA, PPA e PET resultou em um ligante de maior valor de ponto de amolecimento, grau de performance de alta temperatura (PG 78-XX) e menor valor de $J_{nr3,2}$, levando a uma resistência potencialmente melhor em relação à deformação permanente, em comparação ao AMP 55/75 e o CAP 50/70 convencional;

- A resistência ao dano por fadiga dos ligantes foi avaliada a partir do ensaio do LAS e aplicando o modelo S-VECD. O ligante CAP 50/70 modificado se mostrou ser resistente ao dano na condição do teste, com maiores valores de integridade para o mesmo dano comparado ao ligante base, e ainda apresentou número de ciclos até a falha maior comparado ao ligante base. De acordo com o fator de fadiga do ligante (FFL) este ligante é considerado “intermediário” no ranking de Nascimento *et al.* (2021);

- A resistência à tração (RT) e o módulo de resiliência (MR) aumentaram para as misturas asfálticas com ligantes modificados em relação à mistura com o ligante base, indicando maior rigidez. Os resultados do ensaio de resistência à tração indicam que a mistura com o CAP 50/70 modificado apresentou maior resistência comparado ao ligante base, e para os dados de módulo de resiliência as misturas com ligantes modificados apresentaram os maiores valores comparado ao ligante base. Quanto ao dano por umidade induzida, as misturas modificadas apresentaram um resultado superior ao apresentado pelo ligante convencional CAP 50/70;

- Os resultados do ensaio de fadiga à tração indireta das misturas estudadas, quando analisados em função da deformação de tração, permitem a classificação das misturas em função do comportamento à fadiga com base no parâmetro FFM. Foi possível perceber que as misturas de maior rigidez foram as que ocuparam as melhores classificações. Quando enquadradas na classificação de performance à fadiga, as misturas modificadas tiveram desempenho referente a Classe 3 e a mistura com ligante convencional CAP 50/70 apresentou desempenho referente a Classe 2.

- As misturas com AMP 55/75 e CAP 50/70 modificado apresentaram o melhor desempenho frente à deformação permanente. Estas misturas apresentaram os maiores de Flow Number. De acordo com Faccin *et al.* (2021) a partir do Flow Number as duas misturas podem ser classificadas para nível

de tráfego pesado. Os resultados de deformação permanente das misturas asfálticas se mostraram coerentes com o MSCR, de forma que o AMP 55/75 e o CAP 50/70 modificado apresentaram os menores valores de $J_{nr_{3,2}}$, sendo classificados para nível de tráfego pesado com base nesse parâmetro segundo a AASHTO M320 (2016);

- No ensaio de módulo dinâmico a mistura com o CAP 50/70 modificado apresentou os maiores valores de módulo em temperaturas mais altas e baixas frequências, e os valores em temperaturas mais baixas e frequências altas se igualaram ao ligante base. A mistura com CAP 50/70 convencional apresentou menores valores de módulo nas temperaturas mais altas (baixas frequências reduzidas) e nas temperaturas mais baixas (altas frequências reduzidas) o valor seguiu uma tendência de igualar com o CAP 50/70 modificado. A mistura com AMP 55/75 apresentou valores de módulo semelhantes aos da mistura com o ligante convencional para temperaturas mais altas e baixas frequências e nas temperaturas mais baixas (altas frequências reduzidas) os valores foram menores. As curvas mestras do ângulo de fase demonstraram que os menores valores de ângulo de fase foram para a mistura com CAP 50/70 modificado, indicando maior elasticidade e menor comportamento viscoso. Já a mistura com AMP 55/75 apresentou os maiores valores de ângulo de fase e próximos ao da mistura com CAP 50/70 convencional, diferente do comportamento esperado para uma mistura com ligante polimérico.

- A resistência à fadiga das misturas asfálticas também foi avaliada a partir do ensaio de fadiga à tração direta aplicando o modelo S-VECD. De acordo com critério de falha G^R , a mistura asfáltica com melhor desempenho frente à fadiga foi o CAP 50/70 modificado, em que a envoltória de ruptura apresentou a menor inclinação. De acordo com o critério de falha D^R , a partir da capacidade de dano S_{app} , a mistura com CAP 50/70 modificado apresentou o melhor desempenho frente à fadiga.

- Ao analisar o impacto do processo de regeneração (*“Healing”*), torna-se evidente que a taxa de regeneração mais significativa ocorreu na mistura 55/75. Analisando o ganho na vida de fadiga, foi observada uma duplicação do tempo médio de vida em fadiga para todas as misturas analisadas.

5.2 Conclusões finais

A avaliação do fator "*Healing*" revelou uma significativa taxa de regeneração nas misturas asfálticas, nas condições adotadas de ensaio, especialmente naquelas com uma proporção maior de ligante. Além disso, houve um aumento substancial na vida útil em fadiga para todas as misturas analisadas.

É importante ressaltar que o estudo do fator "*Healing*" na vida de fadiga do pavimento é crucial para compreender melhor como esse fenômeno pode influenciar a durabilidade das estruturas asfálticas ao longo do tempo. No entanto, é importante notar que a curva de fadiga tradicionalmente utilizada não considera esse efeito de regeneração, o que ressalta a necessidade de desenvolver abordagens mais abrangentes e realistas para avaliar a vida útil dos pavimentos, levando em conta não apenas os aspectos mecânicos convencionais, mas também os processos de *healing* que podem ocorrer durante a vida útil do pavimento. Essa abordagem pode fornecer compreensão valiosos para o desenvolvimento de estratégias de projeto e manutenção mais eficazes, garantindo assim a sustentabilidade e a longevidade das infraestruturas viárias.

