



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE – UFCG
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DO DANO POR FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS POR
ADIÇÃO DE POLÍMERO A PARTIR DO MODELO S-VECD**

RITA FLÁVIA RÉGIS QUEIROZ

Campina Grande – PB

2022

RITA FLÁVIA RÉGIS QUEIROZ

**AVALIAÇÃO DO DANO POR FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS POR
ADIÇÃO DE POLÍMERO A PARTIR DO MODELO S-VECD**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues

Coorientador: Dr. Jonny Dantas Patricio

Campina Grande – PB

2022

Q3e

Queiroz, Rita Flávia Régis.

Avaliação do dano por fadiga de misturas asfálticas modificadas por adição de polímero a partir do modelo S-VECD / Rita Flávia Régis Queiroz. – Campina Grande, 2022.

145 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2022.

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

Referências.

1. Misturas Asfálticas. 2. Polímero 3. Fadiga. 4. Dano. 5. VECD. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Patricio, Jonny Dantas. III. Título.

CDU 625.85(043)



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO ENGENHARIA CIVIL AMBIENTAL
Rua Aprigio 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): RITA FLÁVIA RÉGIS QUEIROZ / COMISSÃO EXAMINADORA: DR. JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES - PPGECA/UFCG (PRESIDENTE) - ORIENTADOR, DR. JONNY DANTAS PATRICIO - UFCG - COORIENTADOR, DR.ª LÊDA CHRISTIANE DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA – PPGECA/UFCG – EXAMINADORA INTERNA, DR. LUIS ALBERTO HERRMANN DO NASCIMENTO - CENPES - EXAMINADOR EXTERNO, DR. LÉLIO ANTÔNIO TEIXEIRA BRITO - UFRGS - EXAMINADOR EXTERNO (PORTARIA 31/2022). / TITULO DA DISSERTAÇÃO: “AVALIAÇÃO DO DANO POR FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS POR ADIÇÃO DE POLÍMERO A PARTIR DO MODELO S-VECD” / ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA / HORA DE INICIO: 14:00 HORAS / FORMA DA SESSÃO: PRESENCIAL NO BLOCO CT, LABORATÓRIO 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, WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO, ALUNO E OS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA PRESENTES.**
4. **CAMPINA GRANDE, 23 DE AGOSTO DE 2022**



Documento assinado eletronicamente por **Lélio Antônio Teixeira Brito, Usuário Externo**, em 24/08/2022, às 08:56, 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 **WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO (A)**, em 24/08/2022, às 09:09, 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 **LEDA CHRISTIANE DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA**,



PROFESSOR(A) DO MAGISTERIO SUPERIOR, em 24/08/2022, às 09:10, 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 **Luis Alberto Herrmann do Nascimento, Usuário Externo**, em 24/08/2022, às 09:52, 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 Patricio, Usuário Externo**, em 24/08/2022, às 11:31, 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 **Rita Flávia Regis Queiroz, Usuário Externo**, em 24/08/2022, às 16:33, 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 25/08/2022, às 09:01, 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 **2590031** e o código CRC **D5BAA902**.

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas me ajudaram ao longo dessa caminhada, algumas diretamente na pesquisa, outras com palavras de suporte. O meu muito obrigada se estendes a todas essas, citadas aqui ou não.

A Deus, por me ajudar a vencer os obstáculos diários com fé e perseverança. “A fé e a razão caminham juntas, mas a fé vai mais longe” Santo Agostinho.

Aos meus amados pais, Flávio e Eclésia, agradeço-os por serem meus maiores apoiadores, por me guiarem por bons caminhos e por proverem das condições necessárias para que eu pudesse me dedicar aos estudos sem outras preocupações. Aos meus irmãos, Danielle, Jeovanesa, Lucas e Lizandra pelo apoio e companheirismo. Ao meu cunhado/irmão Tiago do Ó, por seu incentivo. Ao meu sobrinho amado Davi Luiz, que tornou meus dias mais alegres. À família Pimentel: Edlene, Herick, Maria Helena e Pedro, por acreditarem em mim mais do que eu mesma. Às minhas tias Mônica, Hortência e Olga pelo apoio. Ao meu namorado Yury Ouriques, por sua paciência, encorajamento e sempre me acalmar diante das circunstâncias. Sem vocês essa conquista não seria possível. Aos demais familiares pela torcida e apoio.

Ao professor John Kennedy, que aceitou me acompanhar desde a iniciação científica, com incentivo e prestatividade. Os anos sob sua orientação foram muito enriquecedores.

Ao meu coorientador Jonny Dantas, por me ajudar a construir esse trabalho e esclarecer dúvidas que surgiram ao longo da execução dessa pesquisa.

A Pedro Henrique que, como aluno PIBIC, me ajudou bastante nos ensaios de laboratório, muito obrigada! Sua ajuda e apoio foram imprescindíveis para a construção desse trabalho.

Agradeço a Pablo Vestena doutorando da NCSU, a Marcos Lamha doutorando da UFRJ, Felipe Pivetta mestre pela NCSU e Luís Nascimento pesquisador do CENPES, por me auxiliarem e esclarecem dúvidas sempre que precisei.

Aos amigos com quem compartilhei o dia a dia do laboratório e àqueles que se fizeram presentes, mesmo distantes. Em especial, Henrique, Osires, Jucimara, Sonaly, Arthur Felipe, Leonardo, Thamires, Manoel, José Daniel, Paulo Marinho e Priscila.

A Jadilson, Joseildo e Ladjane pelo dia a dia e boa convivência.

Aos professores da Pós-Graduação Adriano Elísio, Lêda Christiane, e Veruschka Escarião por todo conhecimento e apoio dado.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida.

À ATECEL e Petrobrás, pelo apoio.

Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) por fornecer os meios para a realização dessa pesquisa.

À Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECA) por viabilizarem o curso de mestrado.

**“O temor do Senhor é o princípio do saber,
mas os insensatos desprezam a sabedoria e o ensino”**

Provérbios 1:7

RESUMO

QUEIROZ, R. F. R. **Avaliação do dano por fadiga de misturas asfálticas modificadas por adição de polímero a partir do modelo S-VECD.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental: Geotecnia, UFCG, Campina Grande - PB.

Um dos principais mecanismos de degradação dos pavimentos asfálticos é o trincamento por fadiga, este defeito se caracteriza pela iniciação, expansão e conexão de microfissuras, com alto grau de localização e características não lineares. A formação e propagação de trincas no revestimento asfáltico, em geral, ocorre devido às cargas repetidas aplicadas pelos veículos gerando tensões de tração, associadas também ao envelhecimento e à temperatura. Em situações mais críticas esse processo leva à falha estrutural do revestimento asfáltico. Nos últimos anos, o uso de ensaios de fadiga à tração direta associados ao modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD) têm se mostrado uma ferramenta eficaz para avaliação da fadiga em materiais asfálticos. Este modelo utiliza propriedades fundamentais do material para caracterizar o desempenho da mistura asfáltica a partir de um protocolo de ensaios laboratoriais eficiente e simplificado. Este estudo tem como objetivo avaliar o dano por fadiga de misturas asfálticas modificadas por adição de polímero a partir dos resultados do ensaio de fadiga à tração direta com aplicação do modelo S-VECD. Três misturas asfálticas foram produzidas com a mesma granulometria (tamanho nominal máximo de 19mm e projetadas pela metodologia SUPERPAVE), variando apenas o ligante. Foram selecionados três ligantes asfálticos para compor esta pesquisa: a) CAP 50/70 como ligante base para comparação; b) AMP 55/75, um produto comercial preparado com adição de SBS e c) CAP 50/70 modificado pela combinação de EMA-GMA+HDPE+PPA. Os ligantes foram avaliados quanto às propriedades físicas e reológicas (Grau de Performance – PG e MSCR), e à fadiga a partir do ensaio Linear Amplitude Sweep – LAS, com aplicação do modelo S-VECD. As misturas asfálticas foram avaliadas quanto à rigidez utilizando os ensaios de resistência à tração (RT) e módulo de resiliência (MR), à deformação permanente a partir do ensaio uniaxial de carga repetida (*Flow Number*), o comportamento LVE foi caracterizado com base no ensaio de módulo dinâmico e o desempenho à fadiga foi avaliado a partir do ensaio de tração direta uniaxial com aplicação o modelo de dano viscoelástico S-VECD. Os resultados do ensaio de LAS indicaram que o CAP 50/70 modificado apresentou o melhor desempenho à fadiga, sendo classificado de acordo com o FFL como excelente. As misturas com ligantes modificados apresentaram os maiores valores de RT e MR, indicando maior rigidez em relação à mistura com o ligante base. Em relação à deformação permanente, a partir do parâmetro *Flow Number* as misturas com ligantes modificados são classificadas pra tráfego pesado, estando coerente com o resultado de MSCR em que os ligantes AMP 55/75 e CAP 50/70 modificado são indicados para tráfego pesado com base no parâmetro J_{nr} . Quanto ao ao comportamento LVE, a mistura com CAP 50/70 modificado apresentou o comportamento esperado, com maiores valores de módulo dinâmico a altas temperaturas (baixas frequências reduzidas), e os menores valores de módulo nas menores temperaturas (altas frequências reduzidas). Além disso, para todo o espectro de frequências e temperaturas, a misturas com CAP 50/70 modificado apresentou os menores valores de ângulo de fase, indicando comportamento mais elástico e menos viscoso. A partir do ensaio de tração direta, com base no critério de falha G^R , a mistura asfáltica com CAP 50/70 modificado apresentou melhor desempenho à fadiga, com maior valor de FFM e seguindo a mesma tendência do FFL. Com base no critério de falha D^R , a partir da capacidade de dano S_{app} , as misturas com CAP 50/70 modificado e AMP 55/75 foram classificadas com os melhores desempenhos em relação à fadiga. Portanto, o uso de ligantes modificados por adição de polímeros promoveu misturas asfálticas com melhores desempenhos ao dano por fadiga.

Palavras-chaves: Misturas asfálticas; polímero; fadiga; dano; VECD.

ABSTRACT

QUEIROZ, R.F.R. **Evaluation of fatigue damage of asphalt mixtures modified by addition of polymer using the S-VECD model.** 2022. Dissertation (Master Degree in Civil Engineering) – Civil Engineering and Environmental Post-graduation Program, Federal University of Campina Grande, UFCG, Campina Grande, Brazil.

One of the main asphalt pavements mechanisms of degradation is the fatigue cracking. This defect is characterized by the initiation, expansion, and connection of microcracks, with a high degree of localization and non-linear characteristics (CHEN et al., 2021). The formation and propagation of cracks in the asphalt mixtures, in general, occurs due to the repeated loads applied by the vehicles, generating tensile stresses, also associated with aging and temperature. In more critical situations, this process leads to structural failure of the asphalt mixtures. In recent years, the use of direct tensile fatigue tests associated with the simplified viscoelastic continuous damage model (S-VECD) has been shown to be an effective tool for evaluating fatigue in asphalt materials. This model uses fundamental material properties to characterize the asphalt mix performance from an efficient and simplified laboratory test protocol. This study aims to evaluate the fatigue damage of asphalt mixtures modified by the addition of polymer from the results of the direct tensile fatigue test with the application of the S-VECD model. Three asphalt mixtures were produced with the same granulometry (maximum nominal size of 19mm and designed by the SUPERPAVE methodology), varying only the binder. Three asphalt binders were selected to compose this research: a) CAP 50/70 as base binder for comparison; b) AMP 55/75, a commercial product prepared with the addition of SBS and c) CAP 50/70 modified by the combination of EMA-GMA+HDPE+PPA. The binders were evaluated for physical and rheological properties (Performance Grade - PG and MSCR), and fatigue using the Linear Amplitude Sweep - LAS test, using the S-VECD model. The asphalt mixtures were evaluated for stiffness using the tensile strength (RT) and resilience modulus tests (MR), to permanent deformation from the uniaxial repeated load test (Flow Number), the LVE behavior was characterized based on the dynamic modulus test, and fatigue performance was evaluated from the uniaxial direct tensile test with application of the viscoelastic damage model S-VECD. The results of the LAS test indicated that the modified CAP 50/70 presented the best fatigue performance, being classified according to the FFL as excellent. The mixtures with modified binders presented the highest values of RT and MR, indicating greater rigidity in relation to the mixture with the base binder. Regarding permanent deformation, from the Flow Number parameter, mixtures with modified binders are classified for heavy traffic, which is consistent with the MSCR result in which the AMP 55/75 and modified CAP 50/70 binders are indicated for heavy traffic with based on the J_{nr} parameter. As for the LVE behavior, the mixture with modified CAP 50/70 showed the expected behavior, with higher dynamic modulus values at high temperatures (low frequencies), and the lowest modulus values at lower temperatures (high reduced frequencies). Furthermore, for the entire spectrum of frequencies and temperatures, the mixtures with modified CAP 50/70 presented the lowest phase angle values, indicating a more elastic and less viscous behavior. From the direct traction test, based on the failure criterion G^R , the asphalt mixture with modified CAP 50/70 showed better fatigue performance, with a higher FFM value and following the same trend as the FFL. Based on the D^R failure criterion, from the damage capacity S_{app} , the mixtures with modified CAP 50/70 and AMP 55/75 were classified as having the best fatigue performance. Therefore, the use of binders modified by addition of polymers promoted asphalt mixtures with better fatigue damage performance.

Keywords: Asphalt mixtures; Polymer; fatigue; damage; VECD.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de Tensão x Deformação	18
Figura 2 - Representação esquemática das várias componentes de deformação	20
Figura 3 - Domínios do comportamento típico dos materiais asfálticos, dependendo da amplitude de deformação (ϵ) e da temperatura (T) para um determinado número de ciclos, onde T_g representa a temperatura de transição vítrea	21
Figura 4 - Representação esquemática das regiões de comportamento mecânico conceitual em função do nível de deformação aplicado e do número de ciclos, para materiais viscoelásticos	21
Figura 5 - a) Modelo de Maxwell generalizado (acima) e b) Modelo de Kelvin-Voigt generalizado (abaixo)	25
Figura 6 - Previsões com a modelagem através da série de Prony e diferentes números de elementos e o modelo 2S2P1D	27
Figura 7 - Creep Compliance a) tensão aplicada; b) resposta de deformação	27
Figura 8 - Histórico de tensões impostas na função Fluência	28
Figura 9 - Módulo de Relaxação $E(t)$. (a) deformação aplicada; (b) resposta de tensão	29
Figura 10 - Defasagem entre as ondas de tensão e de deformação durante solitação harmônica em um material viscoelástico	31
Figura 11 - Curvas Isotermas (A), Isócronas (B), Plano cole-cole (C) e Espaço Black (D)	33
Figura 12 - (a) Aplicação do fator de deslocamento - αT ; (b) Curva mestra para a temperatura de referência T_R (21,1°C)	35
Figura 13 - Efeito da fadiga e da deformação permanente na rigidez de material viscoelástico	38
Figura 14 - Tipos de trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos, bottom-up cracks (esquerda) e top-down cracks (direita)	39
Figura 15 - Diferentes estágios da falha por fadiga	39
Figura 16 - Diferentes configurações de ensaios de fadiga	41
Figura 17 - Configuração do ensaio de tração sob compressão diametral	42
Figura 18 - Configuração do ensaio de fadiga à flexão em amostra trapezoidal	43
Figura 19 - Equipamento utilizado no ensaio de Flexão à Quatro Pontos	44
Figura 20 - Determinação de ciclos até a falha do ensaio de fadiga S-VECD	45
Figura 21 - Equipamento de tração direta	45
Figura 22 - Aplicação dos ciclos de carga no ensaio de tração direta	46
Figura 23 - Curva característica de dano, similar para três níveis	47
Figura 24 - Gráfico de tensão x deformação e tensão x pseudodeformação para materiais LVE	49
Figura 25 - Exemplos de curvas características de dano (C x S)	56
Figura 26 - Relação tensão-deformação em materiais LVE com ensaio tração-compressão	58
Figura 27 - Evolução da taxa de variação da energia dissipada	59
Figura 28 - Representação da área correspondente à energia de pseudodeformação dissipada (W_{CR})	60

Figura 29 - Evolução (esquerda) e taxa de dissipação da energia de pseudodeformação (<i>WCR</i>)	61
Figura 30 - Envoltória de ruptura considerando diferentes modos de carregamento e temperaturas (a); ruptura de amostras ao encontrarem a envoltória de ruptura (b).....	62
Figura 31 - Fluxograma das etapas de realização da pesquisa.....	75
Figura 32 - Polímeros modificadores do ligante asfáltico.....	80
Figura 33 - Mistura dos polímeros e ácido com agitador mecânico	81
Figura 34 - Agregados e filer utilizados nesta pesquisa a) Brita 19mm; b) Brita 12,5mm; c) Pó de pedra; d) Cal	83
Figura 35 - Curvas granulométricas dos agregados	84
Figura 36 - Representação do FFL	85
Figura 37 - Curvas de distribuição granulométrica.....	87
Figura 38 - Misturador mecânico da marca Infratest Testing System.....	90
Figura 39 - Forma de carregamento e plano de ruptura gerados durante o ensaio de resistência.....	91
Figura 40 - Corpo de prova posicionado para início do ensaio (esquerda) e corpos de prova antes e após a realização do ensaio (direita).....	93
Figura 41 - Gráfico da curva de número de ciclos <i>versus</i> deformação permanente acumulada	93
Figura 42 - Queda do ângulo de fase durante o ensaio de fadiga à tração direta (a) (NASCIMENTO et al., 2014) e verificação da localização da macrotrinca (b).....	94
Figura 43 - Corpos de prova com dimensões iniciais de 10x17cm (a), e após o corte da base e do topo com dimensões finais de 10x13cm (b)	95
Figura 44 - Colagem do corpo de prova utilizando gabarito (a) e amostra colada nas placas de ensaio (b).....	96
Figura 45 - Valores de entrada e de resposta típicos de a) Deformação pico a pico <i>versus</i> número de ciclos, e b) Tensão pico a pico <i>versus</i> número de ciclos	97
Figura 46 - Evolução do módulo dinâmico e ângulo de fase ao longo dos ciclos	101
Figura 47 - evolução da integridade e do acúmulo de dano no modelo S-VECD	102
Figura 48 - Curvas de integridade (C) <i>versus</i> dano acumulado (S) dos ligantes asfálticos	104
Figura 49 - simulação das curvas de Wöhler dos ligantes asfálticos a partir do teste LAS	104
Figura 50 - Resultados de resistência à tração direta por compressão diametral	106
Figura 51 - Resultados de módulo de resiliência	107
Figura 52 - Flow Number das misturas asfálticas estudadas.....	109
Figura 53 - Curvas mestras das misturas das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala log-log.....	111
Figura 54 - Curvas mestras das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala semi-log	112
Figura 55 - Curvas mestras dos ângulos de fase para as misturas estudadas.....	112
Figura 56 - Curvas log (aT) para as misturas estudadas (20°C temperatura de referência)	114
Figura 57 - Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase <i>versus</i> número de ciclos de ensaio de fadiga	117

Figura 58 - Curva característica de dano da mistura com AMP 55/75 na temperatura de 25°C.....	118
Figura 59 - Curvas características de dano ajustadas de todas as misturas estudadas para a temperatura de 25°C	118
Figura 60 - Envoltórias de ruptura baseadas no <i>GR</i> para as misturas estudadas.....	121
Figura 61 - Envoltórias de ruptura baseadas no <i>DR</i> para as misturas estudadas	122
Figura 62 - Ciclos de fadiga calculados para as deformações pré-estabelecidas de 100 μ S, 125 μ S, 150 μ S e 200 μ S	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Constantes da equação de Arrhenius típicas de misturas asfálticas.....	36
Tabela 2 - Constantes da equação de WLF típicas de sistemas poliméricos e misturas asfálticas.....	37
Tabela 3 - Procedimentos para caracterização dos ligantes asfálticos.....	76
Tabela 4 - Resultados dos ensaios para avaliação física e reológica do CAP 50/70 e especificações DNIT 095/2010.....	78
Tabela 5 - resultados dos ensaios de caracterização do AMP 55/75 e especificações ANP n° 32/2010 para AMP 55/75-E.....	79
Tabela 6 - Formulações propostas dos aditivos modificadores.....	80
Tabela 7 - propriedades físicas e reológicas dos ligantes asfálticos modificados M1, M2 e M3 e especificação ANP n°32/2010 para AMP 55/75-E.....	82
Tabela 8 - Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.....	84
Tabela 9 - Proporções de agregados.....	86
Tabela 10 - Parâmetros volumétricos das misturas com teor de ligante inicial.....	88
Tabela 11 - Parâmetros volumétricos obtidos em função dos teores de ligantes iniciais.....	88
Tabela 12 - parâmetros volumétricos obtidos para o teor de projeto.....	89
Tabela 13 - parâmetros volumétricos obtidos para os teores de projeto de cada ligante asfáltico.....	89
Tabela 14 - Dimensões dos corpos de prova para cada ensaio.....	90
Tabela 15 - Classificação do FFB (19°C) de acordo com Nascimento (2021).....	105
Tabela 16: FFB a 19°C.....	105
Tabela 17 - Flow Number, para cada mistura, obtido pelo Modelo Francken e seus respectivos parâmetros ...	109
Tabela 18 - Critérios de <i>Flow Number</i> para diferentes níveis de tráfego.....	110
Tabela 19 - Coeficientes de ajuste do modelo sigmoidal utilizado para determinação do módulo dinâmico.....	111
Tabela 20: Coeficientes obtidos do ajuste sigmoidal do módulo de armazenamento.....	115
Tabela 21: Tempos de relaxação (ρ_i) e módulos do elemento de Maxwell (E_i) para as séries de Prony.....	116
Tabela 22: Fatores de dano α	116
Tabela 23: Valores limites recomendados para o parâmetro S_{app} à diferentes níveis de tráfego.....	120
Tabela 24: Parâmetros de ajuste da função potência C_{11} e C_{12} , coeficientes de regressão do critério GR , critério DR e valor de S_{app}	121
Tabela 25 – Fator de Fadiga das Misturas (FFM) a 25°C.....	124

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AMPT	<i>Asphalt Mixture Performance Test</i>
ABPV	Associação Brasileira de Pavimentação
AMP	Asfalto Modificado por Polímero
ANP	Agência Nacional do Petróleo
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico
CGS	Compactador Giratório SUPERPAVE
CP	Corpo de prova
CV	Coefficiente de variação
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DSR	<i>Dynamic Shear Rheometer</i>
EMA-GMA	Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila
FB	Fator de fadiga do ligante
FN	<i>Flow Number</i>
HDPE	Polietileno de Alta Densidade
LAS	<i>Linear Amplitude Sweep</i>
LDPE	Polietileno de Baixa Densidade
LLDPE	Polietileno de Baixa Densidade Linear
LEP	Laboratório de Engenharia de Pavimentos
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
LVE	<i>Linear Viscoelastic</i>
MR	Módulo de resiliência (MPa)
MTS	Material Test Systems
MR	Módulo de Resiliência
Nf	Número de ciclos até a falha
NCSU	<i>North Carolina State University</i>
PG	<i>Performance Grade</i>
PPA	Ácido Polifosfórico
RT	Resistência à tração por compressão diametral
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
S_{aap}	Índice de Capacidade de Dano
SBS	Estireno-Butadieno-Estireno
SUPERPAVE	<i>Superior Performing Asphalt Pavements</i>
S-VECD	<i>Simplified Viscoelastic Continuum Damage</i>
TMN	Tamanho Nominal Máximo
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
UTM	<i>Universal Testing Machine</i>
VAM	Vazios no agregado mineral
Vv	Volume de vazios

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Constante do Material Relativa à Viscoelasticidade
a_T	Shift Factor da Curva Mestre
$\Delta\sigma$	Diferença de tensões no centro do Corpo de prova
°C	Grau Celsius
Cp	Centipoise
D^R	Taxa de variação entre o somatório da perda de pseudorrigidez até a falha e a vida à fadiga
E(t)	Módulo de relaxação
E^*	Módulo Complexo
$ E^* $	Módulo Dinâmico
E_1	Módulo de estocagem
E_2	Módulo de perda
E	Deformação
ε^R	Pseudodeformação
E_R	Módulo de referência
FlexPAVE™	<i>Linear Viscoelastic Pavement Design for Critical Distresses</i>
G	Grama
G^R	Taxa de Liberação da Energia de Pseudodeformação
Gmb	Massa específica aparente medida (g/cm ³)
Gmm	Densidade máxima medida (g/cm ³)
Hz	Hertz
Jnr	Compliance não recuperável
KN	Kilonewton
Kpa	KiloPascal
Mm	Milímetro
MPa	Megapascal
N_f	Número de Solicitações do Eixo Padrão até a Falha por Fadiga (Vida à fadiga)
Nprojeto	Número de giros de projeto no compactador SUPERPAVE
Nmáximo	Número de giros máximo no compactador SUPERPAVE
Ninicial	Número de giros inicial no compactador SUPERPAVE
Rpm	Rotações por minuto
SBS	Estireno-Butadieno-Estireno
Tr	Temperatura de referência
Mε	Microstrains
Ω	Frequência angular

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 OBJETIVOS.....	17
1.1.1 <i>Objetivo geral</i>	17
1.1.1 <i>Objetivos específicos</i>	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 MODELO VISCOELÁSTICO PARA MATERIAIS ASFÁLTICOS	18
2.1.1 <i>Modelos constitutivos do comportamento mecânico das misturas asfálticas (ou Viscoelasticidade linear e não linear)</i>	18
2.1.2 <i>Modelo viscoelástico linear</i>	22
2.1.3 <i>Modelos análogos mecânicos de resposta do comportamento viscoelástico linear</i>	24
2.1.4 <i>Propriedades constitutivas viscoelásticas fundamentais</i>	27
2.1.4.1 <i>Creep Compliance (Função Fluência)</i>	27
2.1.4.2 <i>Módulo de Relaxação</i>	29
2.1.5 <i>Módulo de cisalhamento dinâmico</i>	30
2.1.5.1 <i>Construção das curvas mestras e Princípio da Superposição Tempo-Temperatura</i>	34
2.2 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	37
2.2.1 <i>Ensaio de avaliação de fadiga</i>	40
2.3 MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTÍNUO (VECD).....	47
2.3.1 <i>Princípio da correspondência elástico-viscoelástico</i>	48
2.3.2 <i>Teoria do Trabalho Potencial</i>	50
2.3.3 <i>Princípio da superposição tempo-temperatura com dano contínuo</i>	52
2.3.4 <i>Modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD)</i>	53
2.3.5 <i>Critério de falha por fadiga do modelo S-VECD</i>	57
2.4 LIGANTES MODIFICADOS POR ADIÇÃO DE POLÍMERO	63
2.4.1 <i>Compatibilidade da fase asfáltica com a polimérica</i>	64
2.4.2 <i>Polímeros normalmente utilizados para modificação de ligantes asfálticos</i>	65
2.4.2.1 <i>Elastômeros termoplásticos</i>	66
2.4.2.2 <i>Plastômeros</i>	67
2.4.2.3 <i>Polímeros reativos</i>	70
2.4.2.4 <i>O uso do ácido polifosfórico na modificação do ligante asfáltico</i>	71
2.4.3 <i>Considerações finais</i>	72
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	74

3.1	MATERIAIS.....	76
3.1.1	<i>Ligantes asfálticos</i>	76
3.1.1.1	CAP 50/70 modificado.....	79
3.1.2	<i>Agregados</i>	83
3.2	MÉTODOS.....	85
3.2.1	<i>Ligantes Asfálticos</i>	85
3.2.1.1	Linear Amplitude Sweep (LAS).....	85
3.2.2	<i>Misturas asfálticas</i>	86
3.2.2.1	Dosagem das misturas asfálticas	86
3.2.2.2	Moldagem dos corpos de prova	89
3.2.2.3	Resistência à tração por compressão diametral.....	90
3.2.2.4	Módulo de Resiliência.....	91
3.2.2.5	Resistência à deformação permanente.....	92
3.2.2.6	Ensaio de fadiga à tração direta uniaxial cíclico.....	94
3.2.2.7	Aplicação do modelo de dano contínuo viscoelástico simplificado (S-VECD).....	98
4	RESULTADOS.....	103
4.1	LIGANTES ASFÁLTICOS	103
4.1.1	<i>Linear Amplitude Sweep (LAS)</i>	103
4.2	MISTURAS ASFÁLTICAS.....	105
4.2.1	<i>Resistência à tração direta por compressão diametral</i>	106
4.2.2	<i>Módulo de resiliência</i>	107
4.2.3	<i>Resistência à deformação permanente</i>	108
4.2.4	<i>Caracterização Linear Viscoelástica</i>	110
4.2.5	<i>Fadiga à tração direta</i>	116
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	125
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	125
5.2	CONCLUSÃO	126
5.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	127
	REFERÊNCIAS	128

1 INTRODUÇÃO

O uso de misturas asfálticas como camada de revestimento é a uma das soluções mais comuns adotada na maior parte dos pavimentos rodoviários do Brasil e do mundo, dessa forma, a adequada compreensão acerca do comportamento desse material diante das solicitações do tráfego consiste em um instrumento importante para otimizar o seu uso. O trincamento por fadiga é um dos principais mecanismos de degradação dos pavimentos asfálticos, este defeito se caracteriza pela iniciação, expansão e conexão de microfissuras em uma determinada faixa de volume, que apresentam alto grau de localização e características não lineares (CHEN *et al.* 2021). Este mecanismo origina-se das cargas repetidas aplicadas pelos veículos que geram tensões de tração, e também está associado à temperatura e ao envelhecimento da camada asfáltica. Portanto, o dano por fadiga pode ser descrito como a redução gradual de rigidez e resistência do material devido às tensões repetidas, e é normalmente associado à perda de área resistente da seção transversal devido ao acúmulo de microfissuras distribuídas no material (BABADOPULOS *et al.*, 2019). Em situações mais críticas esse processo leva à falha estrutural do revestimento asfáltico.

A avaliação do trincamento por fadiga em pavimentos flexíveis é uma tarefa difícil, não apenas pela complexidade do fenômeno, em que é necessário a compreensão de fatores como mecanismo de fratura, propriedades de relaxamento e regime tensão-deformação, mas também pelas dificuldades operacionais dos ensaios normalmente utilizados para avaliar esse processo. Os ensaios disponíveis no Brasil e protocolos de análises se apresentam pouco confiáveis para prever o comportamento do pavimento asfáltico relacionado à fadiga. Além disso, os resultados dos testes de fadiga variam em função do tipo de ensaio, forma de carregamento, geometria da amostra, critério de ruptura adotado, dentre outros fatores.

Nos últimos anos, o modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD) apresentado por Underwood *et al.* (2010), baseado no modelo viscoelástico de dano contínuo (VECD) proposto por Kim e Little *et al.* (1990), tem sido utilizado com sucesso para caracterizar o desempenho à fadiga de misturas asfálticas e apresenta boa correlação com as observações de campo (NASCIMENTO, 2015; SABOURI *et al.*, 2015; WANG *et al.*, 2016; CAO *et al.*, 2016; NASCIMENTO *et al.*, 2017; WANG *et al.*, 2018; WANG *et al.*, 2019). O modelo S-VECD explica a evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas sob diferentes condições de carga e temperatura, este modelo aplica propriedades fundamentais do material para caracterizar o comportamento da mistura asfáltica com base em um protocolo de testes laboratoriais eficiente e simplificado (BUENO *et al.*, 2020). A partir do modelo S-VECD, é possível caracterizar o dano por fadiga e prever a sua ocorrência (KIM, 2009). O critério de falha associado ao modelo S-VECD, desenvolvido por Sabouri e Kim (2014), é definido como a relação entre a densidade média de energia de pseudo-deformação liberada por ciclo, G^R , e a vida de fadiga, N_f . Este critério é único para qualquer histórico de carga e temperatura e permite prever quando a falha ocorrerá em termos de evolução de dano.

Embora o ligante asfáltico represente uma pequena porção das misturas asfálticas (menos de 8%), o desempenho desses materiais é amplamente governado pelas propriedades viscoelásticas do ligante (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019; BEHNOOD, 2019). Portanto, um dos métodos amplamente disseminados para mitigar

os principais defeitos dos pavimentos asfálticos é a modificação dos ligantes visando melhorar seu desempenho, a partir de uma ampla variedade de modificadores e aditivos (ZHOU *et al.*, 2019; FU *et al.*, 2019). Dentre os diferentes modificadores utilizados pela indústria asfáltica, os polímeros possuem um lugar de destaque em virtude das melhorias mecânicas e das propriedades de engenharia proporcionados aos pavimentos asfálticos. Os ligantes modificados por adição de polímeros apresentam adesão e coesão melhoradas, rigidez e viscosidade aumentadas e menor susceptibilidade à temperatura em comparação com ligantes não modificados. Além disso, as misturas asfálticas contendo polímeros exibem maior resistência à deformação permanente e trincamento por fadiga (BEHNOOD e OLEK, 2017-a; SARNOWSKI *et al.*, 2019; HASSANPOUR-KASANAGH *et al.*, 2020).

Apesar da adição de polímeros promover melhorias nas propriedades reológicas e viscoelásticas dos ligantes, existem algumas desvantagens técnicas. A exemplo do uso do estireno-butadieno-estireno (SBS), polímero elastômero mais empregado na pavimentação asfáltica, se mostrou uma abordagem eficaz para melhorar a resistência ao trincamento por fadiga e resistência às trincas térmicas (AURILIO *et al.*, 2019). Contudo, de acordo com o estudo de Behnood e Gharehveran (2019) algumas desvantagens relacionadas ao uso de SBS incluem a menor resistência à radiação ultravioleta, oxidação e o calor do que outros modificadores, além de problemas de compatibilidade com o ligante asfáltico. Dessa forma, o uso de modificadores compostos tem se mostrado uma técnica eficaz para mitigar ou superar os problemas técnicos associados a modificadores de componente único (HASSANPOUR-KASANAGH *et al.*, 2020).

Gama *et al.* (2018) e Gama *et al.* (2016) estudaram ligantes modificados pela combinação do polímero elastômero reativo EMA-GMA, com o plastômero HDPE e ácido polifosfórico (PPA). De acordo com os autores, o uso do do polímero reativo associado ao ácido polifosfórico pode compatibilizar a mistura do plastômero com o ligante base. Os autores concluíram a partir de ensaios reológicos que o uso combinado de EMA-GMA + HDPE + PPA resultou em um ligante com resistência à deformação permanente potencialmente superior ao ligante base PG 76-22 modificado por SBS, além de maior comportamento elástico relacionado com melhor desempenho do ligante ao trincamento por fadiga em temperaturas intermediárias.

Dessa forma, este estudo se propõe avaliar o desempenho frente ao dano por fadiga de misturas asfálticas compostas por ligantes modificado por: a) SBS padrão (AMP 55/75) e com b) a combinação proposta (EMA-GMA+HDPE+PPA), comparando o seu comportamento com c) a mistura convencional composta pelo ligante base CAP 50/70, a partir do ensaio de tração direta uniaxial com aplicação do modelo S-VECD.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar o dano por fadiga de misturas asfálticas com ligantes modificados por adição de polímero, a partir do ensaio de fadiga à tração direta cíclico e aplicando o modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD).

1.1.1 Objetivos específicos

- avaliar o desempenho à fadiga das misturas asfálticas com ligantes modificados por adição de polímeros a partir do ensaio de tração direta uniaxial com aplicação do modelo S-VECD, e comparar com os resultados da mistura asfáltica com ligante convencional;
- investigar a diferença observada a partir do modelo S-VECD com dois critérios de falha diferentes: a densidade média de energia de pseudo-deformação liberada por ciclo, G^R , e redução da pseudorrigidez, o D^R ;
- verificar a correspondência entre o comportamento à fadiga dos ligantes e misturas asfálticas, a partir dos parâmetros Fator de Fadiga do Ligante (FFL) e Fator de Fadiga da Mistura (FFM).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

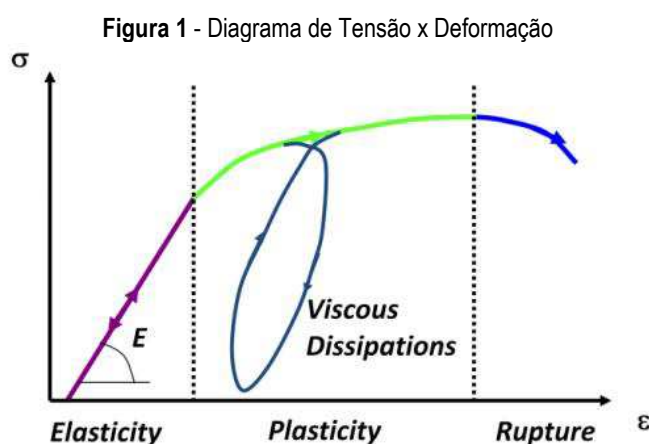
Neste capítulo são apresentados temas que forneceram embasamento teórico para a estruturação desta pesquisa. Inicialmente, será realizada uma abordagem sobre a viscoelasticidade em misturas asfálticas, dando ênfase ao domínio viscoelástico linear.

2.1 MODELO VISCOELÁSTICO PARA MATERIAIS ASFÁLTICOS

2.1.1 Modelos constitutivos do comportamento mecânico das misturas asfálticas (ou Viscoelasticidade linear e não linear)

Os materiais asfálticos apresentam desempenho mecânico complexo, pois as tensões e deformações que se desenvolvem dependem da temperatura do material, do tempo de solicitação e do histórico de tensões. Devido ao seu comportamento recuperável e dependente do tempo, os concretos asfálticos são classificados como viscoelásticos (SCHAPERLY, 1969; PINTO, 1991; PARK & KIM, 1998; THEISEN, 2011). A viscoelasticidade é um comportamento apresentado por determinados materiais em que a resposta é dependente do tempo e da taxa de solicitação, exibindo simultaneamente características elásticas e viscosas (PARK *et al.* 1996).

Materiais considerados hipoteticamente puramente elásticos, possuem capacidade de armazenar toda a energia mecânica fornecida ao sistema, sem que ela se dissipe. 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 (ϵ), assim o caminho percorrido durante o carregamento no diagrama de tensão-deformação é superposto pelo caminho inverso no descarregamento. Dessa forma, ao retirar a tensão aplicada ao material a deformação retorna a zero, da mesma forma quando a deformação é levada a zero a tensão cessa independente do tempo (Figura 1). Na zona elástica toda a energia mecânica fornecida é armazenada e o modelo análogo mecânico que representa corretamente esse caso é uma mola.



Fonte: Babadopulos (2013)

Em contrapartida, no caso do comportamento viscoso linear (fluido newtoniano) existe uma relação de proporcionalidade entre tensão cisalhante (T) atuante e a taxa de deformação ($\dot{\gamma}$) (Figura 1), 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 (CHRISTENSEN, 1982). Para ambos os casos, toda a energia mecânica fornecida ao sistema é dissipada (na forma de calor) e o modelo análogo seria o de um amortecedor. Portanto, a lei constitutiva para de fluidos viscosos lineares é dada por $\tau = \eta\dot{\gamma}$, sendo η a viscosidade dinâmica de Newton.

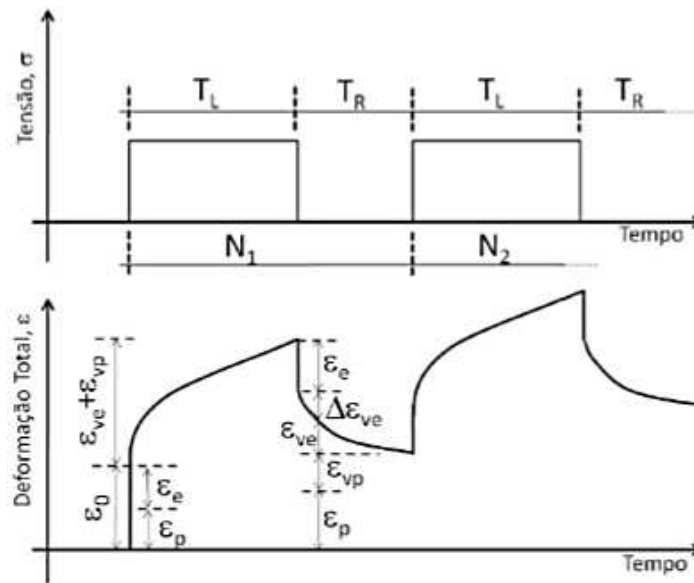
Entretanto, existe uma classe de materiais que após serem solicitados (mesmo com taxas de deformação infinitesimais) apresentam um comportamento distinto dos modelos clássicos descritos anteriormente. Esses materiais apresentam um comportamento combinado entre elástico e viscoso, denominado viscoelástico (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982; SCHAPERLY, 1982; KIM, 2009). Os materiais viscoelásticos caracterizam-se pela capacidade de recuperar parcialmente o trabalho realizado para deformá-los, sendo assim capazes de dissipar e armazenar energia mecânica. A capacidade de armazenamento está relacionada ao comportamento elástico e as perdas dissipativas aos efeitos viscosos (SMITH, 2004).

Os materiais viscoelásticos apresentam respostas distintas sob velocidades de carregamento diferentes. Quando submetidos a carregamentos rápidos (de alta frequência) apresentam comportamento semelhante ao dos sólidos elásticos, com armazenamento total da energia mecânica. Quando submetidos a carregamentos lentos (de baixa frequência) exibem comportamento similar ao dos fluidos viscosos, com deformações permanentes que se desenvolvem ao longo do tempo e dissipação total da energia mecânica. Essas tendências também podem ser observadas quando se analisa a influência da temperatura na resposta viscoelástica. Temperaturas elevadas aumentam a parcela viscosa desses materiais, já temperaturas mais baixas levam a uma maior rigidez e comportamento mais próximo do elástico (LU e WRIGHT, 2000; ELSEIFI *et al.*, 2006).

O comportamento viscoelástico é caracterizado por dois fenômenos: a fluência (ou *creep*) e a relaxação. A fluência ocorre quando esses materiais são submetidos a uma tensão longitudinal constante σ , levando a uma deformação crescente com o tempo. Já a relaxação ocorre quando é imposta uma deformação longitudinal constante ε , e assim, a tensão necessária para manter para manter esse nível de deformação constante irá diminuir continuamente com o tempo, ocorre o alívio das tensões. Uma das principais características desses materiais é a sua dependência do estado de tensões passado, dessa forma, sua resposta mecânica depende não apenas do estado de tensões atual, mas de toda a história de solicitações que foi submetido. Essa característica leva os materiais viscoelásticos a serem definidos como aqueles que possuem efeito memória (KIM, 2009; ASHROURI, 2014). Portanto, os materiais viscoelásticos apresentam comportamento mecânico dependente do tempo e taxa de aplicação de carga.

É comum encontrar no meio acadêmico trabalhos que afirmam que as misturas asfálticas apresentam no domínio das pequenas deformações comportamento representado pelo modelo viscoelástico (PINTO, 1991; PARK e KIM, 1998; MOMM, 2001; DANIEL e KIM, 2002). Contudo, para determinadas condições a mistura asfáltica exhibe parcelas elásticas, plásticas e ainda viscoplásticas. A Figura 2 apresenta a separação das diferentes parcelas de deformações quando um material viscoelastoplástico é submetido a uma solicitação particular.

Figura 2 - Representação esquemática das várias componentes de deformação



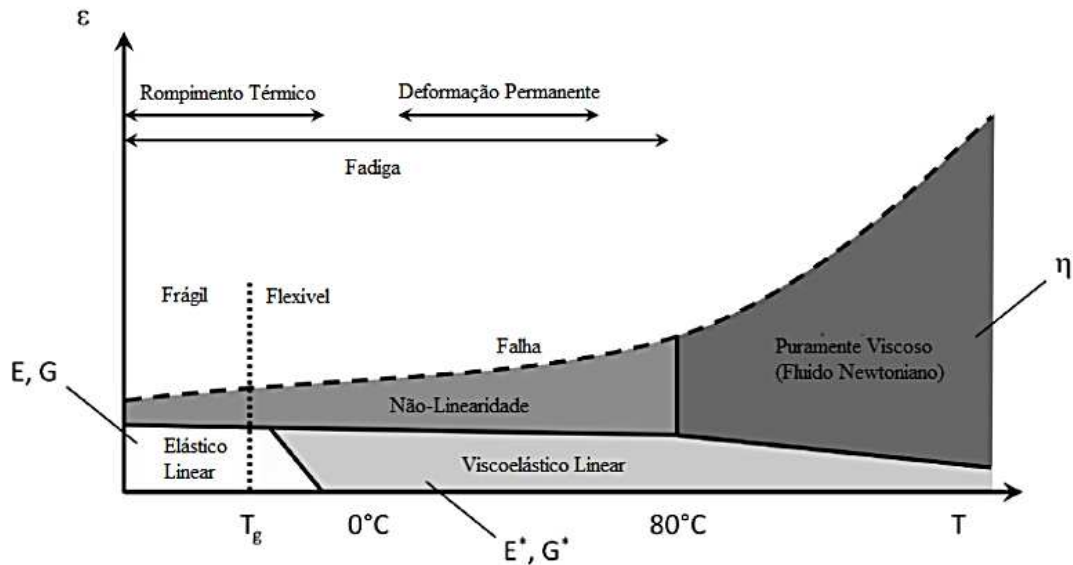
Fonte: Sides et al. (1985)

Ao aplicar a um material viscoelástico uma tensão e mantê-la constante (T_L) por um período, o material responde com uma deformação inicial (ϵ_0), composta por uma parcela elástica (ϵ_e) e outra plástica (ϵ_p). Em seguida, se desenvolvem deformações viscoelásticas e viscoplásticas (ϵ_{ve} e ϵ_{vp}) durante a aplicação do carregamento. Já no descarregamento, desenvolve-se uma deformação elástica instantânea seguida da parcela viscoelástica durante o período sem carga T_R . Como consequência, haverá um acúmulo de deformações plásticas no material.

Para esses materiais, a depender da magnitude, tempo, taxa e temperatura do carregamento, as diferentes parcelas possuem diferentes níveis de importância na resposta às solicitações. Dessa forma, é necessário especificar as parcelas que estarão presentes nos ensaios e análises de resultados de uma pesquisa. Para as condições de temperatura e carregamento onde as trincas por fadiga são o problema mais relevante do pavimento, é possível aceitar a validade da teoria da viscoelasticidade (MELLO, 2008). Portanto, no escopo deste trabalho apenas os conceitos relacionados com a viscoelasticidade serão estudados.