5.3 Sugestões para trabalhos futuros

Durante a concepção deste trabalho, foram identificadas diversas ideias para complementar a investigação:

- a) Empregar a simulação do comportamento do pavimento em condições climáticas e de tráfego realistas utilizando softwares como LVECD ou FlexPAVE para analisar o dano por fadiga das misturas asfálticas em estudo. Esta análise incluirá a aplicação de funções de transferência entre o dano simulado e a verificação da correspondência com as áreas trincadas.
- b) Explorar o uso de outros ligantes modificados disponíveis comercialmente, a fim de ampliar a compreensão do comportamento das misturas asfálticas modificadas em relação à fadiga e ao fator "*Healing*".
- c) Estender o protocolo de *Healing* para diferentes temperaturas e variados tempos de repouso, a fim de compreender o comportamento do material asfáltico em diferentes condições de carregamento e ambientais.
- d) Ampliar a compreensão do *Healing* ao investigar sua influência através da aplicação de diferentes rotinas de ensaio de fadiga, como o ensaio de flexão em viga quatro pontos.

CAPÍTULO 6

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

_____. AASHTO TP 107-18, Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests. West Conshohocken. 2021.

A. Norouzi, Y.R. Kim, S.S. Kim, J. Yang, Effect of reclaimed asphalt pavement content and binder grade on fatigue-resisting performance of asphalt mixtures in Georgia, *J. Mater. Civ. Eng.* 29 (9) (2017), 04017115, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001960](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001960).

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) T 342, Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures, 2019. West Conshohocken.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) TP 107-18, Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests, 2021. West Conshohocken.

ABOJARADEH, M. Development of Fatigue Failure Criterion for Hot-Mix Asphalt Based in Dissipated Energy and Stiffness Ratio. *Jordan Journal of Civil Engineering.* v., n. 1, p. 54-59. 2013.

AKBARI, A.; MODARRES, A. Evaluating the effect of nano-clay and nano-alumina on the fatigue response of bitumen using strain and time sweep tests. *International Journal of Fatigue.* v. 114, p. 311-322. 2018.

ALMEIDA JR, P.O.; BOEIRA, F.D.; SPECHT, L.P.; CERVO, T.C.; PEREIRA, D.D.S.; CENTOFANTE, R.; BARBOZA JR, V.D.S.; CORREIA E SILVA, C.F. Avaliação laboratorial do tipo e teor de ligante e da granulometria na deformação permanente de misturas asfálticas. *Revista Transportes.* v. 26, p. 1-15, 2018.

ALMEIDA, Francisco José Pereira de. Modelagem computacional de misturas asfálticas com a utilização do método dos elementos finitos, da teoria da viscoelasticidade linear e da mecânica do dano contínuo. 2019.

ALMURATI, H.; BAAJ, H. Evaluating self-"self" behavior of asphalt binders modified with phase-chande materials, polymers and recycled glass powder. *Polymers.* v. 19, n. 8. 2023.

AMERI, M.; MANSOURKHAHI, A.; DARYAEE, D. Evaluation of fatigue behavior of asphalt binders containing reclaimed asphalt binder using simplified viscoelastic continuum damage approach. *Construction and Building Materials*. v. 202. P. 374-386. 2019.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T-321: Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexural Bending. Washington. DC. 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM E206-72: Standard Definitions of Terms Relating to Fatigue Testing and Statistical Analysis of Fatigue Data. Philadelphia. 1979.

ANUPAM, B. R.; SAHOO, U. C.; CHANDRAPPA, A. K. A methodological review on self-“Healing” asphalt pavements. *Construction and Building Materials*. v. 321, e-126395. 2022.

ARAO, M. Análise da Vida de Fadiga de Pavimentos Flexíveis em Diferentes Misturas. Projeto (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro/Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. 2014.

ASHOURI, P. Direct tensile fatigue behavior of asphalt concrete mixtures. *Construction and Building Materials*. v. 67, p. 321-329. 2014.

ASPHALT INSTITUTE. Superpave Mix Design. Superpave Serie No. 2 (SP2). 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DO PET – ABIPET. Decimo segundo censo da reciclagem do PET no Brasil. São Paulo, 2022.

AURILIO, M.; TAVASSOTI, P.; ELWARDANY, M.; BAAJ, H. Impact of Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) content on asphalt Binder’s fatigue resistance at various aging levels using Viscoelastic Continuum Damage and fracture mechanisms. *Construction and Building Materials*. v. 305, e-124627. 2021.

AYAR, P.; MORENO-NAVARRO, F.; RUBIO-GÁMEZ, M. C. The “Healing” capability of asphalt pavements: a state of the art review. *Journal of Cleaner Production*. v. 113, p. 28–40. 2016.

B. Kim, R. Roque, B. Birgisson, Effect of styrene butadiene styrene modifier on cracking resistance of asphalt mixture, *Transport. Res. Rec.* 1829 (1) (2003) 8–15, <https://doi.org/10.3141/1829-02>.

B. Underwood, Multiscale Constitutive Modeling of Asphalt Concrete, Faculty of North Carolina State University, Raleigh, 2011. <http://www.lib.ncsu.edu/resolver/1840.16/7217>.