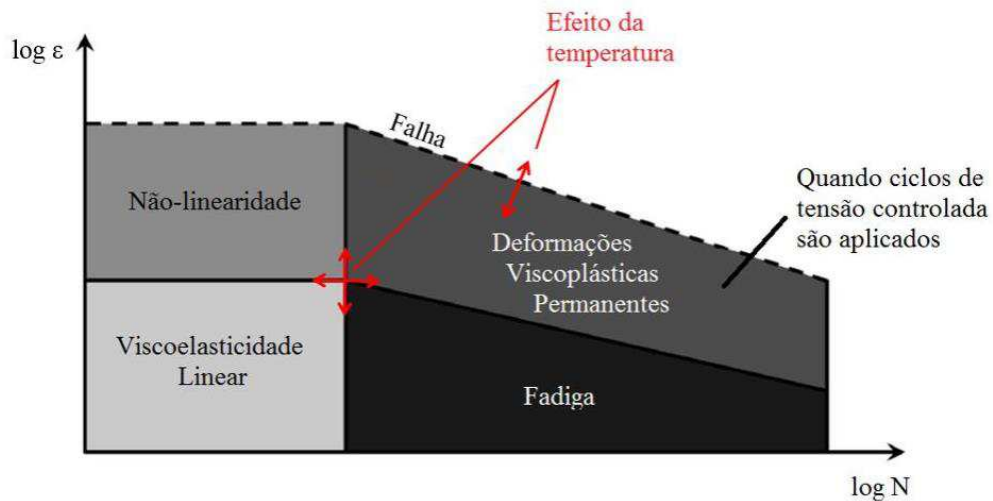
De forma semelhante a outros materiais, as respostas dos materiais asfálticos apresentam comportamento variável. Segundo Mangiafico (2014) no nível macroscópico a mistura asfáltica se apresenta como um material contínuo, homogêneo e isotrópico, e apresenta um comportamento governado por três fatores: a temperatura, amplitude de deformações e o número de ciclos de carga a que é submetido. Portanto, a mistura asfáltica se enquadra em diferentes domínios a depender dos valores admitidos para cada um desses fatores. Na Figura 3 é possível observar para diferentes intervalos de deformação (ϵ) e temperatura (T) e na Figura 4 para diferentes intervalos de deformação (ϵ) e número de ciclos (N) o material irá se enquadrar em diferentes domínios de comportamento.

Figura 3 - Domínios do comportamento típico dos materiais asfálticos, dependendo da amplitude de deformação (ϵ) e da temperatura (T) para um determinado número de ciclos, onde T_g representa a temperatura de transição vítrea.



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014)

Figura 4 - Representação esquemática das regiões de comportamento mecânico conceitual em função do nível de deformação aplicado e do número de ciclos, para materiais viscoelásticos



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014)

Conforme se observa na Figura 3, Mangiafico (2014) demonstra que caso a tensão aplicada seja de baixa magnitude e o número de ciclos de carga é pequeno, então o material apresenta comportamento viscoelástico linear, a parcela viscosa é desprezada (o material é admitido como elástico linear) a temperaturas bem pequenas. Contudo, ao aplicar um número de ciclos maior, mesmo que para tensões pequenas, poderá induzir à fadiga levando o material à falha. Já para tensões de maiores magnitudes, o comportamento se torna não linear. As indicações dos domínios de comportamento para ligantes e misturas asfálticas devem ser consideradas apenas como indicações gerais. Na realidade, essa transição entre os domínios não ocorre de forma abrupta, servindo apenas como indicativos de ordens de magnitude.

Para pequenas deformações as misturas asfálticas apresentam comportamento dentro do domínio viscoelástico linear (LVE), e essa teoria se aproxima mais do comportamento real desses materiais do que a elasticidade linear (HUANG, 2004). De acordo com Zhang *et al.* (2012) o domínio LVE está restrito a pequenos níveis de deformação, e para as misturas asfálticas este limite de deformações é de até 150 μs . Di Benedetto e Corté (2005) e Cardona *et al.* (2015) fixam esse limite em 100 μs . Ainda de acordo com Zhang *et al.* (2012) mesmo dentro do limite de deformações, se for imposto um número elevado de ciclos pode ocorrer a fadiga do material, levando à ocorrência de dano e sua resposta não será está mais no domínio LVE.

Portanto, para enquadrar ou não um material dentro do limite viscoelástico linear isso vai depender do nível de tensão. Pode-se impor uma deformação máxima a um material, e o mesmo pode ainda se enquadrar no domínio da linearidade. Portanto, isso vai depender principalmente do material e da temperatura. Assim, as misturas asfálticas podem apresentar tanto um comportamento viscoelástico linear como não linear. Dessa forma, os principais parâmetros viscoelásticos como o módulo dinâmico e o ângulo de fase são definidos para a viscoelasticidade linear (SCHAPERLY, 1969).

2.1.2 Modelo viscoelástico linear

Os materiais viscoelásticos apresentam comportamento dependente do estado de tensões passado (KIM, 2009; ASHROURI, 2014). Diferentemente dos materiais elásticos em que a resposta depende apenas das condições instantâneas de carregamento, a resposta mecânica desses materiais não é determinada somente pelo estado de tensões atual, mas por todo o seu histórico. Portanto, diz-se que os materiais viscoelásticos possuem o denominado “efeito memória”. Quando o carregamento não induz dano ao material, a resposta pode ser definida como viscoelástica linear. A viscoelasticidade linear se refere a dois termos, o viscoelástico e o linear. A viscoelasticidade está relacionada com o modelo de resposta do material tempo-dependente, que apresenta comportamento variando em um intervalo entre elástico e viscoso. Enquanto a linearidade está relacionada ao sistema em que as condições de homogeneidade e superposição são satisfeitas.

Portanto, um material é dito viscoelástico linear quando apresenta uma resposta de recuperação dependente do tempo e satisfaz as propriedades de homogeneidade e superposição, sendo este último denominado de princípio da superposição de Boltzman (BOLTZMANN, 1874). Essas propriedades são definidas da seguinte forma:

- **Homogeneidade:** a condição de homogeneidade diz que, a amplificação dos dados de entrada (inputs) por meio da multiplicação por um fator constante, resulta em uma amplificação de mesma magnitude da resposta (output). A equação (1) demonstra essa propriedade:

$$\varepsilon(c\sigma(t)) = c\varepsilon\sigma(t) \quad (1)$$

Onde:

ε é a deformação medida e σ a tensão aplicada;

c é o fator amplificador.

- **Superposição:** estabelece que a resposta do material ocasionada pela soma dos dados de entrada (inputs) é equivalente à soma das respostas individuais para cada input. Na prática, a deformação ocasionada pelo somatório de N tensões possui a mesma magnitude do somatório das deformações ocasionadas por cada tensão individualmente aplicada. A equação (2) demonstra essa propriedade:

$$\varepsilon \left[\sigma_1(t-t_1) + \sigma_2(t-t_2) \right] = \varepsilon \left[\sigma_1(t-t_1) \right] + \varepsilon \left[\sigma_2(t-t_2) \right] \quad (2)$$

Onde:

ε é a deformação medida e σ a tensão aplicada;

t é o tempo absoluto e t_1 e t_2 são os tempos de aplicação das tensões σ_1 e σ_2 , respectivamente.

Segundo Schapery (1975) o princípio da homogeneidade é automaticamente deferido para quaisquer valores racionais de “c” caso o princípio da superposição seja atendido. O contrário não acontece. E caso as Equações 1 e 2 não serem satisfeitas, então diz-se que o material é não linear.

Devido à dependência do tempo e da taxa de aplicação de carga, os materiais viscoelásticos lineares ao invés de apresentarem equações constitutivas algébricas, a exemplo das equações elásticas, são representados pelas chamadas integrais de hereditárias ou Integrais de Superposição de Boltzman (CHRISTENSEN, 1982; SCHAPERY, 1984; BOLTZMANN, 1874). Quando não se considera o efeito do envelhecimento do material, as integrais hereditárias são denominadas integrais de convolução. Portanto, para esses materiais no caso uniaxial e condições isotérmicas (sem variação de temperatura), as relações tensão-deformação são dadas pelas integrais de convolução das equações (3) e (4):

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t-\tau) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau \quad (3)$$

$$\varepsilon(t) = \int_0^t D(t-\tau) \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} d\tau \quad (4)$$

Onde:

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

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

t é o tempo de interesse, e τ a variável de integração com dimensão de tempo.

Resumidamente, essas integrais demonstram que a tensão (ou deformação) para um tempo presente “ t ” e sob uma deformação arbitrária (ou tensão), é a superposição linear das taxas de deformação (ou tensão) que foram aplicadas antecipadamente no tempo T , e multiplicadas pela função característica daquele material para o intervalo $(t - T)$ decorrido desde a aplicação da respectiva deformação (ou tensão). Essas funções características

das equações são também conhecidas como funções memória ou hereditárias, pois fazem uma ligação entre o estado atual do material e o previamente imposto (FERRY 1980; CHRISTENSEN, 2003).

Os parâmetros Módulo de Relaxação $E(t)$ e Função Fluência $D(t)$ são propriedades constitutivas fundamentais dos materiais viscoelásticos, e ao serem utilizados nas Equações 3 e 4 permitem avaliar a resposta mecânica para qualquer histórico de tensão ou deformação do material. Esses parâmetros, diferentemente do módulo elástico, são funções do tempo de aplicação de carga, e nas análises computacionais permitem a consideração do fator tempo (HUANG, 2004). Para obter essas propriedades é necessário realizar um estudo experimental com a aplicação do nível constante de uma grandeza (tensão ou deformação) e assim observar a evolução ao longo do tempo da outra (tensão ou deformação) (FERRY, 1980; SCHAPERY, 1892; KIM, 2009).

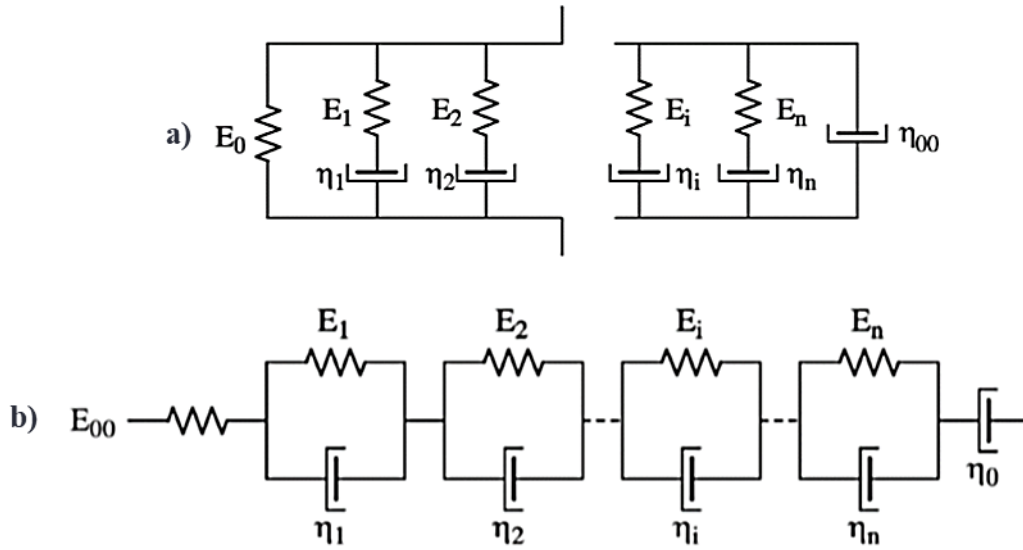
2.1.3 Modelos análogos mecânicos de resposta do comportamento viscoelástico linear

Dois tipos de funções matemáticas são amplamente utilizadas na literatura para representar as propriedades viscoelásticas: i) as baseadas em funções genéricas que governam todos os sistemas lineares (a exemplo das séries de leis de potência ou funções sigmoidais) e ii) as que se baseiam em análogos mecânicos (combinação de molas e amortecedores simulando mecanicamente as respostas do comportamento LVE) (PARK e SCHAPERY, 1999). Para modelar o comportamento mecânico de materiais viscoelásticos podem ser utilizadas funções matemáticas a partir de constantes a serem determinadas, e assim minimizar o erro entre a previsão do modelo e os resultados experimentais, esse processo é conhecido como ajuste de curva (fitting).

Apesar de serem obtidos bons ajustes a partir de funções genéricas para representar o comportamento dos materiais asfálticos, os resultados (constantes do material) são difíceis de interpretar fisicamente e não são úteis para serem manipulados matematicamente e computacionalmente (BABADOPULOS, 2014). Entretanto, os modelos baseados em análogos mecânicos utilizando uma associação de molas e amortecedores permitem uma interpretação física mais simples. De acordo com Pagliosa (2004) esses modelos são apenas fenomenológicos, não apresentam informações sobre a ocorrência de fenômenos físicos ou moleculares. Contudo, são úteis para representar a resposta do material submetido à fluência e relaxação, assim como carregamentos mais complexos, representando de forma geral a resposta viscoelástica.

Conforme foi mencionado anteriormente, os materiais viscoelásticos não dissipam nem armazenam toda a energia aplicada. Para o caso em que esse armazenamento parcial de energia depende apenas do formato do histórico de tensões ou deformações, e não das suas magnitudes (para uma dada temperatura), o modelo é dito linear e o análogo mecânico mais adequado é uma associação de molas e amortecedores, representando respectivamente o comportamento elástico e viscoso do material, e escolhidos para melhor ajustar os dados experimentais. Os análogos mecânicos são conhecidos pelos nomes dos físicos que os desenvolveram, o de Maxwell generalizado (ou modelo de Wiechert) consiste em uma associação em paralelo de pares mola-amortecedor ligados em série (Figura 5a) o modelo de Voigt generalizado (ou modelo Kelvin) consiste em uma associação em série de pares mola-amortecedor ligados em paralelo (Figura 5b).

Figura 5 - a) Modelo de Maxwell generalizado (acima) e b) Modelo de Kelvin-Voigt generalizado (abaixo)



Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

Onde η é a viscosidade e E o módulo de elasticidade do material representado na Figura 5.

Para cada elemento viscoelástico, uma constante de tempo é definida. A variável $\rho = \frac{\eta}{E}$ (dada em dimensões de tempo) é conhecida como tempo de relaxação (modelo de Maxwell), e a variável $\tau = \frac{\eta}{E}$ é conhecida como tempo de retardação (modelo de Kelvin-Voigt), também dada em dimensões de tempo. Além disso, E_0 ou E_∞ é conhecido como módulo de equilíbrio de longo prazo, e a fluência elástica de um elemento é o inverso da sua constante elástica $D_i = \frac{1}{E_i}$.

As funções analíticas relacionando tensão e deformação obtidas para esses modelos baseados em análogos mecânicos lineares são conhecidas como séries de Prony. Essa série é a forma mais comum e conveniente para descrever o comportamento viscoelástico linear de meios sólidos, principalmente os materiais asfálticos (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982; SOARES e SOUZA, 2003; BABADOPULOS, 2014). Esse tipo de função é normalmente empregada para representar os materiais viscoelásticos por apresentar uma boa representação, e devido à facilidade para tratamento numérico de funções exponenciais.

No caso do modelo de Maxwell, obtém-se a função analítica para uma deformação (ϵ) constante, em que a tensão diminui com o tempo ($\sigma(t)$) (fenômeno de relaxamento) em uma determinada temperatura. Nessa temperatura, o módulo de relaxação de tração direta uniaxial ($E(t)$) é obtido pela razão entre a tensão necessária e a deformação imposta. De acordo com Woldekidan (2011) esse módulo pode ser obtido como o somatório da função relaxamento para cada elemento individual de Maxwell, já que as deformações de elementos paralelos são iguais. O número de termos para modelar a resposta do material é determinado com base na precisão que se deseja da mesma. A série de Prony obtida nesse caso é dada na equação (5):

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon} = E_{\infty} + \sum_{i=1}^n E_i \cdot e^{(-t / p_i)} \quad (5)$$

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

Para o caso de solicitações com controle de tensão (ensaio de creep estático que avalia fluência), o modelo de Maxwell generalizado não é adequado. Neste caso, para modelar o comportamento da função fluência ($D(t)$) é mais conveniente utilizar o modelo de Kelvin-Voigt generalizado. Uma série para a função fluência é representada na equação (6).

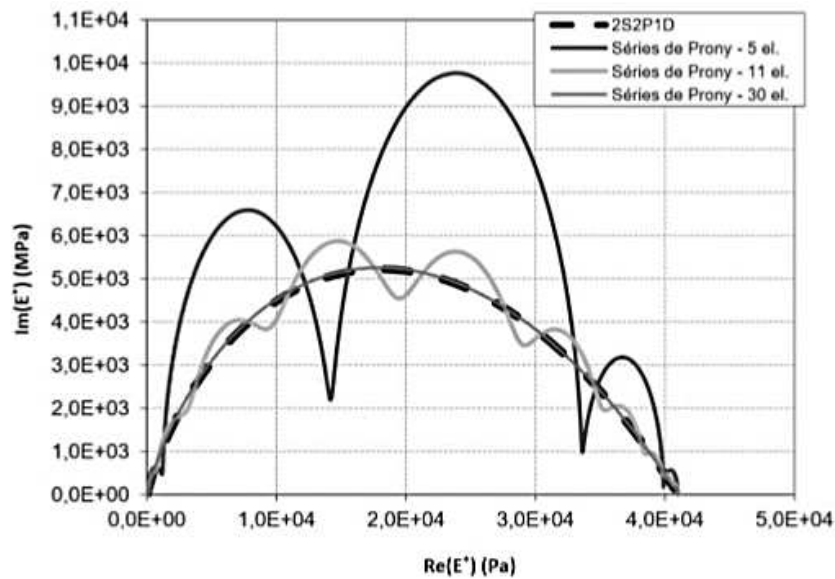
$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma} = \frac{\frac{\sigma}{E_{\infty}} + j = \sum_{j=1}^n \frac{\sigma}{E_j} (1 - e^{-t/\tau_j})}{\sigma} = \frac{1}{E_{\infty}} + \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} (1 - e^{-t/\tau_j}) \quad (6)$$

$$= D_g + \sum_{j=1}^n D_j (1 - e^{-t/\tau_j})$$

Os parâmetros D_g , D_j e τ_j também definem uma série de Prony composta por n elementos que representam as propriedades viscoelásticas lineares do material em questão. O conjunto formado pelos tempos de relaxação (ρ_i) e as suas respectivas magnitudes de relaxação (E_i) é denominado espectro discreto de relaxação. De forma semelhante, o conjunto dos tempos de retardo (τ_j) associados às magnitudes de fluência D_j é denominado espectro discreto de retardo viscoelástico (FERRY, 1980). Esse espectro pode ser generalizado quando o número de elementos tende ao infinito, e a função contínua resultante que relaciona o módulo (ou fluência) e o tempo é denominado espectro de relaxação (ou retardo). Segundo Silva *et al.* (2008) são necessários entre oito e quinze elementos viscoelásticos para obter um ajuste eficiente dos dados experimentais.

Enquanto a série de Prony representa um espectro discreto de relaxamento ou retardo, outros modelos são capazes de representar espectros contínuos. Nestes modelos, alguns elementos mecânicos representam uma resposta viscosa parabólica dependente do tempo, ao invés de linear como no análogo mecânico de amortecedor comum. Estes elementos são conhecidos como amortecedores parabólicos e utilizam uma lei de potência para descrever o seu comportamento (CHRISTENSEN, 1982). Contudo, a lei parabólica desses elementos se baseia no conceito de derivadas fracionárias e permite uma interpretação física mais consistente dos resultados (BABADOPULOS, 2014). Embora esses modelos permitam uma melhor explicação para os espectros contínuos de relaxamento e retardo dos materiais viscoelásticos, para o propósito dessa pesquisa a série de Prony é mais fácil de manipular e inclui integração no domínio tempo. Além disso, para um número suficiente de elementos utilizados é possível obter uma aproximação satisfatória do comportamento dos materiais viscoelásticos, conforme a Figura 6.

Figura 6 - Previsões com a modelagem através da série de Prony e diferentes números de elementos e o modelo 2S2P1D



Fonte: Babadopulos (2013)

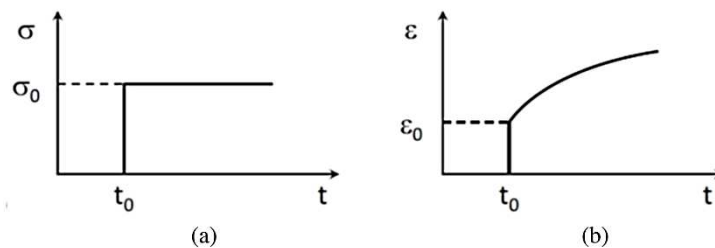
A resposta dos materiais viscoelásticos é dividida em três funções fundamentais que caracterizam a evolução no tempo: o creep compliance (função fluência), o módulo de relaxação e o módulo complexo.

2.1.4 Propriedades constitutivas viscoelásticas fundamentais

2.1.4.1 Creep Compliance (Função Fluência)

O Creep Compliance (ou Função 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 7.

Figura 7 - Creep Compliance a) tensão aplicada; b) resposta de deformação



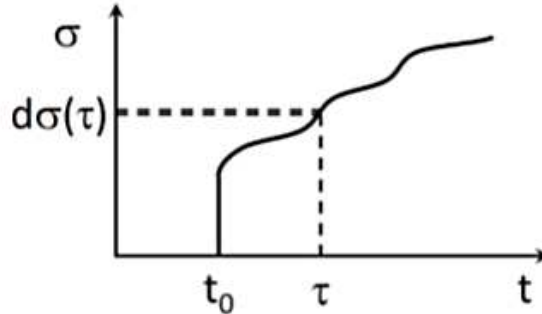
Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

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

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (7)$$

A Função Fluência também pode ser descrita para os casos em que as tensões não são constantes. Para isto considera o histórico de tensões do material (Figura 8).

Figura 8 - Histórico de tensões impostas na função Fluência



Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

Portanto, para uma variação de tensão $d\sigma(T)$ aplicada no instante T , a variação de deformação de equivalente ao instante t é:

$$d\varepsilon(t) = d\sigma(\tau)D(\tau, t) \quad (8)$$

Considerando que a teoria da viscoelasticidade linear pode ser aplicada ao material, o princípio da superposição é válido, e assim a deformação total corresponde à soma das deformações para cada variação de tensão aplicada ao material. Portanto, tem-se:

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t D(\tau, t) d\sigma(\tau) \quad (9)$$

Considerando que $\sigma(t)$ é diferenciável, a Equação 9 pode ser escrita como :

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

Sem levar em consideração o envelhecimento, tem-se:

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

Integrando por partes a equação (11), é possível obter a expressão:

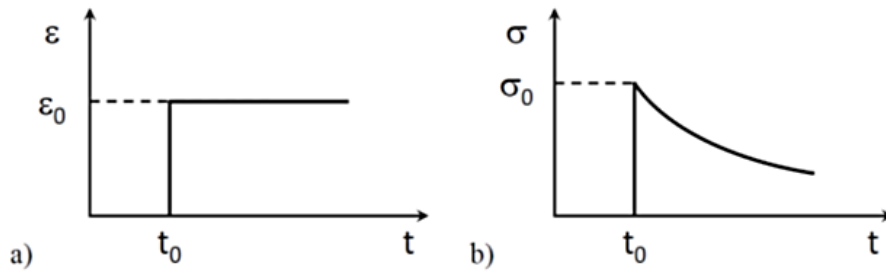
$$\varepsilon(t) = \sigma(t)D(0) + \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial D}{\partial \tau}(t - \tau) d(\tau) \quad (12)$$

A primeira parte da Equação 12 é a resposta instantânea do material e a segunda é referente ao histórico de tensões aplicadas, caracterizado como um comportamento dependente do tempo.

2.1.4.2 Módulo de Relaxação

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 9.

Figura 9 - Módulo de Relaxação $E(t)$. (a) deformação aplicada; (b) resposta de tensão



Considerando a teoria da viscoelasticidade linear válida para o material, então o Módulo de Relaxação $E(t)$ é definido como:

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (13)$$

De maneira geral semelhante à Função Compliância, para um caso de deformações impostas, a tensão $\sigma(t)$ para qualquer instante de tempo é dada por:

$$\sigma(t) = \varepsilon(t)E(0) + \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau) \frac{\partial E}{\partial \tau}(t - \tau) d\tau \quad (14)$$

O Módulo de Relaxação e a Função Fluência não são grandezas independentes pois determinam a mesma propriedade intrínseca do material, o comportamento viscoelástico linear. Portanto, para a caracterização experimental das propriedades viscoelásticas lineares de um material, apenas uma delas é necessária. Contudo, diferentemente dos materiais puramente elásticos, as propriedades viscoelásticas fundamentais $E(t)$ e $D(t)$ não são simplesmente recíprocas, uma não é o inverso da outra ($E \times D \neq 1$) (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982; SCHAPERY, 1982; KIM, 2006). Essa definição não é válida para o domínio tempo, ou seja, no plano real. No entanto, utilizando a transformação de Laplace, e assim no plano complexo, a função transformada do Módulo de Relaxação é o inverso da Função Fluência (MELLO, 2008).

Apesar de apresentarem uma simplicidade conceitual, existem dificuldades operacionais para obtenção experimental das propriedades $E(t)$ e $D(t)$. Uma delas é a dificuldade na aplicação súbita de um nível constante de

deformação ε_0 durante o ensaio do Módulo de Relaxação. Além disso, a deformação imposta subitamente geralmente leva a níveis de tensão elevados nos segundos iniciais (KIM, 2006, 2008). As tensões muito elevadas desenvolvidas nos primeiros instantes podem ser superiores à capacidade do equipamento, podendo implicar na quebra da célula de carga do equipamento. Portanto, manter o nível de deformação imposto inicialmente torna-se uma tarefa muito difícil, quebrando o pressuposto do ensaio de Módulo de Relaxação “ $\varepsilon_0 = \text{cte}$ ” (KIM, 2006; MELLO, 2008; SILVA, 2009).

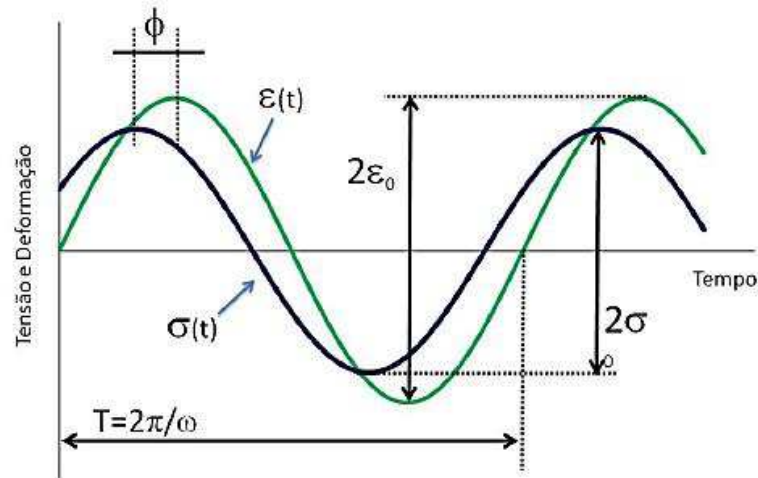
Devido a estes problemas, do ponto de vista experimental, torna-se mais favorável a determinação da Função Fluência $D(t)$ no lugar do Módulo de Relaxação $E(t)$. O ensaio da Função Fluência se tratando de tensão controlada σ_0 possui uma estabilização mais fácil, e apresenta um menor risco de quebrar a célula de carga do equipamento de teste.

2.1.5 Módulo de cisalhamento dinâmico

No domínio da frequência são definidas duas propriedades: o módulo complexo (E^*) e a fluência complexa (D^*). Normalmente, o módulo complexo é o mais utilizado e em geral não é necessário se referir à fluência complexa, pois essas duas propriedades são grandezas recíprocas ($E^* \times D^* = 1$). De acordo com Kim (2004) o módulo complexo é a propriedade mais importante a ser determinada de uma mistura asfáltica, esse parâmetro representa a rigidez para a faixa de frequências e temperaturas às quais o material é submetido. Para materiais viscoelásticos lineares, como as misturas asfálticas, a razão complexa entre tensão e deformação durante uma oscilação harmônica pode ser definida como módulo complexo.

As funções definidas anteriormente, Módulo de Relaxação e Fluência, são obtidas para casos onde o carregamento é monotônico. Contudo, existem situações práticas em que o material viscoelástico é submetido a solicitações harmônicas ou oscilatórias. Nesses casos, os materiais viscoelásticos são caracterizados por duas propriedades: o módulo complexo ($|E^*|$) e o ângulo de fase (φ), que descrevem o seu comportamento sob solicitações harmônicas em regime permanente. Considerando uma deformação imposta na forma de uma função senoidal, esses materiais apresentam como resposta uma tensão também senoidal, mas defasada por um valor conhecido como ângulo de fase (φ), conforme ilustra a Figura 10. Em um material puramente elástico $\varphi = 0^\circ$, e não ocorre defasagem entre as ondas de tensão e deformação. Já para os materiais puramente viscosos $\varphi = 90^\circ$. Portanto, os materiais viscoelásticos apresentam o ângulo de fase dentro do intervalo $0^\circ < \varphi < 90^\circ$.

Figura 10 - Defasagem entre as ondas de tensão e de deformação durante solicitação harmônica em um material viscoelástico



Fonte: Mello (2008)

Conforme se observa na Figura 10, o módulo complexo é definido matematicamente pela tensão dinâmica máxima (σ_0) dividida pela deformação axial recuperável máxima (ε_0), de acordo com a equação (15):

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (15)$$

Na matemática complexa há uma ferramenta que facilita a resolução do comportamento viscoelástico de misturas asfálticas em carregamentos cíclicos. O carregamento senoidal uniaxial pode ser representado pela equação complexa da forma (KIM, 2009):

$$\sigma^* = \sigma_0 \cos(\omega t) + i\sigma_0 \sin(\omega t) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (16)$$

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:

$$\varepsilon^* = \varepsilon_0 e^{i\omega t} \quad (17)$$

A tensão é obtida pela seguinte equação:

$$\sigma^* = \sigma_0 e^{i(\omega t + \varphi)} \quad (18)$$

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

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0 e^{i(\omega t + \varphi)}}{\varepsilon_0 e^{i\omega t}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi} = |E^*| e^{i\varphi} = |E^*| (\cos \varphi + i \operatorname{sen} \varphi) = E_1 + iE_2 \quad (19)$$

$E_1 = |E^*| \cos \varphi$ é conhecido como módulo de estocagem e representa a fração de energia mecânica armazenada durante o carregamento harmônico. Pode ser representado também por $\operatorname{Re}(E^*)$, a parte real do módulo complexo associada ao comportamento elástico do material e que avalia a parte recuperável da energia armazenada. $E_2 = |E^*| \operatorname{sen} \varphi$ é denominado módulo de perda e representa a parcela de energia mecânica dissipada durante o carregamento harmônico. Também pode ser representado por $\operatorname{Im}(E^*)$, a parte imaginária do módulo complexo associada ao comportamento viscoso irreversível do material devido à dissipação de energia.

Assim como o módulo de relaxamento, os módulos de estocagem e de perda podem ser representados por equações analíticas deduzidas de análogos mecânicos. Assumindo o modelo de Maxwell generalizado para representar a viscoelasticidade linear, os módulos de estocagem e perda são calculados pelas equações (20) e (21):

$$E_1 = E_0 + \sum_{i=1}^n E_i \frac{\omega^2 \tau_i^2}{1 + \omega^2 \tau_i^2} \quad (20)$$

$$E_2 = \sum_{i=1}^n E_i \frac{\omega \tau_i}{1 + \omega^2 \tau_i^2} \quad (21)$$

O valor absoluto do módulo complexo ($|E^*|$) cresce para frequências maiores e diminui com o aumento da temperatura. Na literatura a maior parte dos autores referem-se a essa propriedade como módulo de cisalhamento dinâmico, apesar de não tratar das propriedades inerciais. É possível observar que os parâmetros do modelo nas equações 20 e 21 (domínio da frequência) são os mesmos da Equação 5 (domínio do tempo), portanto as propriedades do domínio do tempo e da frequência são interconvertíveis (BABADOPULOS, 2014).

Os materiais viscoelásticos lineares em baixas temperaturas tendem à elasticidade, em termos de ângulo de fase. Já em temperaturas mais altas esse comportamento tende a ser puramente viscoso. Contudo, essas tendências são observadas apenas para ligantes asfálticos, a presença de partículas agregadas muda esse comportamento nas misturas asfálticas. As temperaturas em que ocorrem esses comportamentos dependem em grande parte do material que está sendo analisado. Nas misturas asfálticas (material heterogêneo), devido ao intertravamento proporcionado pelos agregados dificilmente tem-se valores de ângulo fase próximos de 90° em temperaturas elevadas. Para esses casos, o ângulo de fase não apresenta uma tendência monotônica. Em geral, na zona de baixas frequências e altas temperaturas seu valor cresce com a frequência de carregamento, enquanto para altas frequências e baixas temperaturas ocorre o inverso. Esse fenômeno pode ser explicado pelo fato de que o comportamento elástico dos agregados tem maior influência na resposta da mistura asfáltica quando o

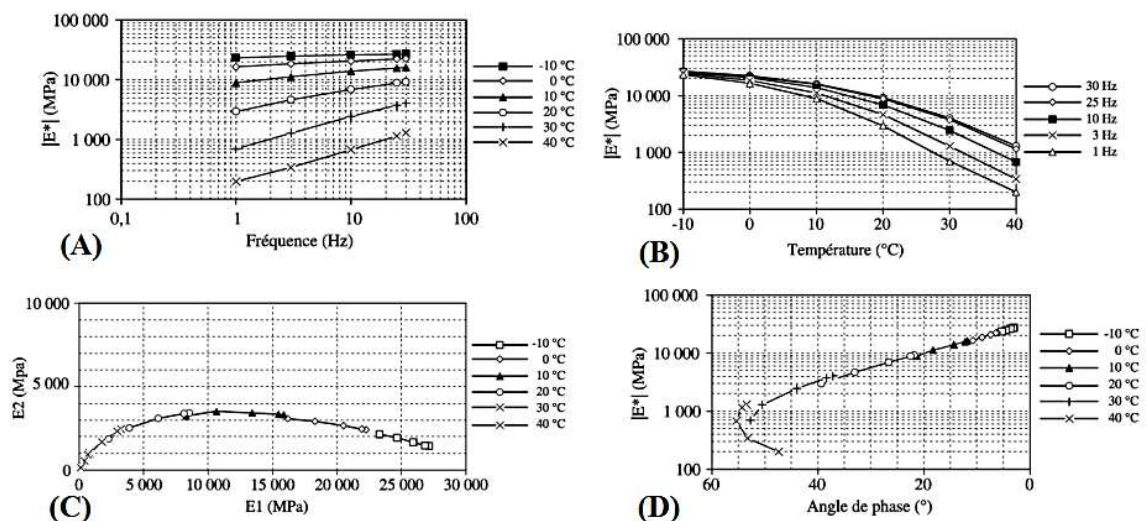
ligante está mais mole, ou seja, em baixas frequências e temperaturas elevadas (FLINTSCH *et al.*, 2005; FLINTSCH *et al.*, 2007). Para essa situação, uma redução na frequência contribui para uma resposta mais elástica, pois as partículas agregadas influenciam de maneira significativa o comportamento do material. E dessa forma, o ângulo de fase reduz.

O ensaio de módulo complexo foi desenvolvido para medir tanto as propriedades elásticas quanto viscoelásticas lineares do material (CHRISTENSEN, 1982). No ensaio é aplicado um carregamento axial semi-senoidal (*haversine*) a corpos de prova cilíndricos, e então são medidos os deslocamentos verticais. De acordo com Di Benedetto e Corté (2005) esses deslocamentos (ou deformações) devem ser muito pequenos (menores do que 100 micro-deformações ou deformação de $100 \cdot 10^{-6}$) para não induzir dano ao material. Dessa forma, para pequenas deformações o comportamento esperado de uma mistura asfáltica é viscoelástico linear.

A norma brasileira DNIT 416/2019-ME para módulo dinâmico estabelece um procedimento de ensaio com frequências que variam entre 1Hz a 25Hz em temperaturas de 10°C a 54°C, e as cargas dinâmicas dependem da rigidez do material, variando entre 35kPa a 2800kPa. Portanto, a construção das curvas mestras é mais precisa, permitindo compreender bem o comportamento viscoelástico do material já que é realizada uma ampla varredura nas propriedades das amostras. As amostras possuem dimensões de 100mm de diâmetro e 150mm de altura.

Os resultados obtidos a partir do ensaio de Módulo Dinâmico são ilustrados na Figura 11 onde se tem as isotermas (A), as isócronas (B), o plano Cole-Cole (C) e o diagrama Black (D).

Figura 11 - Curvas Isotermas (A), Isócronas (B), Plano cole-cole (C) e Espaço Black (D)



Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

As isotermas (A) são curvas obtidas para cada temperatura de ensaio, onde se tem o módulo dinâmico em função da frequência em escala logarítmica. A inclinação dessa curva em relação à temperatura é um indicativo da susceptibilidade cinética da mistura. As isócronas (B) são curvas obtidas para cada nível de frequência de ensaio, apresentando o módulo dinâmico em função da temperatura em escala sem logarítmica. Essas curvas permitem avaliar a susceptibilidade térmica das misturas em relação à uma frequência.

O plano cole-cole (C) é obtido plotando a parte imaginária do módulo complexo E_2 em função da parte real E_1 , em coordenadas aritméticas e independente da frequência ou temperatura. Seu uso é indicado para analisar o comportamento do material asfáltico em baixas temperaturas e/ou altas frequências. O diagrama Black (D) é obtido plotando o módulo dinâmico em escala logarítmica em função do ângulo de fase em escala aritmética, e caso a sobreposição frequência-temperatura for perfeita a curva será única. Sua utilização é indicada para estudo do comportamento do material em temperaturas elevadas e/ou baixas frequências.

A frequência e a temperatura são fatores que influenciam diretamente o comportamento de um material viscoelástico. Por limitação de equipamento e de tempo, na caracterização mecânica das misturas asfálticas, especificamente na determinação do módulo dinâmico, utiliza-se a denominada Curva Mestre (*Master Curve*) do material. Essa curva permite obter o módulo dinâmico da mistura para qualquer temperatura ou frequência desejada, a partir do Princípio de Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) dos materiais viscoelásticos. A construção dessa curva e o PSTT serão abordados no tópico a seguir.

2.1.5.1 Construção das Curvas Mestras e Princípio da Superposição Tempo-Temperatura

De acordo com os estudos clássicos da viscoelasticidade linear (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982), para descrever completamente o comportamento de um material viscoelástico as suas propriedades devem ser observadas para uma ampla faixa de tempo, de aproximadamente 10 a 15 décadas logarítmicas. Experimentalmente, isso é completamente inviável, pois seriam necessárias observações de aproximadamente 10^8 segundos (três anos) e além disso, seria preciso estimar a propriedade viscoelástica em análise para intervalos na ordem de 10^{-5} segundos (SILVA, 2009).

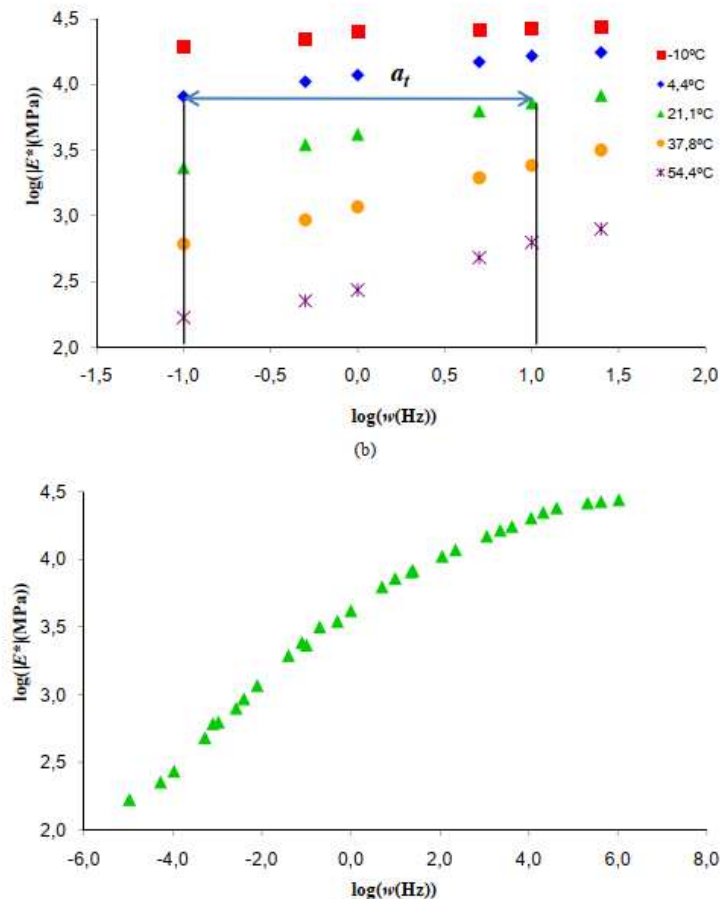
Para evitar esses problemas operacionais, utiliza-se o Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT), que institui uma correspondência entre as variáveis tempo e temperatura (FERRY, 1980; CHRISTENSEN, 1982; FINDLEY *et al.*, 1989; LAKES, 1998; KIM, 2009). De acordo com esse princípio, de forma qualitativa, um acréscimo na temperatura é correspondente a um aumento no tempo de observação. Dessa forma, para contornar a dificuldade de tempos de observação muito longos, é possível realizar um ensaio para um curto tempo de observação (de aproximadamente 2 a 3 décadas logarítmicas), contudo o ensaio é refeito para diferentes temperaturas.

O PSTT permite deslocar no eixo do tempo ou da frequência (eixo horizontal) as isotermas por um fator α_T , denominado fator de deslocamento horizontal (shift-fator). Se várias isotermas são transformadas para uma temperatura em comum, a temperatura de referência T_R , é obtida uma curva única e suave, a Curva Mestre. Essa curva possui uma faixa de observação bem maior, permitindo uma caracterização viscoelástica completa (entre 10 e 12 décadas logarítmicas), mas construída de forma sintética, com ensaios realizados em apenas dias (3 décadas logarítmicas).

A temperatura influencia principalmente as propriedades viscoelásticas dependentes do tempo, e caso o efeito da temperatura possa ser incorporado simplesmente pelo uso de um fator deslocamento (α_T), esse material é considerado termo-reologicamente simples, e, portanto, obedece ao PSTT. Nos materiais termo-reologicamente

complexos a temperatura exerce influência nas propriedades iniciais (elásticas), de equilíbrio de longo prazo e dependentes do tempo (MULIANA e KHAN, 2008; COUTINHO, 2012), dessa forma, que é preciso transladar as curvas tanto horizontal quanto verticalmente. As misturas asfálticas, tema dessa pesquisa, são consideradas termo-reologicamente simples. Para esses materiais, uma mudança de temperatura desloca a resposta viscoelástica sem alterar a forma da Curva Mestre (CHRISTENSEN, 1982). A Figura 12 ilustra esse processo.

Figura 12 - (a) Aplicação do fator de deslocamento - a_T ; (b) Curva mestra para a temperatura de referência T_R (21,1°C)



Fonte: Coutinho (2012)

Dessa forma, o PSTT pode ser compreendido como a existência de dois conjuntos diferentes de temperatura e frequência que levam ao mesmo valor de propriedade viscoelástica linear. Então, é substituída a dependência do módulo dinâmico de duas variáveis (frequência e temperatura) para uma única variável, denominada frequência reduzida. De maneira análoga, no domínio do tempo a aplicação do PSTT é representada por $\xi = 1/a_T \cdot t$, onde ξ representa o tempo reduzido e o fator de deslocamento a_T é o mesmo do domínio da frequência. O fator de deslocamento a_T pode ser calculado a partir da Equação (22) de Arrhenius (FERRY, 1980), da seguinte forma:

$$\log(a_T) = C \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right) \quad (22)$$

Onde:

T_R é a temperatura de referência;

a_T é o fator de deslocamento horizontal (*horizontal shift factor*) para uma determinada temperatura T em relação à temperatura de referência T_R ;

C é uma constante de Arrhenius característica para cada material viscoelástico.

A constante C de Arrhenius é proporcional a um parâmetro denominado Energia de Ativação de Fluxo (E_a), dado pela equação (23) a seguir.

$$C = \frac{434,2E_a}{R} \quad (23)$$

Onde:

E_a é a energia de ativação de fluxo (KJ/mol. K);

R é a constante universal dos gases (8,314 KJ/Molik).

Outra equação utilizada para estimar o fator de deslocamento horizontal a_T foi proposta por WILLIAMS *et al.* (1955). Totalmente empírica, essa equação se baseia em sistemas poliméricos generalizados e ficou conhecida como WLF. A equação (24) demonstra essa relação:

$$\log(a_T) = \frac{C_1 \cdot (T - T_R)}{C_2 + T - T_R} \quad (24)$$

Onde:

C_1 e C_2 são constantes empíricas da equação, características para cada material viscoelástico.

Os valores apresentados na literatura das constantes empíricas das equações de Arrhenius e WLF, equações (23) e (24), para cálculo do fator de deslocamento horizontal são apresentados nas Tabelas 1 e 2, respectivamente.

Tabela 1 – Constantes da equação de Arrhenius típicas de misturas asfálticas

Fonte	Energia de ativação E_a (KJ/mol.K)	C(K)	Material
FRANCKEN e CLAUWAERT (1988)	--	10.920	Mistura asfáltica
CHRISTENSEN JR. e ANDERSON (1992)	261	13.631	Mistura asfáltica
LYTTON et al. (1993)	--	13.060	Mistura asfáltica
JACOBS (1995)	--	7680	Mistura asfáltica
PALLINEN et al. (2002)	205	10.707	Mistura asfáltica
MEDANI e HUURMAN (2003)	196	10.209	Mistura asfáltica
ARAMBULA (2007)	333	17438	Mistura asfáltica

Tabela 2 - Constantes da equação de WLF típicas de sistemas poliméricos e misturas asfálticas

Fonte	C_1	C_2 (K)	Material
FERRY (1980)	-8,86	101,6	Sistemas poliméricos em geral
SAYEGH (1967)	-9,5	95	Mistura asfáltica
LYTTON et al. (1993)	-19	92	Mistura asfáltica
MEDANI e HUURMAN (2003)	-12	102	Mistura asfáltica

Os coeficientes dessas equações devem ser selecionados buscando obter uma curva mestre o mais suave possível. É válido ressaltar que, em virtude da heterogeneidade das misturas asfálticas, é improvável que existirá uma equação analítica única para cálculo de um fator de translação horizontal adequado para todas as temperaturas de ensaio e, portanto, devem ser empregados métodos numéricos ou adaptações. De acordo com Kim (2009) as Equações 23 e 24 podem ser utilizadas em conjunto com métodos de otimização para encontrar os valores mais adequados para as constantes empíricas das misturas asfálticas.