B.S. Underwood, C. Baek, Y.R. Kim, Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis, *Transport. Res. Rec.* 2296 (1) (2012) 36–45, <https://doi.org/10.3141/2296-04>.

B.S. Underwood, C. Baek, Y.R. Kim, Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis, *Transport. Res. Rec.* 2296 (1) (2012) 36–45, <https://doi.org/10.3141/2296-04>.

B.S. Underwood, Y.R. Kim, M.N. Guddati, Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model, *Int. J. Pavement Eng.* 11 (6) (2010) 459–476, <https://doi.org/10.1080/10298430903398088>.

BABADOPULOS, L. F. A. L.; FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H.; BRANCO, V. T. F. C. Aging-Effect Incorporation into the Fatigue-Damage Modeling of Asphalt Mixtures Using the S-VECD Model. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2016.

BABURAMANI, P. Asphalt Fatigue Life Prediction Models: A Literature Review. ARRB Transport Research Ltd. – Research Report ARR 334. Vermont South, Victoria. 1999.

BALBO, J. T. Pavimentação asfáltica: materiais, projeto, e restauração. Oficina de Textos, 2015.

BAPTISTA, A. M. C. Misturas Betuminosas Recicladas à quente em Central: Contribuição para o seu estudo e aplicação. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal. 2006.

BARROS, A. G. O efeito do uso de agentes rejuvenescedores encapsulados sobre a autorregeneração de misturas asfálticas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande – PB. Campina Grande – PB. 2020.

BARROS, A. G.; LUCENA, L. C. F. L.; HERNANDEZ, A. G. Addition of Encapsulated Soybean Oil and Waste Cooking Oil in Asphalt Mixtures: Effects on Mechanical Properties and Self-“Healing” of Fatigue Damage. *Journal of Materials in Civil Engineering*. v. 34, n. 4. 2022.

BASTOS, J. B. S., *et al.* Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. *Revista Transportes*. v. 25, n. 2, p. 29–40. 2017.

BEHNOOD, A. Application of rejuvenators to improve the rheological and mechanical properties of asphalt binders and mixtures: a review. *Journal Cleaner Production*. v. 23, p. 171-182. 2019.

BEHNOOD, A.; GHAREHVERAN, M. M. Morphology, rheology and physical properties of polymer-modified asphalt binders. *European Polymer Journal*. v. 112, p. 766-791. 2019.

BEJA, Igor Amorim. Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo Large Stone Asphalt Mixture (LSAM). 2021.

BESERRA, D. C.; MELO NETO, O. M.; LUCENA, L. C. F.; LUCENA, A. E. F. L.; LUZ, P. M. S. G. Effects of recycling agents and methods on the fracture and moisture resistance of asphalt mixtures with high RAP contents. *Construction and Building Materials*. v. 367, e-130312. 2023.

BOEIRA, F. D. Estudo da Rigidez, da Deformação Permanente e da Fadiga de Misturas Asfálticas com Ligantes Convencionais e Modificados. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM-RS), 2018.

BOLTZMANN, L. Zur theorie der elastischen nachwirkung. *Pogg. Ann. Physik*. v. 70, p. 275-306. 1874.

BRITO, Gabriella Queiroz; CASAGRANDE, Michéle Dal Toé. Desempenho de Mistura Asfáltica do Tipo Areia-Asfalto a Quente (AAQ) com Inserção de PET (Polietileno Tereftalato) Micronizado.

BRITO, L. A. T. Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

CANESTRARI, F.; VIRGILLI, A.; GRAZIANI, A.; STIMILLI, A. Modeling and assessment of self-"Healing" and thixotropy properties for modified binders. *International Journal of Fatigue*. v. 70, p. 351–360. 2015.

CAO, W.; NOROUZI, A.; KIM, Y. R. Application of viscoelastic continuum damage approach to predict fatigue performance of Binzhou perpetual pavements. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*. v. 3, n. 2, p. 104-115. 2016.

CASTRO, M.; SÁNCHEZ, J. A. Fatigue and "Healing" of asphalt mixtures: discriminate analysis of fatigue curves. *Journal of transportation engineering*. v. 132, n. 2, p. 168-174. 2006.

CHEN, H.; ZANG, Y.; BAHIA, H. U. Estimating asphalt binder fatigue at multiple temperature using a simplified pseudo-strain energy analysis approach in the LAS test. *Construction and Building Materials*. v. 266, e-120911. 2021.

CHENG, H.; SUN, L.; WANG, Y.; LIU, L.; CHEN, X. Fatigue test setups and analysis methods for asphalt mixture. *Journal of Road Engineering*. v. 2, n. 4, p. 279-308. 2022.

CHENG, Huailei *et al.* Fatigue test setups and analysis methods for asphalt mixture: A state-of-the-art review. *Journal of Road Engineering*, 2022.

CHRISTENSEN, R. M. *Theory of Viscoelasticity*. Dover Publications, Inc, 1st Ed. New York, USA, 364 pgs, 1982.

COLPO, G. B. *Análise de Fadiga de Misturas Asfálticas Através do Ensaio de Flexão em Vida de Quatro Pontos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil,) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2014.

COLPO, G. B. *Comportamento à fadiga de misturas asfálticas: ensaios laboratoriais e instrumentação in situ*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre – RS. 2019.

DAI, Q.; WANG, Z.; HASAN, M. R. M. Investigation of induction “Healing” effects on electrically conductive asphalt mastic and asphalt concrete beams through fracture “Healing” tests. *Construction and Building Materials*. v. 49, p. 729-737, 2013.

DANTAS, Silmara Nunes. *Aproveitamento de resíduos de garrafas de PET para reforço de um solo argiloso*. 2022.

DAPPER, H. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas a quente e mornas com utilização de asfalto borracha*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre – RS. 2020.

DE GRAAF, R. E.; GARCIA, A.; VAN DE VEN, M., SCHLANGEN, E. Self-“Healing” of asphalt concrete: A review of mechanisms and feasibility. *Construction and Building Materials*. v. 183, p. 206-219. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 183-ME – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada. 2018

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. Fatigue of Bituminous Mixtures. *Materials and Structures*. v. 34, p. 202-216. 2004.

DNIT (National Department of Transport Infrastructure) 416, Asphalt Pavement - Asphalt Mixtures - Determination of Dynamic Modulus - Test Method, 2019. Brazil.

DNIT (National Department of Transport Infrastructure) 432, Aggregates - Determination of Shape Properties through Digital Image Processing (PDI) - Test Method, 2020. Brazil.

E.P. Possebon, S.L. Schuster, C. Brondani, L.P. Specht, F.D. Boeira, Use of S-VECD to assess the fatigue damage of asphalt mixtures with different Brazilian binders, in: 32nd ANPET Transport Research and Teaching Congress, 2014.

F.P. Cavalcante, Effect of the addition of Ricinus communis and Linus usitatissimum oils on the rheological properties of pure and modified petroleum asphalt cement., Federal University of Campina Grande, 2016. <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/jspui/handle/riufcg/1373>.

FACCIN, C. Concretos Asfálticos em Utilização no Rio Grande do Sul: Comportamento Mecânico e Desempenho em Campo quanto à Deformação Permanente. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2018.

FACCIN, C.; SPECHT, L. P.; SCHUSTER, F. D.; BOEIRA, L. D.; BRONDANI, C.; PEREIRA, D. S.; NASCIMENTO, L. A. H. Flow Number parameter as a performance criteria for asphalt mixtures rutting: evaluation to mixes applied in Brazil Southern region. International Journal Pavement Engineering. p. 1-13, 2021. DOI: 10.1080/10298436.2021.1880580.

FAN, S.; WANG, H. M.; ZHU, H.; SUN, W. Evaluation of self-"Healing" performance of asphalt concrete for low-temperature fracture using semicircular bending test. Journal Materials in Civil Engineering. v. 30, n.9. 2018.

FAN, X.; LIU, C.; SONGTAO, L.; GE, D.; LIU, J.; PAN, Q. Unified fatigue characterization of asphalt mixture under multi-field coupling conditions: Stress state, Frequency, and temperature. Construction and Building Materials. v. 353, e-129027. 2022.

FERRY, J. D. Viscoelastic Properties of Polymers. John Wiley, Nova York, 1980.

FONTES, L. P. T. L. Otimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Minho. 2009.

GAMA, D. A.; ROSA JUNIOR, J. M.; JEFERSON, T.; RODRIGUES, J. K. G. Rheological studies of asphalt modified with elastomeric polymer. Construction and Building Materials. v. 106, p. 290-295. 2016.

GAMA, D. A.; YAN, Y.; RODRIGUES, J. K. G.; ROQUE, R. Optimizing the use of reactive terpolymer, polyphosphoric acid and high-density polyethylene to achieve asphalt binders with superior performance. Construction and Building Materials. v. 169, n. 30, p. 522-529.

GAO, Y.; LI, L.; ZHANG, Y. Modelling crack initiation in bituminous binders under a rotational shear fatigue load. *International Journal of Fatigue*. v. 139, e-105738. 2020.

GARCÍA, Á.; JELFS, J.; AUSTIN, C. J. Internal asphalt mixture rejuvenation using capsules. *Construction and Building Materials*. v. 101, p. 309–316, 2015.

GARCÍA, Á.; NORAMBUENA-CONTRERAS, J.; PARTL, M. N.; SCHUETZ, P. Uniformity and mechanical properties of dense asphalt concrete with steel wool fibers. *Construction and Building Materials*. v. 43, p. 107–117, 2013.

GARCÍA, Á.; SCHLANGEN, E.; DE VEN, M. V.; LIU, Q. A simple model to define induction heating in asphalt mastic. *Construction and Building Materials*. v. 31, p. 38–46, 2012.

GE, Z.; WANG, H.; WANG, Y.; HU, X. Evaluating fatigue behavior of asphalt mixtures under alternate tension–compression loading model using new alternate biaxial splitting method. *Construction and Building Materials*. v. 54, p. 106–112. 2014.

GECKIL, T.; MAKSUT S. Performance Properties of Asphalt Modified with Reactive Terpolymer. *Construction & Building Materials*. v. 173, p. 262-271. 2018. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2018.04.036.

GHUZLAN, K. A., CARPENTER. Energy-Derived, Damage-Based Failure Criterion for Fatigue Testing. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. v. 1723, n. 1, p. 141-149, 2000.

GROSSEGGER, D.; GARCIA, A. Influence of the thermal expansion of bitumen on asphalt self-"Healing". *Applied Thermal Engineering*, 156:23-33, 2019.

GUDIPUDI, P.; UNDERWOOD, B. Reliability Analysis of Fatigue Life Prediction from the Viscoelastic Continuum Damage Model. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. v. 2576, p. 91–99. 2016.