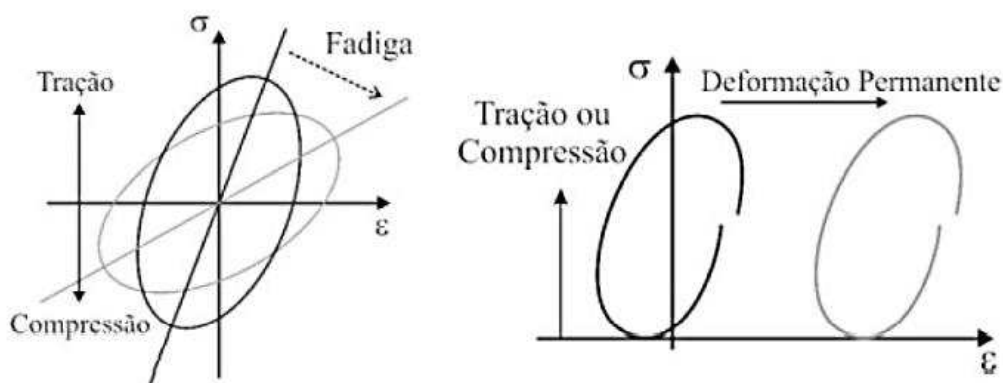
2.2 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

A fadiga é reconhecida como o principal mecanismo de degradação dos pavimentos asfálticos (DI BENEDETTO et al., 2004; TAPSOBA et al., 2013; MATEOS et al., 2017; CAO e WANG, 2018; OSMARI et al., 2020; OLIVEIRA et al., 2022). A repetição do carregamento, principalmente em associação com a temperatura e envelhecimento, pode levar ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico (NAVARRO et al., 2017). O dano por fadiga pode ser descrito como a redução gradual de rigidez e resistência do material devido ao efeito de tensões repetidas, e está comumente associado à perda de área resistente na seção transversal devido a microfissuras distribuídas. Esse processo de microfissuração progressiva, conduz à formação de macrotrincas, e por fim, leva à ruptura do material e redução da sua vida útil (ASTM, 1979; DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005; FREIRE et al., 2014).

De acordo com Balbo (2007), os níveis de deformação aplicados ao material, de forma isolada, não são suficientes para ocasionar instantaneamente a falha por fadiga. Contudo, a sua aplicação cíclica gera deformações, que aos poucos, causam o acúmulo irreversível de zonas de plastificação. Dessa forma, essas zonas definem planos de fratura e descontinuidades, levando à perda de rigidez e integridade do material e por fim, ocasionando a falha por fadiga. Os pavimentos asfálticos são sujeitos a carregamentos cíclicos por meio da passagem de veículos e, caso seja ultrapassado certo limite, o material perde sua rigidez gradativamente até a ruptura, ou seja, as deformações para um mesmo nível de tensão vão aumentando à medida que ocorre a degradação por fadiga (DI BENEDETTO et al., 2004). Portanto, a falha por fadiga normalmente ocorre em temperaturas intermediárias com a formação dessas pequenas fissuras longitudinais nas trilhas de roda, onde se desenvolvem as máximas tensões de tração, e as deformações existem e se propagam como fissuras interconectadas na forma padrão de “couro de jacaré” (WITCHZAK, 2013).

A Figura 13 ilustra a diferença entre as alterações ocasionadas pela fadiga e pela deformação permanente no gráfico de tensão versus deformação de um material viscoelástico.

Figura 13 - Efeito da fadiga e da deformação permanente na rigidez de material viscoelástico



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

Em geral, as trincas por fadiga surgem inicialmente na parte inferior da camada asfáltica, onde as forças de tração são maiores e, em seguida, se propagam para a superfície formando trincas interligadas, e danificando o pavimento. Esse fenômeno deve ser controlado logo no início, pois leva a problemas progressivos na estrutura do pavimento asfáltico, devido à facilidade de entrada de água. Um dos principais contribuintes para o desenvolvimento de trincas por fadiga e a falha prematura do pavimento é a drenagem ineficiente. As camadas de pavimento subterrâneo são enfraquecidas pela intrusão de umidade excessiva, reduzindo a rigidez de toda a estrutura do pavimento (QABUR, 2018).

A fissuração por fadiga pode ser classificada em relação ao local onde se inicia na camada de revestimento asfáltico. As trincas por fadiga se iniciam no fundo da camada de asfalto e crescem em direção à superfície são conhecidas como *bottom-up cracks*, e são o tipo mais comum. Quando se iniciam na superfície da camada ou próximas a ela, e se propagam até o fundo são conhecidas como *top-down cracks*, conforme é ilustrado na Figura 14. O desenvolvimento de trincas por fadiga é um processo inteiramente mecanicista. No entanto, o trincamento de cima para baixo (*top-down cracks*) não é tão bem compreendido quanto a fadiga clássica de baixo para cima (*bottom-up cracks*). A hipótese, do ponto de vista mecanicista, é que certas tensões/deformações críticas de tração e/ou cisalhamento se desenvolvem como resultado de grandes pressões de contato na interface pneu-pavimento. Isso, juntamente com um asfalto altamente envelhecido (rígido), em camadas mais espessas de revestimento, são considerados responsáveis pelo desenvolvimento dessas patologias (ABOJARADEH, 2003; QABUR, 2018; SUN *et al.*, 2018; KOCAK e KUTAY, 2020 CANESTRARI e INGRASSIA, 2020).

Figura 14 - Tipos de trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos, bottom-up cracks (esquerda) e top-down cracks (direita)

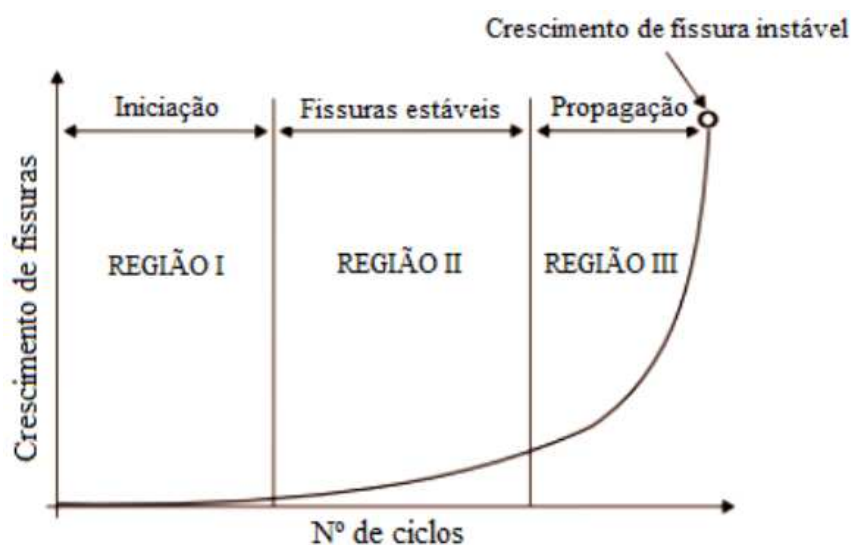


Fonte: Qabur (2018)

De acordo com Park e Kim (2013) identificar o tipo de fissuração do pavimento é muito importante para estabelecer o tipo de processo de restauração a ser adotado. Para o caso em que apenas o topo do revestimento está fissurado, é possível apenas fresar o mesmo e substituir a parte superficial. No caso de toda a camada do revestimento se encontrar degradada ou apenas a parte inferior, outras técnicas devem ser utilizadas.

O mecanismo de falha por fadiga a partir do trincamento de baixo para cima (*bottom-up cracks*) pode ser descrito como um processo de três estágios. No primeiro é onde acontecem as primeiras mudanças na microestrutura do material com a formação das microfissuras, a densidade de deslocamento cresce e surgem as zonas de dano. No segundo estágio as microfissuras se unem, formando microfissuras estáveis. No terceiro estágio, as microfissuras crescem, se tornam instáveis e conduzem o material rapidamente ao colapso, conforme é apresentado na Figura 15 (LITTLE et al., 2001; BERNUCCI et al., 2008).

Figura 15 - Diferentes estágios da falha por fadiga



Fonte: Bernucci et al. (2008)

De acordo com o Asphalt Institute (2007), o trincamento por fadiga dos pavimentos é afetado por diferentes fatores externos, como subleito pobre em drenagem, método de compactação e colocação e tempo de colocação. Além disso, diferentes propriedades da mistura, incluindo tipo e quantidade de ligante utilizado na mistura, temperatura, e o volume de vazios irão influenciar a vida de fadiga (ROMANOSCHI *et al.*, 2006). Segundo Qabur (2018) a adição de polímeros como o estireno-butadieno-estireno (SBS) reduz a taxa de propagação de microfissuras em virtude as propriedades elásticas do polímero, proporcionando um melhor desempenho em relação à fadiga. Além disso, Wen (2001) observou que a graduação do agregado foi um fator mais efetivo na resistência à fadiga da mistura asfáltica do que os efeitos da quantidade de ligante asfáltico.

A vida de fadiga também é afetada por fatores ligados ao carregamento como magnitude, tipo de carregamento (tensão ou deformação controlada), frequência, histórico de tensões e forma de carga (triangular, quadrado, etc) (PINTO, 1991). Outro ponto a se considerar é o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico. O envelhecimento leva ao enrijecimento do ligante e diminui a capacidade de healing e relaxação de tensões, aumentando a susceptibilidade ao dano. O superaquecimento do ligante durante a usinagem, leva as misturas asfálticas a atingir temperatura de até 180°C, e assim com pelo menos 20°C acima do necessário para envolver os agregados, esse processo leva ao envelhecimento precoce, e por consequência, uma menor vida de fadiga (PINTO, 1991; KIM, 2009).

A adequada caracterização da resistência ao trincamento por fadiga de misturas asfálticas em laboratório é importante para a compreensão do desempenho de pavimentos flexíveis. No entanto, a avaliação do trincamento e acúmulo de tensões nos pavimentos é uma tarefa complexa, que requer o conhecimento de fatores como mecanismos de fratura em diferentes escalas do material, propriedades de relaxamento, interação entre as diferentes fases asfálticas e regime tensão-deformação (AURILIO, 2021).

De acordo com Underwood (2011) a caracterização do dano por fadiga e o processo de fissuração são abordados por duas teorias: a Mecânica da Fratura e a Mecânica do Dano Contínuo (DMC). A Mecânica da Fratura infere que os fenômenos intercorrendo na escala das microtrincas, presentes no interior do material, interferem diretamente no comportamento e respostas dos materiais diante dos carregamentos impostos (MELLO, 2008; COUTINHO, 2012; RODRIGUES, 2018). A teoria do DMC ignora os comportamentos do material em microescala, e busca caracterizar o material com base nas propriedades em macroescala, ou seja, o efeito líquido da microestrutura nas mudanças das propriedades observáveis como por exemplo, o módulo de rigidez (MELLO, 2008; NASCIMENTO, 2015). Segundo Wang (2011), em geral, a MDC pode ser interpretada como uma mecânica que leva em consideração os defeitos e danos existentes, mas suaviza os danos locais a partir da mecânica contínua ou de parâmetros de dano. Nessa pesquisa, será utilizada a Mecânica do Dano Contínuo.

2.2.1 Ensaios de avaliação de fadiga

A resistência à fadiga de misturas asfálticas é investigada tanto *in situ* quanto em laboratórios. Os ensaios *in situ* geralmente são realizados em escala real, aplicando cargas de tráfego controladas em trechos experimentais de pavimento ou utilizando pistas laboratoriais, lineares ou circulares (DE LA ROCHE, 1994), com

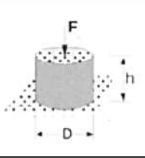
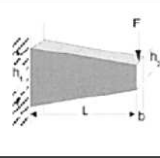
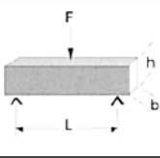
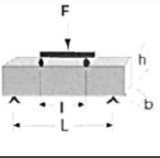
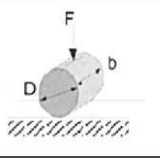
o objetivo de avaliar o desempenho do material em condições reais de operação. Os ensaios de laboratório investigam as propriedades do material em condições controladas, monitorando a evolução das suas propriedades fundamentais em carregamentos repetidos, que são bem diferentes dos ensaios in situ. Esses ensaios visam simular as cargas dinâmicas impostas pelo tráfego dos veículos nos pavimentos asfálticos, contudo sob condições climáticas e de carregamento restritas.

Devido à grande variabilidade das condições de campo, existem diversos tipos e configurações de ensaios laboratoriais, que buscam simular adequadamente essas condições. Os principais ensaios padrão para avaliação de fadiga são:

- I) Compressão diametral (Tração indireta), o método mais difundido no Brasil;
- II) Flexão em corpos de prova trapezoidais;
- III) Flexão em barras prismática ou vigas;
- IV) Tração direta.

A Figura 16 exibe as diferentes configurações de ensaios, onde é possível observar que apenas o ensaio de tração/compressão direta apresenta carregamento dito homogêneo.

Figura 16 - Diferentes configurações de ensaios de fadiga

Configuração do Ensaio					
Carregamento	Tração/Compressão Direta	Flexão em dois pontos	Flexão em três pontos	Flexão em quatro pontos	Tração indireta
	estado homogêneo	estado não homogêneo	estado não homogêneo	estado não homogêneo	estado não homogêneo

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

Os testes realizados em laboratório para caracterização da fadiga podem ser homogêneos ou não homogêneos. Nos testes homogêneos, as tensões se distribuem igualmente em todos os pontos do material no mesmo instante. Eles possuem a vantagem de permitir acesso direto ao comportamento do material, sem necessidade de formulação de hipóteses adicionais, diferente dos testes não homogêneos. Quando as tensões não são iguais em todos os pontos do material, faz-se necessário utilizar soluções estruturais para se obter a tensão em um determinado ponto de interesse, o que é denominado de situação não homogênea. Dessa forma, é possível inferir que apenas os ensaios uniaxiais de tração direta, ou tração-compressão, em corpos de prova cilíndricos podem ser considerados homogêneos (DI BENEDETTO *et al.*, 2004; TAPSOBA *et al.*, 2012).

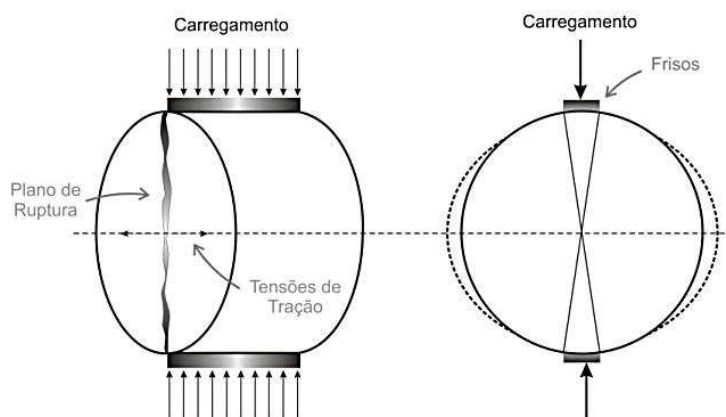
Deve-se ressaltar que é quase impossível para testes de fadiga em laboratório simular completamente as condições reais de campo, pois existem diversas variáveis que são muito difíceis de estimar ou simular em testes de laboratório. A exemplo disso tem-se os períodos de repouso aleatórios, estado de multi tensões e carregamento composto. Como resultado, muitas vezes há uma variação na vida de fadiga estimada em

laboratório e nas condições de campo. Para corrigir esses problemas na vida de fadiga, é necessário considerar um fator de deslocamento (*shift fator*) para relacionar o desempenho em laboratório e em campo. Sua magnitude varia, pois é baseado em certos fatores como espessura da camada asfáltica, propriedades da mistura, critério de falha por fadiga, condições ambientais e tipo de ensaio de fadiga (NCHRP 9-44, 2013).

- **Ensaio de tração indireta por compressão diametral**

O ensaio de tração sob compressão diametral (ou tração indireta) é o mais utilizado no Brasil, devido a sua configuração de ensaio simplificada, baixo custo e a facilidade de utilizar corpos de prova Marshall. Esse ensaio foi desenvolvido inicialmente no Brasil para determinar resistência à tração (RT) de corpos de prova de concreto a partir de carregamento monotônico, e posteriormente, foi adaptado para utilização de cargas repetidas e para misturas asfálticas. No ensaio de fadiga por compressão diametral são utilizados corpos de prova cilíndricos e carregados por compressão, atuando paralelamente ao plano vertical. Dessa forma, as tensões de tração se desenvolvem, indiretamente, no diâmetro perpendicular ao carregamento, originando um plano de ruptura ao longo do diâmetro carregado (BRITO, 2006), Figura 17.

Figura 17 - Configuração do ensaio de tração sob compressão diametral



Fonte: Brito (2006)

Durante o ensaio a tensão é mantida constante e o carregamento cíclico se dá com frequência de 1 ciclo por segundo, aplicando o pulso de carga em 0,1s seguido de 0,9 s de repouso, e o corpo de prova é submetido a um estado biaxial de tensões (PINTO, 1991).

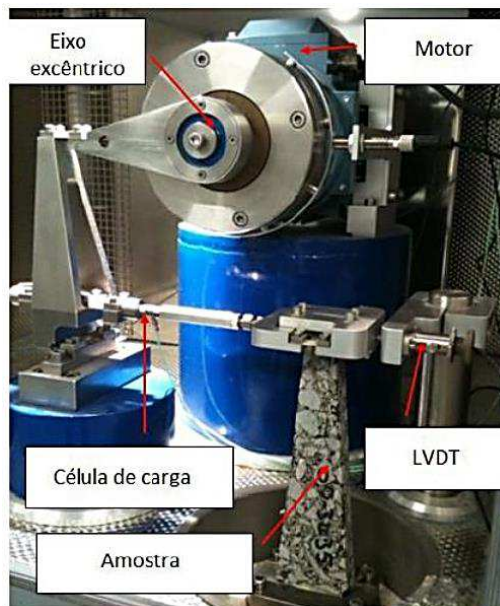
Essa configuração de ensaio apresenta algumas desvantagens como o surgimento de tensões cisalhantes ao longo dos frisos de aplicação de carga, levando ao acúmulo de deformação permanente nesses pontos, o que é indesejável para avaliar potencial de fissuração por fadiga e faz com que a vida de fadigado material seja subestimada (COLPO, 2014). Para tensões de tração elevadas (acima de 30% da RT) a parcela viscosa do material passa a predominar, comprometendo o mecanismo de fadiga (TANGELLA *et al.*, 1990; TAYEBALI *et al.*, 1994). Dessa forma, o ensaio apresentar execução simples e menor custo não é uma justificativa plausível para seu uso em detrimento dos demais (KIM *et al.*, 2002). Além disso, esse ensaio despende muito tempo, sendo outra grande desvantagem.

- **Ensaio de fadiga à flexão**

Os ensaios de fadiga à flexão buscam representar os esforços repetitivos de tração por flexão causados pelo tráfego dos veículos. Dentre os quais destacam-se o ensaio de fadiga à flexão em viga trapezoidal (flexão em dois pontos) e fadiga à flexão em viga quatro pontos.

No ensaio em viga trapezoidal (Figura 18), a amostra fica engastada na base maior, enquanto é aplicada uma tensão ou deformação horizontal na base menor, ocasionando em uma deformação de tração no terço médio da amostra (MOMM, 1998; COLPO, 2014).

Figura 18 - Configuração do ensaio de fadiga à flexão em amostra trapezoidal

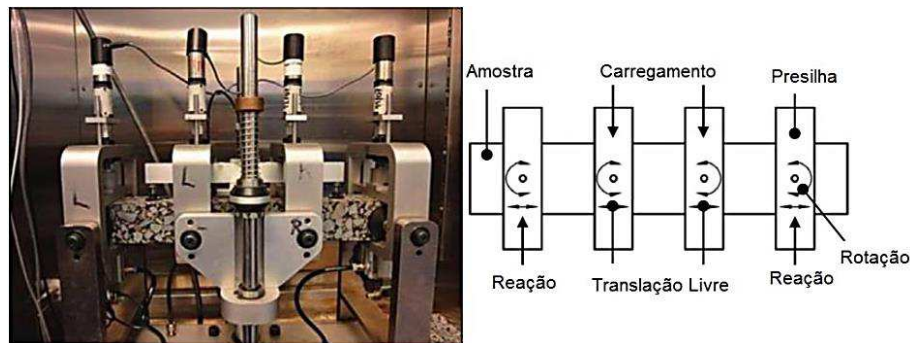


Fonte: Grenfell (2013)

Esse ensaio pode ser realizado com tensão ou deformação controlada. Em geral, é conduzido com frequência de 25 Hz (MOMM, 1998), tornando a sua execução mais rápida quando comparado com o ensaio de compressão diametral. Contudo, a moldagem das amostras prismáticas é uma grande desvantagem operacional em relação a amostras cilíndricas, pois geralmente as amostras são extraídas em campo ou moldadas em placas e serradas em laboratório.

O ensaio de flexão em viga quatro pontos é realizado submetendo amostras prismáticas à flexo-tração (Figura 19). As normas AASHTO T 321-07 e ASTM D 7460-10 descrevem o ensaio para vigas de misturas asfálticas, o Brasil ainda não dispõe de norma para o ensaio. As normas estabelecem a rigidez à flexão como a razão entre a tensão máxima de tração e a deformação máxima da viga. A frequência estabelecida para o ensaio é de 5Hz a 10 Hz e temperatura de 20°C. A forma de carregamento da viga é considerada semelhante às condições de campo, pois a região entre os dois apoios centrais possui momento fletor constante e os esforços cortantes são nulos (TAYEBALI *et al.*, 1994).

Figura 19 - Equipamento utilizado no ensaio de Flexão à Quatro Pontos



Fonte: Liu (2012)

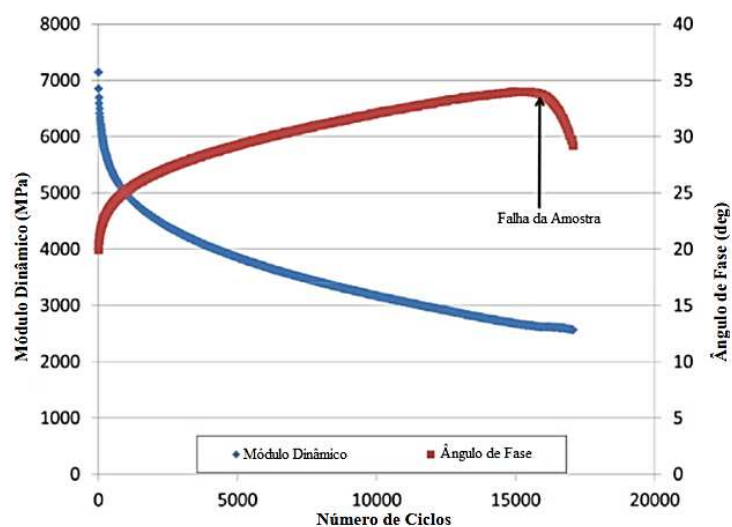
O ensaio de fadiga por flexão em viga quatro pontos pode ser realizado com tensão ou deformação controlada, contudo é realizado usualmente à tensão controlada. Apresenta a vantagem de a ruptura ocorrer em uma zona de tensão uniforme, sem influência do cisalhamento, auxiliando a reduzir o coeficiente de variação dos resultados, e, portanto, necessita de um número menor de amostras quando comparado a outros métodos (TANGELLA *et al.*, 1990). As amostras também são extraídas em campo ou moldadas em placas e depois serradas na forma de vigas no laboratório (COLPO *et al.*, 2014). Contudo, de acordo com Fontes (2009) esse ensaio apresenta algumas limitações, na estrutura do pavimento real o estado de tensões é essencialmente uniaxial, portanto, para comparar os resultados obtidos em laboratório com o desempenho em campo é preciso utilizar um shift fator.

O ensaio uniaxial cíclico de fadiga por tração direta vem sendo utilizado recentemente no protocolo de ensaios para obter as curvas características de dano em misturas asfálticas a partir do modelo de Dano em Meio Contínuo Viscoelástico (VECD) (UNDERWOOD *et al.*, 2012; AASHTO, 2014; SABOURI & KIM, 2014; NASCIMENTO, 2015; XIE & SHEN, 2015; KESHAVARZI & KIM, 2016; ZEIADA *et al.*, 2016; BABADOPULOS *et al.*, 2017; SCHUSTER, 2018). O ensaio de tração direta é visto como constitutivo, pois se baseia nas características fundamentais das misturas asfálticas nas solicitações de tração.

- **Ensaio de tração direta**

O ensaio de fadiga por tração direta é realizado aplicando uma deformação cíclica senoidal de amplitude constante a corpos de prova cilíndricos, até que, com a evolução e o acúmulo de dano, a amostra rompe por fadiga. A queda do ângulo de fase pode ser o parâmetro utilizado para detectar a falha (BABADOPULOS, 2014), conforme se observa na Figura 20.

Figura 20 - Determinação de ciclos até a falha do ensaio de fadiga S-VECD



Fonte: Adaptado Babadopulos (2014)

Ao longo do ensaio são coletados dados de deformação, carga, ângulo de fase e módulo dinâmico. A norma que rege o procedimento desse ensaio é a AASHTO TP 107-14 - *Determining the Damage Characteristics Curve of Asphalt Concrete from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests*. A Figura 21 ilustra o equipamento utilizado nesse tipo de ensaio, para caracterização de misturas asfálticas por meio do modelo VECD no trabalho de Mocelin (2018). A forma de carregamento do ensaio de tração direta é de fácil compreensão, em comparação aos demais ensaios, pois é desenvolvido um estado uniforme de tensão e deformações nas amostras (ZEIADA *et al.*, 2016).

Figura 21 - Equipamento de tração direta



Fonte: Mocelin (2018)

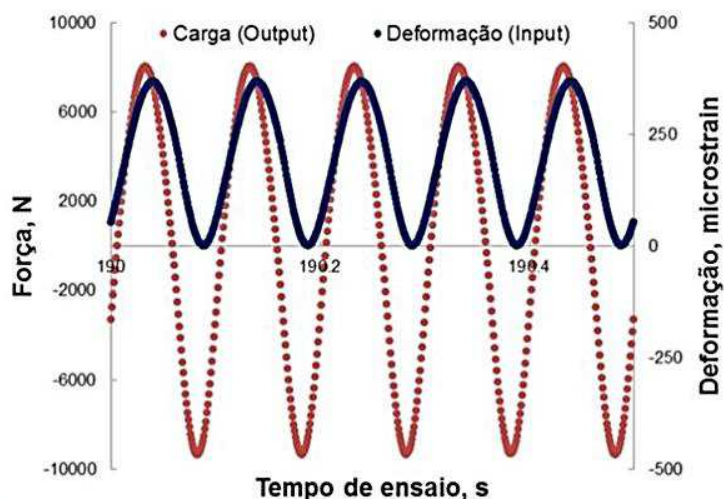
Uma das vantagens do ensaio de tração direta em relação aos demais é a sua rapidez. Esse ensaio é conduzido com frequência de 10 Hz e temperatura de 20°C, variando a amplitude de deformação. De acordo com

a norma AASHTO TP 107-14, são necessários três corpos de prova para caracterizar o dano e avaliar a fadiga de cada mistura asfáltica.

A execução do ensaio é dividida em duas fases. Inicialmente, aplica-se uma pequena tensão, mantendo a deformação entre 50 a $75\mu\epsilon$ *on-specimen*, medida nos LVDTs acoplados à amostra. A esse pequeno ensaio inicial denomina-se *fingerprint*, realizado para determinar o módulo complexo da mistura asfáltica, e assim controlar a variabilidade de amostra para amostra, de forma que a carga para um nível de deformação pré-estabelecido seja conhecida para cada corpo de prova. Em seguida, a amostra é submetida ao ensaio de fadiga propriamente dito, onde o atuador é programado para chegar a um deslocamento de pico constante em cada ciclo de carga (HOU *et al.*, 2010). Conforme foi mencionado anteriormente, o ensaio de tração direta é homogêneo, dessa forma, os dados obtidos em ensaio podem ser utilizados diretamente na caracterização da fadiga, não sendo necessárias soluções estruturais.

Durante o ensaio, os ciclos de carga são aplicados na amostra para atingir a deformação estabelecida inicialmente (Figura 22). De forma geral, o ensaio é iniciado com a aplicação de uma carga de tração até o corpo de prova atingir a deformação pré-estabelecida, depois o carregamento vai reduzindo até inverter o sinal, e a força passa a atuar na compressão. A amostra então sofre “compressão” para atingir suas dimensões iniciais, mas não ocorre deformação por compressão, o corpo de prova não reduz além das suas dimensões iniciais, por isso diz-se que o ensaio é de tração direta, já que as deformações não acontecem por compressão.

Figura 22 - Aplicação dos ciclos de carga no ensaio de tração direta



Fonte: Nascimento (2015)

Para esse ensaio podem ser utilizadas diferentes abordagens de fadiga. Podem ser aplicados os critérios de falha tradicionais de forma direta, a partir do monitoramento de tensões e deformações, ângulo de fase e módulo dinâmico ao longo do ensaio. E com a determinação do ciclo de falha (Nf), segue-se com o uso das curvas de Wöhler.

O ensaio de tração direta permite também a caracterização de misturas asfálticas a partir do modelo S-VECD, sendo necessário realizar o ensaio de módulo complexo para cada mistura asfáltica, objetivando determinar

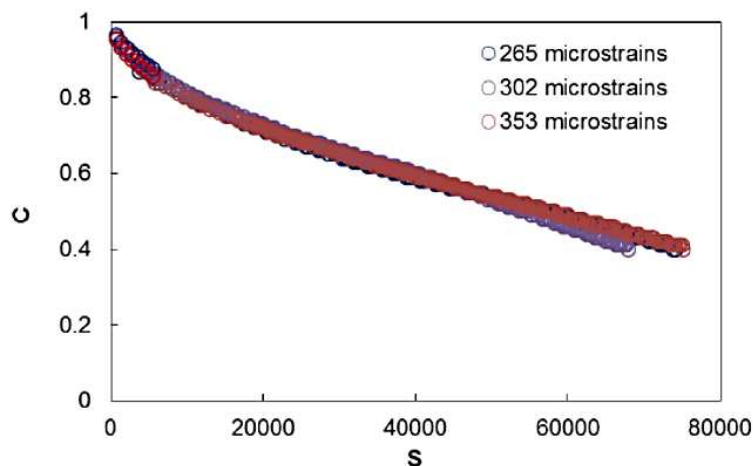
as propriedades viscoelásticas lineares. Deve-se ressaltar que, mesmo para diferentes abordagens de vida de fadiga, os dados são obtidos do mesmo ensaio nas mesmas configurações. Nos critérios tradicionais a avaliação é feita para uma temperatura de referência, diferente do modelo S-VECD, onde se obtém uma curva característica e propriedades fundamentais que independem das condições de ensaio, inclusive temperatura (SCHUSTER, 2018). O modelo S-VECD, sua teoria, critério de falha e curva característica do dano serão apresentados na próxima seção.

2.3 MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTÍNUO (VECD)

Na Carolina do Norte, nos EUA, um grupo de pesquisadores, liderados pelo professor Y. Richard Kim, desenvolveram um modelo constitutivo denominado Viscoelastic Continuum Damage (VECD) para caracterizar a fadiga em misturas asfálticas. Esse modelo constitutivo é capaz de representar o comportamento tensão/deformação de concretos asfálticos mesmo com microtrincas distribuídas. A partir de uma abordagem mecanística, o VECD utiliza as propriedades fundamentais dos materiais para caracterizar de forma efetiva o comportamento dos concretos asfálticos submetidos a diferentes condições de temperatura e carregamento, por meio de um programa experimental eficiente e simplificado (DANIEL e KIM, 2002; NASCIMENTO, 2015). Nas teorias de dano contínuo, dentre as quais está o modelo VECD, os comportamentos em microescala são ignorados e se busca caracterizar o material com base nas propriedades em macroescala, ou seja, o efeito líquido da microestrutura nas mudanças das propriedades observáveis (MELLO, 2008; NASCIMENTO, 2015).

A chave do modelo é a denominada curva característica do dano (Figura 23), onde se relacionam a integridade (C) com o dano acumulado ao longo do ensaio (S), que são propriedades fundamentais do material e independem das condições de ensaio (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). Portanto, esse modelo constitutivo apresenta potencial para prever o dano por fadiga de camadas asfálticas sujeitas a condições diversas em campo ao longo da sua vida útil (HOU, 2009).

Figura 23 - Curva característica de dano, similar para três níveis



Fonte: Nascimento (2014)

Para utilizar o modelo VECD dois parâmetros devem ser quantificados: a pseudorrigidez (C), denominada também integridade do material e o dano (S), que são parâmetros únicos de um dado material, e definidos pela Curva Característica de Dano (C vs S). Nascimento *et al.* (2014) observa que, mesmo variando as condições de ensaio, que pode ser cíclico ou monotônico, controlando tensão ou deformação, para amplitudes, frequências e até temperaturas diferentes, a curva C vs S não muda, é a mesma da temperatura reduzida de referência do ensaio.

O modelo VECD foi concebido inicialmente para ensaios motônicos (de carga constante), contudo, em virtude da baixa capacidade de carga do *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT), equipamento utilizado amplamente nos Estados Unidos e devido à necessidade de adotar um critério de ruptura, adotou-se uma simplificação para ensaios cíclicos. A forma de análise original é mantida para o primeiro ciclo, onde o acúmulo de dano é bem significativo, e para os demais ciclos a análise é modificada para carregamento cíclico. O modelo para ensaios cíclicos é denominado *Simplified Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD).

O modelo VECD se baseia em três pilares principais: (i) Princípio da correspondência elástico-viscoelástico; (ii) Teoria do trabalho potencial de Schapery e; (iii) Superposição tempo-temperatura com dano. Esses tópicos são abordados a seguir.

2.3.1 Princípio da correspondência elástico-viscoelástico

Schapery (1984) propôs utilizar o princípio de correspondência elástico-viscoelástico para resolver problemas viscoelásticos. Esse princípio consiste na simplificação matemática das equações clássicas viscoelásticas em problemas representados por equações elásticas. Isso é possível com o uso das denominadas pseudo-variáveis, que substituem as tensões ou deformações físicas impostas ao material. Essa simplificação torna possível que uma classe ampla de princípios de correspondência possa ser estabelecida e aplicadas a análises de deformação viscoelásticas (HOU, 2009, KIM, 2009).

A pseudo-deformação uniaxial (ε^R) é determinada por Schapery (1984) utilizando a equação (24). Esta variável possui valor semelhante à deformação, mas não inclui os efeitos do tempo.

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E^R} \int_0^t E(t-\tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (24)$$

Onde:

ε^R é a pseudo-deformação e ε a deformação (m/m);

E^R o módulo de referência (Pa) e $E(t)$ o módulo de relaxação (Pa);

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

Considerando a equação (24) de tensão-deformação para materiais viscoelásticos lineares tem-se:

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

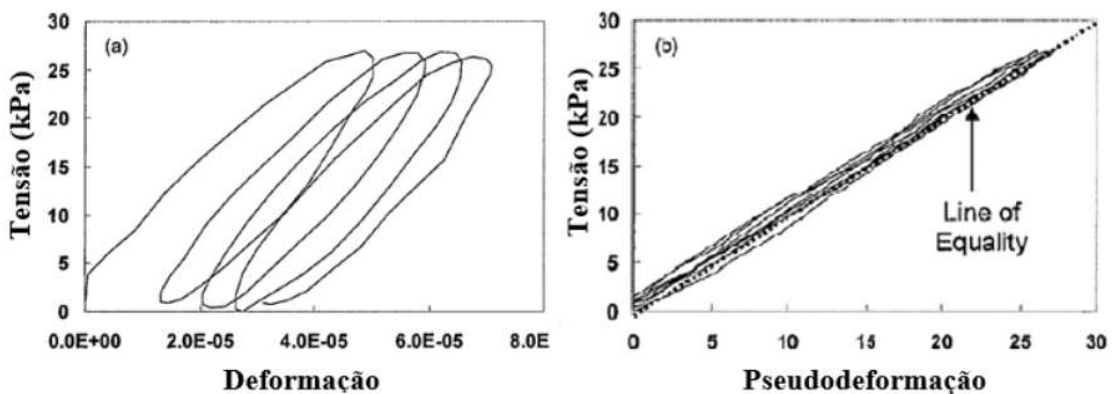
Pode-se observar que as equações (24) e (25) podem assumir a forma:

$$\sigma = E_R \times \varepsilon^R \quad (26)$$

É possível observar que a equação (26) assume forma similar à lei de Hooke para materiais elásticos, apesar de descrever o comportamento de materiais viscoelásticos. Isso significa que em condições de viscoelásticas lineares a razão entre σ e ε^R é unitária ($E_R = 1$), assim a correspondência entre as relações tensão/deformação viscoelásticas e elásticas é encontrada. Quando essa razão é diferente da unidade, está ocorrendo dano no material (HOU, 2009; BABADOPULOS, 2014).

Utilizando essa deformação, o gráfico de tensão x deformação é linearizado e convertido em tensão x pseudodeformação (Figura 24).

Figura 24 - Gráfico de tensão x deformação e tensão x pseudodeformação para materiais LVE



Fonte: Adaptado Kim (2009)

De acordo com Kim (2009), a integral de convolução da equação (24) demonstra que o comportamento de histerese do ligante asfáltico depende de todo o histórico de carregamento, permitindo essa correspondência. Dessa forma, a histerese do primeiro gráfico que se deve apenas ao comportamento LVE, é eliminada no segundo gráfico, transformando o comportamento tempo-dependente em elástico linear. Portanto, é visível que a variação de pseudorigidez se deve apenas ao dano da amostra.

Conforme foi visto anteriormente, quando $E_R=1$, a pseudodeformação é igual à tensão viscoelástica linear, e a razão tensão/pseudodeformação é conhecida também como pseudorigidez (C) e apresenta valor unitário. O parâmetro C é um dos principais do VECD e representa fisicamente a integridade do material. Ele é calculado pela razão demonstrada na equação (27).

$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R} \quad (27)$$

O cálculo da pseudodeformação utilizando da equação (25) pode ser custoso computacionalmente, já que a integral é calculada por partes para cada intervalo de tempo anterior ao intervalo que se deseja avaliar. Devido a essa complexidade é sugerido por Kim (2009) uma rotina mais simplificada, a partir do uso de variáveis de estado que descrevem o comportamento de cada elemento de Maxwell. Essa técnica converte o procedimento da integral de convolução da equação (25) no procedimento algébrico das equações (28), (29) e (30).

$$\varepsilon^{R(n+1)} = \frac{1}{E^R} \left[\eta_0^{n+1} + \sum_{i=1}^m \eta_i^{n+1} \right] \quad (28)$$

Onde:

$\varepsilon^{R(n+1)}$ é a pseudodeformação no ciclo n+1;

E_R o módulo de referência;

η_0 e η_i são as variáveis de estado obtidas a partir de séries de Prony, e demonstradas nas equações (29) e (30) a seguir.

$$\eta_0^{n+1} = E_\infty (\varepsilon^{n+1} - \varepsilon^0) \quad (29)$$

$$\eta_i^{n+1} = e^{-\Delta t/\rho_i} \eta_i^n + E_i e^{-\Delta t/2\rho_i} (\varepsilon^{n+1} - \varepsilon^n) \quad (30)$$

Onde:

η_0^n é a variável de estado para resposta puramente elástica do modelo de Maxwell no n-ésimo instante;

η_i^n é a variável de estado para o i-ésimo elemento de Maxwell no n-ésimo instante;

E_∞ é o módulo de equilíbrio de longo prazo (MPa);

ρ_i é o tempo de relaxação.

Existe ainda a necessidade de uma variável de dano relacionada à pseudorrigidez C , que dimensione a queda da integridade com o crescimento do dano. Para adotar uma representação analítica do dano, é utilizada a Teoria do Trabalho Potencial, desenvolvida por Schapery (1990).

2.3.2 Teoria do Trabalho Potencial

A Teoria de Trabalho Potencial foi desenvolvida por Schapery (1990) descreve a redução das propriedades dos materiais elásticos segundo o nível de dano. De acordo com o autor, quando o dano ocorre devido a cargas externas, o trabalho realizado não é inteiramente armazenado na forma de energia de deformação, ele é parcialmente consumido levando à danificação do material. A quantificação do trabalho necessário para danificar um material é expressa por uma função de variáveis de estado interno, baseada na termodinâmica dos processos irreversíveis.

O desempenho mecânico de um material elástico que apresenta mudanças estruturais é estabelecido por meio da relação entre as tensões generalizadas (σ_i) e as deformações generalizadas (ε_i). Essas variáveis

generalizadas são transformadas em variáveis físicas em diversos casos, podem ser força e deslocamento ou tensão e deformação, dependendo da situação. Portanto, para esses materiais tem-se a seguinte relação:

$$\delta W = \sigma_i \times \delta \varepsilon_i \quad (31)$$

Onde:

δW é o trabalho virtual e $\delta \varepsilon_i$ as deformações virtuais.

De acordo com essa teoria, há uma função densidade de energia de deformação $W = W(\varepsilon, S_m)$ em que S_m representa as variáveis de estado internas do material. Essas teorias apresentadas são aplicadas a materiais elásticos, contudo por meio do princípio de correspondência elástico-viscoelástico descrito na seção anterior, a teoria do trabalho potencial pode ser estendida aos materiais viscoelásticos. Para tanto, as equações passam a ser escritas em termos de pseudodeformação no lugar de deformação física. E a função densidade de energia de deformação descrita anteriormente, se torna a função densidade de energia de pseudodeformação:

$$W^R = W^R(\varepsilon^R, S_m) \quad (32)$$

Onde:

S_m é a variável de estado interno de dano e W^R é a densidade de energia de pseudodeformação.

Da mesma forma, a relação de tensão e deformação, utilizando as variáveis de estado interno, passa a ser representada pela equação (33).

$$\sigma = \frac{\partial W^R}{\partial \varepsilon^R} \quad (33)$$

A evolução do dano (S) é obtida pela equação apresentada por Schapery (1975) e Schapery (1984), e demonstrada abaixo:

$$S_m = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S_m}\right)^{\alpha_m} \quad (34)$$

Onde:

S_m é a taxa de evolução do dano;

W^R é a função densidade de energia de pseudodeformação;

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

Foi apresentada então a lei de evolução do dano para materiais viscoelásticos. Essa lei determina uma variável de estado interno (S_m) que mensura o dano do material, definido pelas mudanças estruturais que levam à redução da rigidez.

Pode-se verificar que as equações constitutivas para materiais LVE sem danos (equação 35) e com dano (equação 36) são as apresentadas abaixo:

$$\sigma = E_R \varepsilon^R \quad (35)$$

$$\sigma = C(S) \varepsilon^R \quad (36)$$

Onde:

$C(S)$ é a pseudorrigidez relacionada à função dano (S).

De acordo com Kim (2009), já que W_R é uma medida de trabalho, seu valor pode ser obtido pela área sob o gráfico da curva de tensão versus pseudodeformação uniaxial, conforme se observa na equação (37).

$$W^R = \frac{1}{2} C(S) (\varepsilon^R)^2 \quad (37)$$

De acordo com Lee e Kim (1998a, 1998b), uma aproximação numérica pode ser empregada na obtenção da variável S em função do tempo:

$$S = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{2} (\varepsilon^R)^2 (C_{i-1} - C_1) \right]^{1+\alpha} (t_{i-1} - t_1)^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (38)$$

2.3.3 Princípio da superposição tempo-temperatura com dano contínuo

O princípio da superposição tempo-temperatura já foi abordado anteriormente. As misturas asfálticas consideradas termo reologicamente simples são aquelas que o nível de deformações impostas se encontra dentro do intervalo viscoelástico linear. A redução dos protocolos de ensaio proporcionada pelo princípio seria válida apenas para os estados sem dano. Portanto, nos ensaios de fadiga não seria possível avaliar todo o espectro de comportamento a partir de apenas uma temperatura de referência, e para realizar toda a caracterização de dano por fadiga seriam necessárias várias temperaturas, se tornando um processo muito trabalhoso e inviável.

Chehab *et al.* (2002) demonstrou em seu estudo que o princípio da superposição tempo-temperatura também se estende a misturas asfálticas danificadas. Os autores, estabeleceram níveis de deformação altos para danificar as amostras, e utilizaram o pressuposto de que se princípio de superposição tempo-temperatura é válido para os estados de danificação, os *shifts factors* para translação das isotermas seriam os mesmos da curva mestra no domínio viscoelástico linear (sem dano).

A pesquisa demonstrou que os mesmos fatores de deslocamento para a curva mestra do material íntegro funcionam para o material deformado (com dano), já que a translação atua em diferentes temperaturas formando uma curva única da tensão pelo tempo reduzido, mesmo quando o dano existe. Esses pressupostos tornam possível a análise de fadiga em misturas asfálticas para um menor intervalo de tempo, com a grande redução do protocolo de caracterização.

2.3.4 Modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD)

O modelo VECD baseava-se em ensaios monotônicos. O principal resultado dessa configuração de ensaio é a curva característica de dano, contudo ainda haviam algumas desvantagens como: as cargas muito elevadas necessárias para a realização do ensaio, e a incapacidade de inserir um critério de falha. De acordo com Underwood *et al.* (2012) a carga solicitada para o teste chegava a valores próximos ao limite do equipamento, onde normalmente a *Asphalt Mixture Performance Tester* – AMPT era o equipamento de teste padrão nos laboratórios dos Estados Unidos. Em relação ao critério de falha, esse é um dos principais elementos para um modelo de previsão de fadiga, contudo, assim como disserta Babadopulos (2014) em ensaios monotônicos não é possível obter um critério de falha, pois não são aplicados ciclos.

Underwood *et al.* (2009) lançaram uma solução para as deficiências do modelo anterior, aumentando a aplicabilidade do ensaio e reduzindo o tempo de caracterização das misturas asfálticas. De acordo com Kim (2009) o modelo S-VECD (*Simplified Viscoelastic Continuum Damage*) foi concebido para ser utilizado nos laboratórios para a caracterização do dano por fadiga economizando tempo e a partir de ensaios cíclicos, tornando possível obter um critério de falha. Esse modelo simplificado proporciona uma execução mais precisa e completa do dano contínuo, e é fundamentado pelos trabalhos de Underwood *et al.* (2009) e Underwood *et al.* (2012).

A grande vantagem do modelo S-VECD é a derivação bastante rigorosa do VECD, apresentando uma estrutura fechada mecanicamente. Isso significa que esse modelo pode ser utilizado em ferramentas de análise estrutural, a exemplo do método dos elementos finitos, não sendo necessários ajustes empíricos (SCHUSTER, 2018). Além disso, também é possível obter as propriedades de dano das misturas asfálticas independente das condições de ensaio, como temperatura, amplitude de cargas, forma de carregamento (controle de tensão ou deformação), entre outros. Dessa forma, é possível obter o comportamento do material para condições diversas, diferentes daquelas utilizadas na realização dos ensaios, reduzindo o escopo experimental para caracterização do dano.