HAN, Y.; CUI, B.; TIAN, J.; DING, J.; NI, F.; LU, D. Evaluating the effects of styrene-butadiene rubber (SBR) and polyphosphoric acid (PPA) on asphalt adhesion performance. *Construction and Building Materials*. v. 321. 2022.

HARVEY, J. T.; DEACON, J. A.; TSAI, B-W; MONISMITH, C. L. Fatigue Performance of Asphalt Concrete Mixes and its Relationship to Asphalt Concrete Pavement Performance in California. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1995.

HASAN, M. A.; HASAN, M. N.; BAIRGI, B. K.; MANNAN, U. A.; TAREFDER, R. A. Utilizing Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model to characterize the fatigue behavior of Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) modified binders. *Construction and Building Materials*. v. 200, p. 159-169. 2019.

HEFER, A. W.; LITTLE, D.; LYTTON, R. L. A synthesis of theories and mechanisms of bitumen-aggregate adhesion including recent advances in quantifying the effects of water. *Journal Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 74, p. 139–196. 2005.

HOU, T. Fatigue Performance Prediction of North Carolina Mixtures Using Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model. Thesis (Master of Science). Faculty of North Carolina State University, Civil Engineering, Raleigh, North Carolina, USA, 2009.

HU, X.; HU, S.; WALUBITA, L. F.; SUN, L. Investigation of Fatigue Cracking: Bottom-up or Top-down. *RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, n° 6, Chicago, p. 333–344, 2008.

HUANG, W.; LV, Q.; XIAO, F. Investigation of using binder bond strength test to evaluate adhesion and self-“Healing” properties of modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*. v. 113, p. 49–56, 2016.

ISLAM, M. R.; KALEVELA, S. A.; SHELBY, K. Sensitivity of the flow number to Mix factors of Hot-Mix Asphalt. *Infrastructures*. 2019. DOI:10.3390/infrastructures4020034.

J.S. Daniel, Y.R. Kim, Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic, continuum damage model (with discussion), *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists* 71 (2002). <https://trid.trb.org/view/698755>.

KACHKOUCH, F. Z.; NOBERTO, C. C.; BABADOPULOS, L. F. A.; MELO, A. R. S.; MACHADO, A. M. L.; SEBAIBI, N.; BOUKHELF, F.; MEDILI, Y. Fatigue behavior of concrete: a literature review on the main relevant parameters. *Construction and Building Materials*. v. 338, e-127510. 2022.

KAREEM, Y. N. A.; CHANDRA, S. Review of Studies on Fatigue Behavior of Bituminous Concrete. *International Conference on Emerging Trends in Engineering and Technology*, College of Engineering, Teerthanker Mahaveer University, 2012.

KASBERGEN, C.; DE BOER, R. J.; VAN DER WAL, A. J.; VAN DER LAAN, L.; WESSELIUS, M. J. Exploring the relations between social anxiety and college students' drinking behavior. *Journal of Alcohol and Drug Education*. v. 60, n. 3, p. 7-22. 2016.

KIM, S.; ROQUE, R.; GUARIN, A.; BIRHISSON, B. Identification and assessment of the dominant aggregate size range (dasr) of asphalt mixture (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 75, 2006.

KIM, Y. R.; DANIEL, J. S.; WEN, H. Fatigue Performance Evaluation of WesTrack Asphalt Mixtures Using Viscoelastic Continuum Damage Approach. North Carolina State University. Report n° FHWA/NC/2002-004, 2002.

KIM, Y. R.; LITTLE, D. N.; ASCE, F. Fatigue and “Healing” characterization of asphalt mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*. v. 15, n. 1, p. 75–83. 2003.

KIM, Y.R. *Modeling of Asphalt Concrete*. North Carolina: McGraw-Hill Professional, 2009.

KUMANDAŞ, A.; ÇAVDAR, E.; ORUÇ, Ş.; PANCAR, E. B.; KÖK, B. V. Effect of WCO addition on high and lowtemperature performance of RET modified bitumen. *Construction and Building Materials*. v. 323. 2022.

LEE, H- J.; DANIEL, J. S.; KIM, Y. R. Laboratory performance evaluation of modified asphalt mixtures for inchon airport pavements. *International Journal of Pavement Engineering*. v.1, p. 151-169. 2000.

LIU, Q.; GARCIA, A.; SCHLANGEN, E.; VAN DE VEM, M. Induction “Healing” of asphalt mastic and porous asphalt concrete. *Construction and Building Materials*. v. 25, n. 9, p. 3746–3752. 2011.

LIU, Q.; SCHLANGEN, E.; VAN DE VEN, M.; BOCHOVE G.; MONTFORT, J. Evaluation of the induction “Healing” effect of porous asphalt concrete through four point bending fatigue test. *Construction and Building Materials*. v. 29, p. 403-409, 2012.

LOPES, A. M. S. Avaliação dos efeitos da temperature, radiação UV e umidade nas propriedades de ligantes e misturas asfálticas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande – PB. 2023.

LOPES, L. N. Fadiga e deformação permanente em ligante e mistura asfáltica modificados com borracha pré-tratada (RAR). Tese (Doutorado em Geotecnia). Universidade de Brasília. Brasília – DF. 2022.

LUO, W.; ZHANG, Y.; CONG., P. Investigation on physical and high temperature rheology properties of asphalt binder adding waste oil and polymers. *Construction and Building Materials*. v. 144, p. 13-24. 2017.

LUO, X. Characterization of Fatigue Cracking and “Healing” of Asphalt Mixtures. Doctoral (Dissertation). Texas A&M University. 2012.

MANNAN, U. A.; AHMAD, M.; TAREFDER, R. A. Influence of moisture conditioning on “Healing” of asphalt binders. *Construction and Building Materials*. v. 146, p. 360-369. 2017.

MARCON, Matheus Felipe *et al.* Estudo e comparação do desempenho mecânico e reológico entre concretos asfálticos modificados por polímero SBS, borracha moída de pneu e nanomateriais. 2016.

MEDINA, J. Mecânica dos pavimentos. Rio de Janeiro: Ed. da UFRJ, 1997. 380p. ISBN 85711082006. 2006.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos Pavimentos. 3ª ed. Rio de Janeiro. Editora UFRJ. 2015.

MELO, J. V. S. Desenvolvimento e estudo do comportamento reológico e desempenho mecânico de concretos asfálticos modificados com nanocompósitos. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis. 2014.

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

NAN, H.; SUN, Y.; CHEN, J.; GONG, M. Investigation of fatigue performance of asphalt binders containing SBS and CR through TS and LAS tests. *Construction and Building Materials*. v. 361, e-129651. 2022.

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). Faculty of North Carolina State University. Transportation Materials. Raleigh, North Carolina – USA, 2015.

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

NEMATI, R.; DAVE, E. V.; SIAS, J. E. Development of Complex Modulus-Based Rutting Index Parameter for Asphalt Mixtures. *Journal of Transportation Engineering*. v. 146, n.2, 04020026. 2020. DOI: doi:10.1061/JPEODX.0000171.

NUÑEZ, J. Y. M. Caracterização à fadiga de ligantes asfálticos modificados envelhecidos a curto e longo prazo. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Paulo – SP. 2013.

OLIVEIRA, L. S.; LUCAS JUNIOR, L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Stiffness and fatigue evaluation in cyclic tests with rest periods for asphalt mixtures with or without fly ash. *Construction and Building Materials*. v. 322, e-126426. 2022.

OLIVEIRA, M. S. Análise da fadiga em misturas asfálticas recicladas a quente. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de Brasília. Brasília – DF. 2021.

PANG, L.; JIANG, H.; WU, S.; WU, S. Self “Healing” capacity of asphalt binders. *Journal Wuhan University of Technology - Materials Science Edition*. v. 27, n. 4, p. 794–796, 2012.

PAULI, A. T. Chemomechanics of damage accumulation and damage-recovery “Healing” in bituminous asphalt binders. Ph.D. Thesis. TU Delft. 2014.

PELL, P. S.; MCCARTHY, P. F.; GARDNER, R. R. Fatigue of Bitumen and Bituminous Mixes. *International Journal of Mechanical Sciences*. v. 3, p. 247-267, 1961.

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.

PIRES, Diego Menegusso *et al.* Estudo da deformação permanente de concretos asfálticos aplicados em campo. 2020.

PIVETTA, F. C. Caracterização do efeito de regeneração viscoelástica em misturas asfálticas através do modelo S-VECD. 2018.

PORTO, M.; CAPUTO, P.; LOISE, V.; ESKANDARSEFAT, S.; TELTAYEV B.; ROSSI, C. O. Bitumen and Bitumen Modification: A Review on Latest Advances. *Applied Sciences*. v. 9, n. 4, 742. 2019.

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

QIU, J.; MOLENAAR, A. A. A.; VAN DE VEM, M. F. C.; WU, S.; YU, J. Investigation of self “Healing” behaviour of asphalt mixes using beam on elastic foundation setup. *Materials and Structures*. v. 45, n. 5, p. 777–791, 2012. B.

QIU, J.; VAN DE VEM, M. F. C.; WU, S.; YU, J.; MOLENAAR, A. A. Investigating the self “Healing” capability of bituminous binders. *Road Materials and Pavement Design*. v. 10, n. 1, p. 81–94. 2009.

QUEIROZ, R. F. R. Avaliação do dano por fadiga de misturas asfálticas modificadas por adição de polímero a partir do modelo S-VECD. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande – PB. 2021.

QUEIROZ, R. F.; RODRIGUES, J. K.; PATRICIO, J. D.; SILVA, P. H.; CARVALHO, J. R.; MELO NETO, O. M.; RODRIGUES, L. G.; LIMA, R. K. B. Linear viscoelastic properties and fatigue S-VECD based evaluation of polymer-modified asphalt mixtures. *Journal of Building Engineering*, p. 106916, 2023.

R.A. Schapery, S.W. Park, Methods of interconversion between linear viscoelastic material functions. Part II—an approximate analytical method, *Int. J. Solid Struct.* 36 (11) (1999) 1677–1699, [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(98\)00060-2](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(98)00060-2).

RAITHBY, K. D.; STERLING, A. B. The effect of rest periods on the fatigue performance of a hot-rolled asphalt under reversed axial loading and discussion. In: *Association of Asphalt Paving Technologists Proc.* 39, p. 134–152. 1970.

REESE, R. Properties of Aged Asphalt Binder Related to Asphalt Concrete Fatigue Life. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 66, p. 604–632, 1997.

RIARA, M.; TANG, P.; MO, L.; JAVILLA, B.; WU, S. Investigation into crack “Healing” of asphalt mixtures using “Healing” agents. *Construction and Building Materials*. v. 161, p. 45–52.

RODRIGUES, R. M. Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991

ROWE, G. M. Application of the Dissipated Energy Concept to Fatigue Cracking in Asphalt Pavements. PhD Thesis, University of Nottingham, Nottingham, 1996.