Conforme disserta Underwood (2011) o S-VECD combina precisão e simplicidade. Isso se deve à divisão entre a fase transitória (correspondente ao primeiro ciclo de carga) e cíclica (correspondente aos demais ciclos de carga). Segundo Underwood *et al.* (2012) a taxa de evolução do dano no primeiro ciclo de carregamento é bastante significativa, e, portanto, o método de cálculo nesse primeiro ciclo deve ter mais rigor em relação aos demais. Isso ocorre porque as bases do S-VECD não são suficientemente precisas para esse momento inicial, e as observações experimentais mostraram que, extrapolar os resultados do primeiro ciclo compromete os demais. Tem-se, portanto, a condição seguinte para caracterizar a evolução do dano:

$$dS = \begin{cases} dS_{transitório} & \xi \leq \xi_p \\ dS_{cíclico} & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (39)$$

Onde:

ξ é o tempo reduzido e ξ_p é o tempo de pico reduzido.

O princípio de superposição tempo-temperatura é aplicado para considerar a influência da temperatura no comportamento viscoelástico. Dessa forma, o tempo reduzido (ξ) é definido pela equação (40):

$$\xi = \frac{1}{a_t} \times t \quad (40)$$

A equação (40) é utilizada para calcular o tempo reduzido no primeiro pico de carga, onde o ensaio ainda não atingiu o estado estacionário (BABADOPULOS, 2014). Para os demais ciclos o procedimento de cálculo do tempo reduzido é simplificado por meio da equação (41):

$$\xi = \frac{1}{a_t} \left[\frac{t_{pico} + t_{vale}}{2} \right] \quad (41)$$

A simplificação é iniciada a partir do novo cálculo para a pseudodeformação. O processo anterior para cálculo da pseudodeformação (ε^R) a partir da integral de convolução é rigoroso e preciso (equação 25). Contudo, de acordo com Hou (2010), ao aplicar a ensaios cíclicos, torna-se um método bastante dispendioso computacionalmente, e demanda muito tempo de análise. O método simplificado, é utilizado apenas para o cálculo dos ciclos (o método rigoroso continua sendo adotado no primeiro ciclo de carga, quando os dados do ensaio ainda estão em estado transitório), reduzindo significativamente o número de dados e sem propagar erros significantes.

É considerado então, que o acúmulo de dano por fadiga ocorre somente durante o carregamento de tração, e dessa forma, tem-se a pseudodeformação de amplitude de tração ($\varepsilon_{0,ta}^R$) (SCHUSTER, 2018). Essa pseudodeformação é calculada como o produto da deformação e módulo dinâmico, para cada temperatura e frequência analisada, conforme é apresentado na equação (42).

$$(\varepsilon_{0,ta}^R) = \frac{1}{E_R} \times \frac{\beta + 1}{2} ((\varepsilon_{0,pp}) \times |E^*|_{LVE}) \quad (42)$$

Onde:

$\varepsilon_{0,pp}$ é a amplitude de deformação pico a pico e $|E^*|_{LVE}$ é o módulo dinâmico nas condições viscoelásticas lineares.

A variável β é denominada fator de forma do carregamento e permite quantificar o esforço de tração para o histórico de carregamento, ele é calculado conforme a equação (43).

$$\beta = \frac{\sigma_{pico} + \sigma_{vale}}{|\sigma_{pico}| + |\sigma_{vale}|} \quad (43)$$

É possível observar que quando $\beta = 1$ todo o histórico de carregamento é de tração, já quando $\beta = 0$ metade do histórico é de tração, e para $\beta = -1$ toda a história é de compressão.

A pseudorrigidez (C) é calculada conforme a equação (44) para o estado transitório, já que até o primeiro pico de carregamento do ensaio a amostra está sendo sempre tracionada. Para os demais ciclos, é utilizada a metodologia simplificada conforme a equação (45).

$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R \times DMR} \quad (44)$$

$$C^* = \frac{(\beta + 1)}{2} \times \frac{(\sigma_{0,pp})}{(\varepsilon_{0,ta}^R) \times DMR} \quad (45)$$

Onde:

$\sigma_{0,pp}$ é a tensão de pico a pico e $\varepsilon_{0,ta}^R$ é a pseudodeformação de amplitude de tração.

A pseudorrigidez é normalizada a partir da razão de módulo dinâmico (*Dynamic Modulus Ratio* – DMR). Essa normalização objetiva retirar a variabilidade entre os corpos de prova dos resultados dos ensaios. O DMR é calculado conforme a equação (46).

$$DMR = \frac{|E^*|_{fingerprint}}{|E^*|_{LVE}} \quad (46)$$

Na equação (46) $|E^*|_{LVE}$ é o módulo dinâmico do material para determinada frequência e temperatura de ensaio, obtido por meio da curva mestra do comportamento viscoelástico linear, a partir do ensaio de módulo complexo. Já o $|E^*|_{fingerprint}$ é o módulo do material obtido pelo procedimento denominado fingerprint, que antecede o ensaio de fadiga por tração direta, nesse procedimento são aplicadas deformações muito pequenas de forma que não seja induzido dano ao material, e este se mantenha no regime viscoelástico linear. Segundo Nascimento (2015) os valores do DMR devem estar entre 1,1 e 0,9, ou seja, é permitida uma variabilidade das amostras de no máximo 10%.

Por último, o parâmetro taxa de evolução do dano (dS) é calculado de duas formas diferentes no modelo S-VECD, para o primeiro ciclo de carga conforme a equação (47) e no cálculo cíclico segundo a equação (48).

$$dS_{transitório} = \left(-\frac{DMR}{2} (\varepsilon^R)_j^2 \Delta C_j \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta \xi)_j^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \quad (47)$$

$$dS_{ciclo} = \left(-\frac{DMR}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \Delta C_i \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta N_i \times \xi_p \times K_1)^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (48)$$

Onde:

ΔN_i é a variação de número de ciclos;

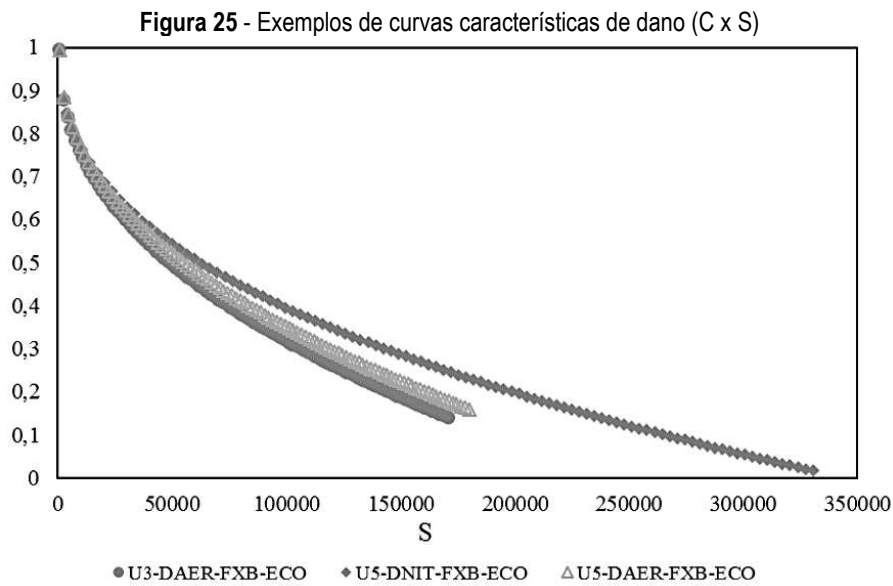
ξ_p é o tempo reduzido de pulso;

e K_1 é o fator de ajuste de carga.

O fator de ajuste K_1 depende do histórico de carregamento, e partindo do pressuposto de que a evolução do dano para um único ciclo de carregamento é relativamente pequeno, pode ser expresso pela equação (49) (Underwood *et al.* 2009).

$$K_1 = \frac{1}{\Delta\xi} \left[\frac{1}{\beta+1} \int_{\xi_i}^{\xi_f} (\beta - \cos(2\pi ft))^{2\alpha} d\xi \right] \quad (49)$$

Onde as constantes ξ_i e ξ_f são os tempos reduzidos do início e fim do intervalo de tração de cada ciclo. Segundo Underwood (2011) o ajuste da curva característica do dano (Figura 25) pode ser realizado por uma função exponencial (equação 49) ou uma lei de potência (equação 50), a depender do material. O número de ciclos até a ruptura (N_f) é determinado pelo critério do pico do ângulo de fase apresentado por Reese (1997). Esse procedimento é preciso e consistente com o ensaio (NOROUZI, 2015).



Fonte: Schuster (2018)

$$C(S) = e^{aS^b} \quad (49)$$

$$C(S) = 1 - C_{11}S^{C_{12}} \quad (50)$$

Onde:

a, b, C_{11} e C_{12} são parâmetros de ajuste.

A descrição do procedimento de ensaio e método de cálculo são apresentados na norma AASHTO TP 107 (2014), possibilitando obter a curva característica do dano para o material de interesse. A formulação final

completa das equações que compõem o modelo S-VECD é bastante ampla, para melhor entendimento é sugerido a leituras de alguns trabalhos, dentre os quais pode-se citar: Kim et al. (2008), Underwood *et al.* (2009), Underwood *et al.* (2010), Hou (2010) e Underwood *et al.* (2012). Além desses, Nascimento (2015), Boeira (2018) e Schuster (2018) apresentam uma revisão ampla do modelo.

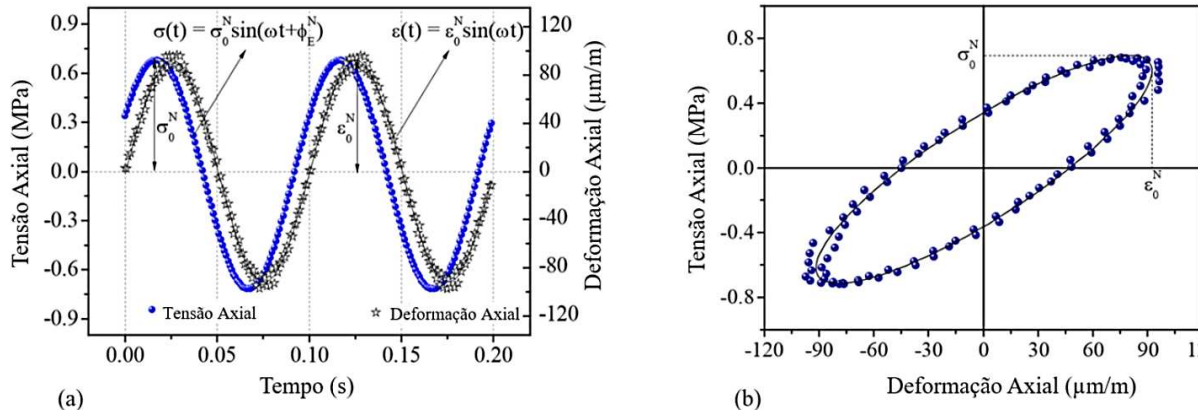
2.3.5 Critério de falha por fadiga do modelo S-VECD

O desenvolvimento de modelos de fadiga baseados na teoria da viscoelasticidade e mecânica do dano contínuo trouxeram uma melhor compreensão acerca da evolução do dano em misturas asfálticas, para diferentes condições ambientais e de carregamento. Esses modelos de previsão de dano precisam de um critério de falha que seja preciso e eficiente, e para isso seja baseado em propriedades fundamentais do material.

Os critérios de ruptura clássicos dos ensaios de fadiga baseiam-se na redução, normalmente em torno de 50%, do módulo inicial da amostra (TAYEBALI et al., 1992; HARVEY et al., 1995; SHEN e LU, 2011), ou na ruptura completa da amostra, especificando o número de ciclos quando o corpo de prova rompe (TAYEBALI et al., 1994; DNIT 183, 2018). Apesar do critério de redução de 50% da rigidez ser amplamente utilizado para misturas asfálticas, muitos autores não o consideram adequado para definir a ruptura, pois as misturas podem exibir capacidades de dano diferentes, e portanto, apresentar diferentes reduções de módulo na ruptura (SABOURI e KIM, 2014; BABADOPULOS et al., 2016). De acordo com Wang *et al.* (2015) estes critérios se baseiam em uma definição arbitrária sem justificativa teórica ou fenomenológica. Rowe e Bouldin (2000) desenvolveram um critério com base na taxa de energia reduzida, definida pelo número do ciclo multiplicado pela rigidez da amostra. Portanto, a ruptura é definida como o pico do gráfico em que é plotada a taxa de energia (S_i) versus o número de ciclos (N_i), podendo ser utilizado para ensaios sob tensão ou deformação controlada. A norma AASHTO T-321 (2017) utiliza esse critério para os ensaios de fadiga à flexão em quatro pontos sob deformação controlada

Alguns autores desenvolveram critérios de ruptura baseados na energia dissipada pelo material durante o carregamento cíclico, denominada abordagem energética (SHEN e CARPENTER, 2005, 2006, 2007; SHEN et al., 2010; ABOJARADEH, 2013). Os materiais viscoelásticos, ao serem submetidos a cargas cíclicas, apresentam um ciclo de histerese, pois o caminho de carga e descarga não é coincidente devido à viscoelasticidade (Figura 26-a), a curva da relação de tensão e deformação apresenta o formato de uma elipse (Figura 26-b).

Figura 26 - Relação tensão-deformação em materiais LVE com ensaio tração-compressão



Fonte: adaptado Di Benedetto et al. (2011)

A área dentro desse loop (elipse) corresponde à energia dissipada nesse ciclo de carregamento (GHUZLAN e CARPENTER, 2000) e pode ser calculada conforme a equação (51).

$$DE_i = \pi \varepsilon_i \sigma_i \text{sen}(\varphi_i) \quad (51)$$

Onde:

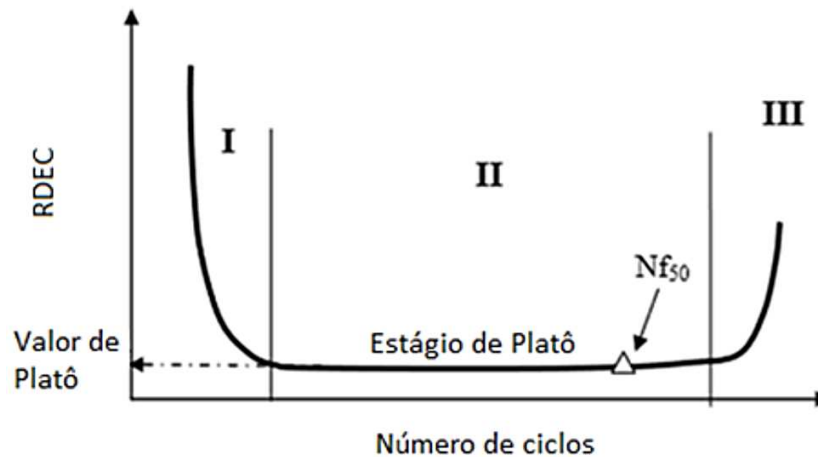
DE_i é a energia dissipada durante o carregamento i ;

ε_i e σ_i são a amplitude de deformação e de tensão no ciclo de carregamento i , respectivamente;

φ_i é o ângulo de defasagem entre a tensão e deformação no carregamento i .

Ghuzlan e Carpenter (2000) apresentaram a taxa de variação de energia dissipada (RDEC - ratio of dissipated energy change) para definir a ruptura por fadiga em misturas. Esta taxa é definida pela razão entre a energia dissipada em dois ciclos consecutivos e a energia total dissipada no ciclo de carga em questão. O parâmetro RDEC plotado em relação ao número (Figura 27), e a curva definida pode ser dividida em três partes. No estágio I acontece um decréscimo intenso da RDEC, provavelmente apenas em virtude da acomodação do material com a aplicação do carregamento cíclico. No estágio II, também denominado de fase platô, a porcentagem de energia convertida em dano é constante, até o ponto em que o valor de RDEC aumenta rapidamente, levando à ruptura da amostra, representado pelo estágio III. De acordo com Kim (2009) este último estágio é o mais crítico, em que o dano por ciclo é extremamente alto, e a cicatrização (healing) que leva uma recuperação da rigidez dificilmente ocorre.

Figura 27 - Evolução da taxa de variação da energia dissipada



Fonte: Carpenter et al. (2003)

O critério de ruptura com base na energia dissipada durante os ciclos de fadiga é considerado apropriado por alguns autores (ABOJARADEH, 2013; SUBHY et al., 2017). Contudo, a energia não é dissipada somente pelo surgimento de dano na amostra, mas também em função da viscoelasticidade e da deformação plástica, de forma que é considerado uma abordagem inadequada (SABOURI e KIM, 2014; NASCIMENTO, 2015). Portanto, para utilizar a dissipação de energia como critério de falha seria necessário separar os efeitos que também contribuem para isso, além de não ter sido implementado ao modelo S-VECD.

O critério utilizado nos ensaios de modelagem de dano contínuo é queda do ângulo de fase, proposto por Reese (1997). De acordo com essa abordagem à medida que a amostra vai sendo danificada, com a formação de microtrincas, a elasticidade do material reduz e ocorre o aumento estável do ângulo de fase. Ao parar de acumular dano, devido ao surgimento de uma macrotrinca, ocorre a queda acentuada do ângulo de fase, e esse ponto de reversão é definido como a ruptura (ZHANG *et al.*, 2013). O critério do ângulo de fase define bem a vida a vida de fadiga, contudo, o problema dessa análise é que os modelos de dano contínuo, como por exemplo o VECD, não possuem capacidade de prever a evolução do ângulo de fase. Dessa forma, o critério define bem a falha, mas não é capaz de prevê-la (WANG & KIM, 2017; GUDIPUDI & UNDERWOOD, 2016).

Dessa forma, já que os critérios tradicionais ou são muito empíricos ou não se adaptam ao modelo S-VECD, necessita-se de um critério novo de falha que se adapte ao modelo e seja preciso. Sabouri e kim (2014) desenvolveram um novo critério de ruptura, que independe das condições de carregamento e combina a queda do ângulo de fase com a pseudoenergia liberada no ensaio. A capacidade de armazenar energia de um material é medida pela energia de pseudodeformação (W_{max}^R), que para cada ciclo é calculada conforme a equação (52).

$$W_{max}^R = \frac{1}{2} C (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \quad (52)$$

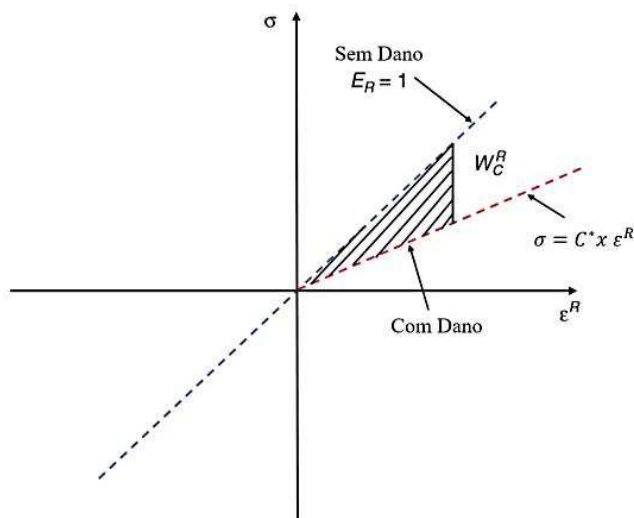
Onde:

C é a integridade do material e $\varepsilon_{0,ta}^R$ é a pseudodeformação de tração.

A capacidade do material de armazenar energia reduz à medida que o dano se acumula, com a diminuição da pseudorrigidez (C). Portanto, a diferença entre a energia de pseudodeformação máxima acumulada a cada ciclo e o estado sem dano, é obtida a perda de energia acumulada devido à propagação do dano. Essa perda de energia é denominada energia de pseudodeformação total dissipada W_C^R .

Para calcular W_C^R , é assumido que o *loop* de pseudohisterese pode ser representado por uma reta com inclinação equivalente à pseudorrigidez para o ciclo atual. Portanto, o triângulo formado pelas três retas: a) reta sem dano (inicial) - $\sigma = \varepsilon^R$; b) reta atual de dano - $\sigma = C \varepsilon^R$ e c) linha de máxima pseudodeformação $\varepsilon^R = \varepsilon_{max}^R$, possui área correspondente ao valor de W_C^R , (Figura 28) (ZHANG *et al.*, 2013; BABADOPULOS *et al.*, 2018).

Figura 28 - Representação da área correspondente à energia de pseudodeformação dissipada (W_C^R)



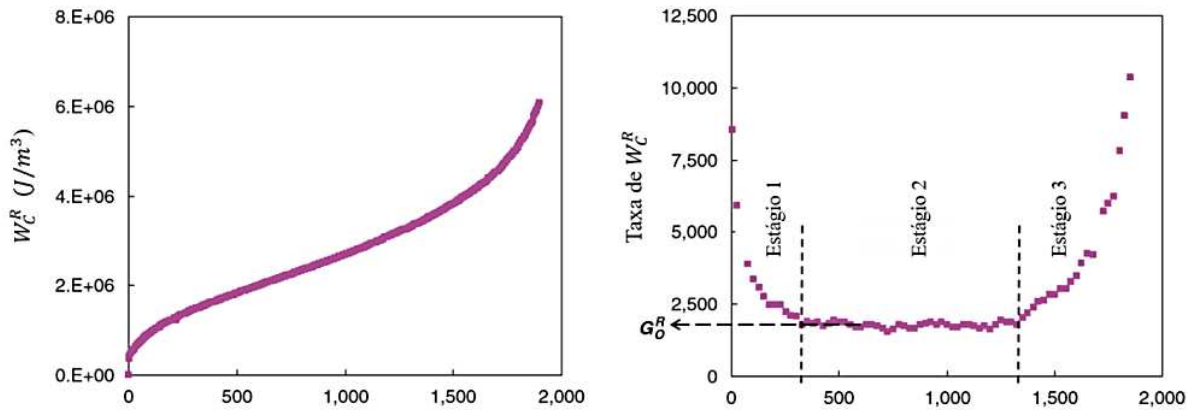
Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2013)

W_C^R pode ser calculado conforme a equação (53) para um determinado ciclo.

$$W_C^R = \frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 (1 - C) \quad (53)$$

A partir da equação (52) é possível observar que W_C^R depende principalmente da amplitude de pseudodeformação $\varepsilon_{0,ta}^R$ e da diminuição da pseudorrigidez (C), ou seja, depende das cargas externas e das propriedades do material. A Figura 29 ilustra como a energia de pseudodeformação (W_C^R) evolui e a sua taxa de dissipação, obtidas para um ensaio de tração-compressão de uma determinada mistura asfáltica.

Figura 29 - Evolução (esquerda) e taxa de dissipação da energia de pseudodeformação (W_C^R)



Fonte: Adaptado Sabouri e Kim (2014)

De acordo com Schuster (2018) o desenvolvimento da taxa de W_C^R se divide em três estágios. No início ocorre uma redução dessa taxa, típico de ensaios cíclicos. Mas quando a amostra está perto de romper, a taxa W_C^R cresce de forma exponencial, subentendendo a formação e propagação de uma macrotrinca. Por último, entre os estágios 1 e 3 da Figura 28, ocorre uma zona estável, em que a energia de pseudodeformação dissipada a cada ciclo é constante, esse estágio é definido como taxa estável de energia de pseudodeformação dissipada G_0^R . Por meio dessa avaliação, os autores implementaram o critério G_0^R no protocolo S-VECD para prever a falha, a relação dessa variável com o número de ciclos até a ruptura de uma mistura asfáltica de interesse na escala log-log demonstrou ser linear. Contudo posteriormente Sabouri e Kim (2014) verificaram que esse critério é dependente da forma de carregamento durante o ensaio.