ROWE, G. M. Performance of Asphalt Mixtures in the Trapezoidal Fatigue Test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 62, p. 344-384, 1993.

ROWE, G. M.; BOULDIN, M. G. Improved Techniques to Evaluate the Fatigue Resistance of Asphaltic Mixtures. In: *2nd Euroasphalt and Eurobitume Congress*, Barcelona, Spain. 2000.

SABOURI, M.; 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*. v. 2447, n. 1, p. 117-125, 2014.

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.

SAHEBZAMANI, H., MOHAMMAD Z. A.; ORANG F.; ALI M. Laboratory and Field Investigation of the Effect of Polymerized Pellets on the fatigue and Low-temperature Performance of Asphalt Mixtures. *Construction & Building Materials*. v. 323, 126527. 2022.

SANTAGATA, E.; BAGLIERI, O.; DALMAZZO, D.; TSANTILIS, L. Rheological and Chemical investigation on the damage and “Healing” properties of bituminous binders. *Journal Association Asphalt Paving Technology*. v. 28, p. 567–595. 2009.

SCHUSTER, S. L. Estudo Do Comportamento À Fadiga De Misturas Asfálticas Aplicadas Em Campo Por Meio Da Teoria Viscoelástica De Dano Contínuo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria – RS. 2018.

SCHUTZ, W. A history of fatigue. *Engineering fracture mechanics*. v. 5, n. 2, p. 263-300, 1996.

SHEN, S.; CARPENTER, S. H. Carpenter, Development of an asphalt fatigue model based on energy principles. *Journal Association Asphalt Paving Technology*. v. 76, p. 525–573. 2007.

SHEN, S.; CARPENTER, S. H. Dissipated energy concepts for HMA performance: fatigue and “Healing”: final report. Urbana (Ill.): Department of Civil and Environmental Engineering / University of Illinois at Urbana-Champaign, 2007.

SHEN, S.; LU, X. Energy Based Laboratory Fatigue Failure Criteria for Asphalt Materials. *Journal of Testing and Evaluation*. v. 39, n. 3. 2011.

SHIRZAD, S.; HASSAN, M. M.; AGUIRRE, M. A.; MOHAMMAD, L. N.; COOPER JUNIOR, S.; NEGULESCU, J. L. Rheological properties of asphalt binder modified with recycled asphalt materials and light-activated self-“Healing” polymers. *Construction and Building Materials*. v. 220, p. 187-195. 2019.

SIDHU, B. S.; SINGH M.; SINGH. J. Experimental analysis of ethylene – ter – polymer (eta) and poly phosphoric acid (ppa) for modified bituminous concrete. *Materials Today Proceedings*. v. 48, p.1211-1216. 2022.

SILVA, J. P. S.; FARIAS, M. M. Estudos laboratorias para Determinação do comportamento de vida de fadiga de misturas asfálticas rejuvenescidas. *Revista Transportes*. v. 28, p. 111-121. 2020.

SILVA, José de Arimatéia Almeida *et al.* Utilização do politereftalato de etileno (PET) em misturas asfálticas. 2015.

SILVA, N. A. B.; SILVA, T. O.; PITANGA, H. N.; MARQUES, G. L. O. Use of mechanistic-empirical method of pavement design for performance sensitivity analysis to asphalt pavement fatigue. *Revista Matéria*. v. 26, n. 03. 2021.

SOLTANI, A.; ANDERSON, D. A. New test protocol to measure fatigue damage in asphalt mixtures. *Road materials and pavement design*. v. 6, n. 4, p. 485–514, 2005.

SUN, D.; LIN, T.; ZHU, X.; TIAN, Y.; LIU, F. Indices for self-“Healing” performance assessments based on molecular dynamics simulation of asphalt binders. *Computational Materials Science*. v. 114, p. 86–93. 2016.

SUN, D.; SUN, G.; ZHU, X.; GUARIN, A.; LI, B.; DAI, Z.; LING, J. A comprehensive review on self-“Healing” of asphalt materials: Mechanism, model, characterization and enhancement. *Advances in Colloid and Interface Science*. v. 256, p. 65–93. 2018.

SUN, D.; YU, F.; LI, L.; LIN, T.; ZHU, X. Y. Effect of chemical composition and structure of asphalt binders on self-“Healing”. *Construction and Building Materials*. v. 133, p. 495–501. 2017.

SUN; W.; WANG, H. Self-“Healing” of asphalt binder with cohesive failure: Compreensão from molecular dynamics simulation. *Construction and Building Materials*. v. 262, e-120538. 2020.

SPECHT, L. P.; BABADOPULOS, L. F. De A. L; BENEDETTO, C. S.; SOARES, J. B. Application of the Theory of Viscoelasticity to Evaluate the Resilient Modulus Test in Asphalt Mixes. *Construction & Building Materials*. v.149, p. 648-658. 2017.

TANG, J.; LIU, Q.; WU, S.; YE, Q.; SUN, Y.; SCHLANGEN. Investigation of the optimal self-“Healing” temperatures and “Healing” time of asphalt binders. *Construction and Building Materials*. v. 113, p. 1029-1033. 2016.

TANGELLA, S. C. S. R.; CRAUS, J.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures. Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley. 1990.

TAYEBALI, A. A.; DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S.; FINN, F. N.; MONISMITH, C. L. Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures, Part I e II. Strategy Highway Research Program, Project A-404. Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California, 1994.

TAYEBALI, A. A.; ROWE, G. M.; SOUZA, J. B. Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 61, p. 333-360, 1992.

TONIAL, I. A.; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M.; CONSTANTINO, R. S. Alteração da Vida de Fadiga de Pavimentos Asfálticos Devido ao Envelhecimento. *Reunião Anual de Pavimentação*, nº 33, Florianópolis, ABPV, p. 175-190, 2001.

UNDERWOOD, B. S.; BAEK, C.; KIM, Y. R. Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis. *Transportation Research Record - Journal of the Transportation Research Board*. v. 2296, p. 35-45, 2012.

VAMEGH, M.; AMERI, M.; and NAENI, S. F. C. Performance Evaluation of Fatigue Resistance of Asphalt Mixtures Modified by SBR/PP Polymer Blends and SBS. *Construction & Building Materials*. v. 209, p. 202-214. 2019.

WANG, C.; CASTORENA, C.; ZHANG, J.; KIM, Y. R. Unified Failure Criterion for Asphalt Binder under Cyclic Fatigue Loading. *Road Materials and Pavement Design*. v. 16, n 2, p. 125-148, 2015.

WANG, C.; XIE, W.; UNDERWOOD, S. Fatigue and “Healing” performance assessment of asphalt binder from rheological and chemical characteristics. *Material and Structures*. v. 51, n. 6. 2018.

WANG, Y.; KESHAVARZI, B.; KIM, Y. R. Fatigue Performance Prediction of Asphalt Pavements with FlexPAVETM, the S-VECD Model, and DR Failure Criterion. *Transportation Research Record - Journal of the Transportation Research Board*. v. 2672, p. 217-227, 2018.

WANG, Y.; KIM, Y. R. Development of a Pseudo Strain Energy-Based Fatigue Failure Criterion for Asphalt Mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*. v. 18. p. 1182-1192. 2017.

WASHBURN, E. W. The dynamics of capillary flow. *American Physical Review*. v. 17, n. 3. 1921.

WOLDEKIDAN, M. F. Response modelling of bitumen, bituminous mastic and mortar. Ph.D. Dissertation. Delft University of Technology, Delft, Netherlands. 2011.

WOOL, R. P.; O'CONOOR, K. M. A theory crack “Healing” in polymers. *Journal of Applied Physics*. v. 52, n. 10, p. 5953–5963. 1981.

XIN, Q.; WEIHAO, C.; WNYI, X.; SHANGLIN, X. Fatigue evolution characteristic and self-“Healing” behaviour of asphalt binders. *International Journal of Pavement Engineering*. v. 23, n.5. 2022.

XUE, B.; WANG, H.; PEI, J.; LI, R.; ZHANG, J.; FAN, Z. Study on self-"Healing" microcapsule containing rejuvenator for asphalt. *Construction and Building Materials*. v. 135, p. 641-649, 2017.

Y. Wang, Development of the Framework of Performance-Engineered Mixture Design for Asphalt Concrete, Faculty of North Carolina State University, 2019.
<http://www.lib.ncsu.edu/resolver/1840.20/36985>.

Y.R. Kim, Modeling of Asphalt Concrete, McGraw-Hill Education, 2009.
<https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9780071464628>.

YIN, F.; FORTUNATUS, M.; MORAES, R.; ELWARDANY, M. D.; TRAN, N.; PLANCHE, J. Performance Evaluation of Asphalt Mixtures Modified with Recycled Polyethylene via the Wet Process. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. V. 2675 (10). ISSN: 0361-1981. Pp 491- 502. 2021. DOI:10.1177/03611981211011650.

YU, T.; ZHANG, H.; WANG, Y. Multi-gradient analysis of temperature self-"Healing" of asphalt nano-cracks based on molecular simulation. *Construction and Building Materials*. v. 250, e-118859. 2020.

ZEIADA, W. A. Endurance Limit for HMA Based on "Healing" Phenomenon Using Viscoelastic Continuum Damage Analysis. Dissertation (Doctor of Philosophy). Arizona State University, 2012.

ZEIADA, W. A.; UNDERWOOD, B. S.; KALOUSH, K. E. Impact of Asphalt Concrete Fatigue Endurance Limit Definition on Pavement Performance Prediction. *International Journal of Pavement Engineering*. v. 31, p. 945-956. 2016.

ZHANG, J.; SABOURI, M.; GUDDATI, M. N.; KIM, Y. R. Development of a Failure Criterion for Asphalt Mixtures under Fatigue Loading. *Road Materials and Pavement Design*. v. 14, n. S3, p. 1-15, 2013.

ZHANG, Z.; OESER, M. Understanding the damage mechanism of asphalt binder under controlled-stress fatigue loads in dynamic shear rheometer. *Construction and Building Materials*. v. 292, e-123463. 2021.

ZHAO, K.; WANG, W.; WANG, L. Fatigue damage evolution and self-"Healing" performance of asphalt materials under different influence factors and damage degrees. *International Journal of Fatigue*. v. 171, e-107577. 2023.

BARROS, Ablenya Grangeiro de et al. O efeito do uso de agentes rejuvenescedores encapsulados sobre a autorregeneração de misturas asfálticas. 2020.

SILVA, Ingridy Minervina et al. Análise do efeito de agentes rejuvenescedores encapsulados na autorregeneração da mistura asfáltica. 2022.

ANEXOS

ANEXO – ESPECTROS DE INFRAVERMELHO