Dessa forma, Sabouri e Kim (2014) definiram um novo critério de ruptura, o G_R , que é a taxa de mudança média de energia de pseudodeformação, a cada ciclo, a partir do histórico de carregamento, equação (54)

$$G^R = \frac{W_C^R}{N_f} = \frac{\int_0^{N_f} W_C^R}{(N_f)^2} \quad (54)$$

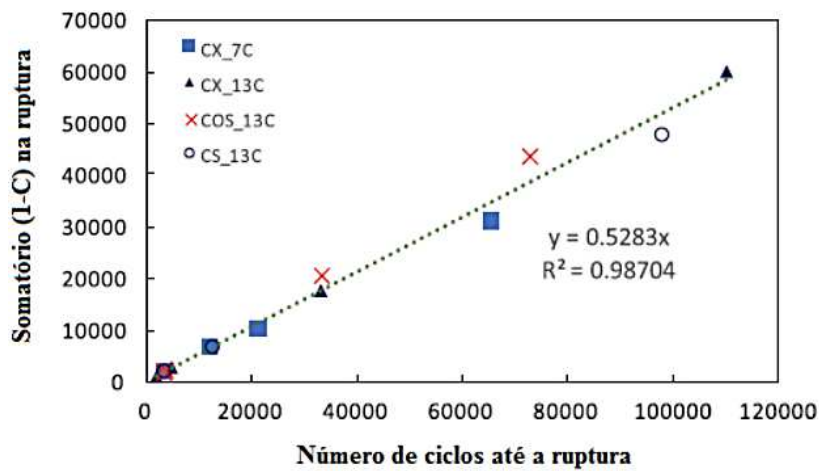
Dessa forma, a partir do critério G_R e do modelo S-VECD tem-se um protocolo para previsão de falha por fadiga com elevada eficácia, e que independe da forma de carregamento e das diferentes temperaturas, levando em consideração apenas o histórico de carregamento e a pseudorrigidez do material.

De acordo com Wang e Kim (2017), devido à escala log-log, a variabilidade dos resultados pode influenciar os coeficientes da regressão. Portanto, a utilização deste critério em análises de pavimentos, ao fazer a extrapolação necessária devido aos diferentes níveis de deformação a que são submetidos em campo, pode conduzir a incertezas relevantes. Para sanar estas preocupações, os autores propõem um critério de ruptura também com base na energia de pseudo-deformação liberada, mas avaliada a partir da redução de pseudorrigidez (C), esse critério é denominado D^R . De acordo com o modelo S-VECD, a energia de pseudo-deformação está

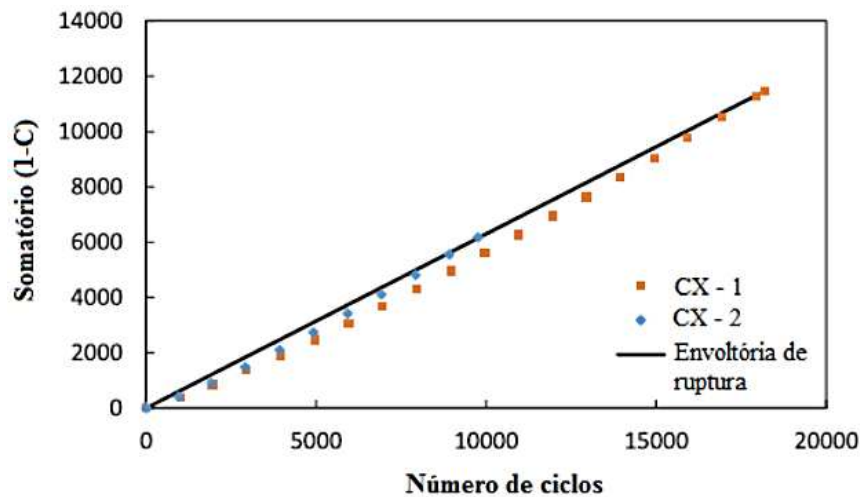
relacionada com o estado de dano do material (S), e o dano também apresenta uma relação única com a pseudorrigidez. Portanto, os autores descrevem uma relação única entre o somatório de (1-C) e o número de ciclos até a ruptura, que não depende da temperatura, modo de carregamento ou da amplitude de carga do ensaio.

A Figura 30 (a) apresenta a relação entre os ensaios realizados sob diferentes formas de carregamento. No gráfico são plotados os pontos correspondentes ao somatório de (1-C) na ruptura, contudo, este somatório é calculado durante todo o ensaio. A ruptura é definida como o ponto em que o somatório (1-C) intercepta a envoltória. A Figura 30 (b) apresenta a evolução do somatório de (1-C) de duas amostras até interceptarem a envoltória.

Figura 30 - Envoltória de ruptura considerando diferentes modos de carregamento e temperaturas (a); ruptura de amostras ao encontrarem a envoltória de ruptura (b)



(a)



(b)

Fonte: Adaptado de Wang e Kim (2017)

Segundo Wang e Kim (2017) a grande vantagem do critério de ruptura D^R é a escala aritmética da envoltória de ruptura, que reduz o efeito da variabilidade nos resultados dos ensaios. Além de que, a envoltória

passa pela origem, reduzindo os coeficientes de regressão e necessitando apenas da inclinação da envoltória. Portanto, são necessários menos corpos de prova para caracterizar o critério de ruptura (WANG e KIM, 2017; WANG e KIM, 2018). A inclinação da envoltória é calculada conforme a equação (55).

$$D^R = \frac{\int_0^{N_f} (1-C)dN}{N_f} \quad (55)$$

2.4 LIGANTES MODIFICADOS POR ADIÇÃO DE POLÍMERO

Os ligantes asfáltico modificados por adição de polímero (AMP) possuem origem tecnológica e conceitual na necessidade em melhorar o desempenho e a durabilidade dos pavimentos asfálticos, assim como proporcionar melhor adesão aos agregados minerais (POLACCO *et al.*, 2015). Apesar de representar uma pequena proporção das misturas asfálticas (inferior a 8%), o desempenho das misturas é amplamente governado pelas propriedades viscoelásticas dos ligantes asfálticos (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019; BEHNOOD, 2019). Os ligantes modificados com polímeros foram desenvolvidos porque os pavimentos flexíveis convencionais se tornaram inadequados nas últimas décadas devido ao intenso aumento do tráfego e da carga, reduzindo a vida útil dos pavimentos asfálticos e aumentando a frequência das manutenções e pavimentações necessárias.

Os AMPs apresentam comportamento fora do domínio viscoelástico linear (VLACHOVICOVA *et al.*, 2007). A modificação dos ligantes por adição de polímeros se apresenta fortemente na transição de um fluido viscoelástico para um newtoniano (STASTNA *et al.*, 2003). Os ligantes poliméricos exibem coesão e adesão melhoradas, viscosidade e rigidez aumentadas e menor susceptibilidade à temperatura em comparação com ligantes não modificados. Além disso, maior resistência à deformação permanente e a trincas por fadiga também foram relatadas para as misturas asfálticas contendo ligantes modificados por polímeros (KRÓL *et al.*, 2015; BEHNOOD e OLEK, 2017; SARNOWSKI *et al.*, 2019). Os polímeros normalmente são adicionados em porcentagens que variam de 3% a 7% em peso, e materiais residuais podem ser adicionados em proporções mais altas. A maior vida útil e qualidade dos pavimentos à base de AMP geralmente conduzem a requisitos econômicos e de segurança que superam o investimento inicial, que é maior em relação ao uso de ligantes não modificados.

Desde que foram introduzidos na indústria da pavimentação, os pesquisadores já tentaram utilizar quase todos os polímeros disponíveis para modificar o asfalto. Contudo, os ligantes com polímeros devem satisfazer uma longa lista de requisitos, dentre os quais apresentar propriedades mecânicas adequadas, estabilidade de armazenamento, viscosidade de alta temperatura compatível com os processos tradicionais de construção de estradas e custo razoável. Em virtude das limitações citadas, e contrastando com a grande disponibilidade de diferentes tipos de polímeros, apenas um pequeno número destes é utilizado em aplicações industriais. Os polímeros preferencialmente utilizados possuem apresentam uma característica comum: capacidade de formar

uma rede física, com segmentos rígidos (abaixo da temperatura de transição vítrea T_g) e flexíveis em sua estrutura (POLACCO et al., 2015).

2.4.1 Compatibilidade da fase asfáltica com a polimérica

Diversas pesquisas relataram que a adição de polímeros nos ligantes asfálticos pode melhorar as propriedades viscoelásticas dos mesmos (BEHNOOD et al., 2016; BEHNOOD e OLEK, 2017- a; BEHNOOD e OLEK, 2017 – b). O sucesso dos AMPs se deve à capacidade dos polímeros em influenciar e melhorar as propriedades reológicas do asfalto, mesmo que em pequenas quantidades. Contudo, esta característica essencial não é obtida imediatamente quando o polímero é adicionado ao asfalto, o grande aumento na qualidade do asfalto é possível quando ocorre a denominada “inversão de fase” e é obtida uma morfologia apropriada da mistura. Os polímeros mais interessantes de serem utilizados são aqueles que formam uma rede física, portanto, a modificação ideal é obtida quando o polímero conserva sua estrutura interna após a mistura com o asfalto, em que as moléculas determinam um inchamento macroscópico da rede. Isso depende das interações entre as componentes do polímero e do asfalto, e estas interações dependem da afinidade química (POLACCO et al., 2015). O polímero misturado deve ser suficientemente compatível com o ligante asfáltico para formar uma mistura homogênea e minimizar o problema de separação de fases durante o armazenamento, transporte, aplicação e serviço.

A compatibilidade do polímero e asfalto é difícil de ser alcançada devido à diferença de peso molecular e estrutura, viscosidade e densidades dos componentes do AMP. A diferença de densidade entre o polímero e o asfalto pode ocasionar a formação de um “creme” das partículas de polímero e conduzir à separação de fases (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). O tamanho das partículas do polímero apresenta influência significativa na obtenção de um AMP homogêneo e estabilizado. Quando as partículas de polímero são muito pequenas, o movimento dessas partículas pode compensar a separação gravitacional e estabilizar a matriz asfáltica (PÉREZ-LEPE, 2007). Contudo, partícula de polímero com tamanho superior a 10 μm apresentam maior eficácia para aumentar a viscosidade do ligante asfáltico (STROUP-GARDINER, 1995). A incompatibilidade do asfalto com o polímero pode conduzir à uma separação de fases em altas temperaturas. De acordo com a cinética, o sistema asfalto/polímero é estável em baixas temperaturas, contudo, à medida que a temperatura aumenta o sistema tende a segregar (MASSON et al., 2003). Materiais com maior massa molar e similaridade entre os parâmetros de solubilidade é necessária para obter uma mistura bem sucedida (POLACCO et al., 2006).

Misturas estáveis fisicamente podem ser obtidas a partir da mistura de ligante asfáltico com um polímero compatível. Estas misturas podem ou não melhorar as propriedades viscoelásticas dos ligantes asfálticos. Diferente dos polímeros compatíveis, a mistura do ligante com polímeros incompatíveis se torna heterogênea, sem coesão e ductilidade, que não melhoram as propriedades viscoelásticas do ligante. De acordo com Behnood e Gharehveran (2019) a compatibilidade pode ser interpretada de duas formas comuns. Na primeira, a compatibilidade é definida como a capacidade do polímero permanecer distribuído de forma homogênea sem conduzir à separação de fases. Já a segunda forma, utiliza o nível de interação entre o polímero e o ligante asfáltico como base de compatibilidade. Segundo a qual um polímero compatível leva ao inchaço e aumento de volume do

ligante asfáltico (POLACCO *et al.*, 2006). Os grupos de moléculas do asfalto interagem de forma diferente com o polímero, que normalmente é inchado de forma seletiva pelas moléculas afins e exerce uma espécie de destilação internada, levando à formação de uma fase polimérica e uma fase asfáltica residual com diferentes composições. Portanto, os sistemas evoluem para a formação de uma morfologia bifásica caracterizada pela presença de uma fase rica em polímero e outra rica em asfaltenos, sendo estes últimos mais resistentes ao inchamento do polímero. A depender da capacidade de inchamento e das condições operacionais (duração, temperatura, tensão de cisalhamento e outros), podem ser obtidas diferentes morfologias (POLACCO *et al.*, 2015).

A compatibilidade do sistema polímero/asfalto depende de diferentes fatores, dentre os quais pode-se citar: a) quantidade e tamanho dos asfaltenos, b) quantidade e tamanho das moléculas do polímero, e c) aromaticidade da fase malteno (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). Os diferentes componentes do asfalto interagem de forma diferente com o polímero. Dessa forma, Hou *et al.* (1997) estudou a solubilidade dos diferentes componentes do asfalto com o estireno-butadieno-estireno/SBS. Os resultados demonstraram que o asfalteno era imiscível com os blocos do copolímero, enquanto o malteno era miscível.

Uma abordagem eficaz para mitigar os problemas de separação de fases e melhorar a interação da fase asfáltica com o polímero é a modificação química (NIEN *et al.*, 2008). Diversas técnicas foram sugeridas para melhorar a compatibilidade das misturas asfalto/polímero como: a) o enxerto de monômeros reativos em polímeros (SINGH *et al.*, 2013); b) funcionalização do polímero com grupos epóxi, ácido carboxílico, amino, metacrilato de glicida (GMA), entre outros (WANG *et al.*, 2007); e c) o uso de polímeros reativos (SINGH *et al.*, 2006), sendo a estabilização química dos polímeros reativos obtida com a formação de ligações cruzadas.

2.4.2 Polímeros normalmente utilizados para modificação de ligantes asfálticos

A eficiência dos polímeros em melhorar as propriedades dos ligantes asfálticos depende do asfalto, do tipo de polímero e da sua concentração (BEHNOOD e OLEK, 2017-a; BEHNOOD e OLEK, 2017-b). Os polímeros podem levar ao aumento da viscosidade dos ligantes em altas temperatura ou ductilidade em baixas temperaturas. Diversos tipos de polímeros vêm sendo utilizados com sucesso pela indústria asfáltica e podem ser categorizados em dois grupos principais: elastômeros termoplásticos e plastômeros (GARCÍA-TRAVÉ *et al.*, 2016)

Os elastômeros termoplásticos possuem ligação cruzada solta e apenas e apenas atuam na resistência à tração quando as “correntes” são esticadas. Esses polímeros são capazes de esticar e recuperar a sua forma, por isso são mais populares que os plastômeros. Os copolímeros de estireno-butadieno-estireno (SBS) são os elastômeros termoplásticos mais utilizados para modificar os ligantes asfálticos, isso se deve às excelentes propriedades de engenharia proporcionadas pelos mesmos. Outros representantes importantes dessa classe são os copolímeros de estireno-isopreno-estireno (SIS), copolímeros de borracha de estireno-butadieno (SBR) e copolímeros de estireno-etileno/butadieno-estireno (SEBS) (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019).

De acordo com Xiao *et al.* (2014) os plastômeros apresentam maior rigidez que os termoplásticos, contudo, possuem pouca ou nenhuma elasticidade reversível e são mais propensos a trincarem quando submetidos a altas tensões. Independente da sua composição, o caráter “plástico” diferente de “elástico” faz com

que essa classe de polímeros apresente comportamentos muito diferentes do ponto de vista do desempenho, os principais efeitos esperados são aumento da rigidez e melhor resistência à deformação permanente (POLACCO et al., 2015). Alguns exemplos de plastômeros utilizados na modificação de ligante asfáltico são: Etileno Vinil Acetato (EVA), Etileno Butil Acrilato (EBA), Polietileno de Baixa Densidade (LDPE), Polietileno de Alta Densidade (HDPE), Monômero Etileno-Propileno-Dieno (EPDM), Etileno Metacrilato (EMA), Polietileno (PE), Polipropileno (PP), dentre outros.

Os polímeros também podem ser classificados em duas categorias gerais: polímeros “ativos” e “passivos”. Os polímeros passivos são adicionados e misturados ao asfalto de forma física, a exemplo do SBR, SBS, Polietileno de Baixa Densidade – LDPE e outros. Os polímeros ativos reagem quimicamente com o asfalto formando ligações cruzadas. A reatividade desses polímeros se deve à presença de grupos funcionais capazes de se ligar às moléculas asfálticas (SHIVOKHIN et al., 2012). Terpolímeros de etileno e metacrilado de glicidila são exemplos de polímeros ativos.

2.4.2.1 Elastômeros termoplásticos

Os elastômeros termoplásticos são amplamente utilizados na modificação de ligantes asfálticos em virtude das melhorias apresentadas às propriedades do ligante. Um elastômero pode ser descrito como um polímero reticulado amorfo acima da temperatura de transição vítrea (T_g). O seu comportamento assemelha-se a um elástico, em que durante a aplicação da carga é alongado, podendo atingir 1300% do comprimento inicial e, com a remoção da carga recupera-se elasticamente ao estado original (XIAO et al., 2014).

O polímero mais popular dessa classe é o SBS, este polímero têm sido amplamente utilizado para melhorar a morfologia e reologia dos ligantes asfálticos devido à sua interessante T_g e efeitos nas propriedades de alta temperatura (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). O uso de SBS em pavimentos asfálticos levou a uma abordagem eficaz para melhorar a resistências às trincas por fadiga (AURILIO et al., 2018; AURILIO et al., 2019). Outros estudos também demonstraram que o SBS melhora a resistência à deformação permanente (KIM et al., 2013), a resistência ao trincamento térmico (PSZCZOLA et al., 2018; ELWARDANY et al., 2020) e danos por umidade (ISKENDER et al., 2012; SENGUL et al., 2013). Contudo, uma das principais desvantagens dos polímeros SBS é o seu custo relativamente alto quando comparado com outros modificadores. A substituição parcial desses copolímeros por outros modificadores como Ácido Polifosfórico (PPA) pode reduzir o custo e manter as propriedades (BEHNOOD e OLEK, 2017-a).

Os copolímeros de SBS são compostos por uma morfologia bifásica com domínios de Poliestireno Rígido - PS (fase dispersa) em uma matriz flexível de Polibutadieno – PB. Este sistema é estável entre as temperaturas de transição vítrea do PB (~-95 °C) e PS (~100 °C). Os domínios PB e OS interagem de formas distintas com o asfalto, as interações do PB ocorrem a partir de seus elétrons carregados positivamente com o asfalto, enquanto do PS ocorre de seus prótons aromáticos (MASSON et al., 2003). Dessas interações resulta uma rede tridimensional, em que os domínios PS atuam com ligações físicas cruzadas melhorando a força, durabilidade e

resistência do SBS em altas temperaturas. Enquanto os blocos PB formam uma matriz de borracha que fornece elasticidade ao material, resistência à fadiga e flexibilidade em baixas temperaturas (ZHU et al., 2014).

De acordo com Jasso et al. (2015) a fase butadieno do copolímero é inchada com a absorção de óleo (maltenos). Dessa forma, o volume do polímero aumenta entre 4 e 10 vezes do seu volume original, sendo esse fenômeno a causa da formação de uma rede polimérica tridimensional na mistura asfáltica, tornando possível que o SBS origine propriedades elásticas no sistema asfalto + polímero. O comportamento reológico de um ligante asfáltico após a modificação com SBS depende de: natureza e transição vítrea do óleo, estrutura molecular do SBS e relação polímero/óleo (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019).

A concentração do SBS também consiste em um fator fundamental nas propriedades do ligante modificado. À medida que é aumentada a concentração do SBS, o polímero se torna a fase dominante, levando a mudanças nas propriedades reológicas e de engenharia da mistura. A modificação do ligante pode ser realizada em teores de até 8% de polímero elastômero, contudo, para modificações médias e suaves, as quantidades de polímero devem ser inferiores a 4,5% (PORTO et al., 2019). Uma microestrutura ideal de ligantes modificados por SBS em relação às propriedades morfológicas, reológicas e mecânicas é obtida para na concentração crítica, em que ocorre a inversão de fase (KHODAI e MEHRARA, 2009). Concentrações baixas podem levar à falta de propriedades de engenharia necessárias, enquanto concentrações mais altas (apesar de melhorar as propriedades reológicas e mecânicas) podendo ocasionar problemas de estabilidade de armazenamento.

Uma das grandes desvantagens do SBS é a imiscibilidade da parcial do polímero com o ligante asfáltico. Essa limitada compatibilidade leva à tendência de separação de fases dos ligantes modificados com SBS, principalmente em temperaturas elevadas, podendo afetar de forma negativa as melhorias esperadas pela modificação (JASSO et al., 2015). Para superar este problema, uma grande variedade de aditivos tem sido utilizada para modificar o SBS e/ou ligante asfalto a partir de meios físicos e químicos. Alguns desses aditivos são: compostos à base enxofre, de montmorilonita, GMS, borracha de pneu desvulcanizada e cera funcionalizada com anidrido maleico (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019).

Além do problema de estabilidade de armazenamento e separação de fases, outra grande desvantagem do SBS é a sua instabilidade química devido à presença de um elevado número de ligações duplas insaturadas, tornando o mesmo altamente suscetível à exposição de calor, oxigênio e luz ultravioleta. Esses problemas de envelhecimento limitam a duração e as chances de reciclagem dos pavimentos rodoviários (POLACCO et al., 2015).

2.4.2.2 Plastômeros

A segunda principal classe de polímeros utilizados na modificação do ligante asfáltico é a dos “plastômeros”. Estes polímeros são amplamente utilizados devido ao baixo custo e maior estabilidade do ligante modificado com polímeros desta classe comparando com o SBS e outros insaturados (POLACCO et al., 2015; GE et al., 2017). A adição de plastômeros geralmente aumenta a rigidez do ligante e proporciona uma maior resistência

ao cisalhamento. Por essas razões os plastômeros exercem um papel de liderança nos AMPs, representando cerca de 15% do mercado de referência (PORTO *et al.*, 2019).

As poliolefinas como vários tipos de polietileno (PE) e materiais à base de polietileno, incluindo LDPE, HDPE e Polietileno de Baixa Densidade Linear – LLDPE, além de polipropilenos (isotáticos e atáticos) e seus copolímeros têm sido amplamente utilizados na indústria da pavimentação para melhorar as propriedades dos ligantes asfálticos. De acordo com Porto *et al.* (2018) os plastômeros poliolefínicos possuem baixo custo e alta disponibilidade, além de maior estabilidade que os estirênicos. Após da adição das poliolefinas ao ligante asfáltico, ocorre o inchamento desses materiais pelos componentes leves do asfalto, formando uma estrutura bifásica em que a fase de poliolefina é dispersa na matriz de ligante, fase contínua. À medida que aumenta a concentração da poliolefina, ocorre a inversão de fases do ligante modificado (ZHU *et al.*, 2014).

O polietileno é uma molécula de hidrocarboneto de cadeia longa obtida da polimerização do etileno. O PE é um plastômero instável termodinamicamente e considerado barato, que pode levar ao aumento da rigidez do ligante e reduzir as deformações devido às cargas. Atualmente o uso de PE reciclado é preferível em virtude dos benefícios ambientais e econômicos. Contudo, devido à sua natureza apolar, não aromática e alto grau de cristalinidade, o PE é quase completamente imiscível com o asfalto (POLACCO *et al.*, 2011). Embora os polímeros à base de PE apresentem natureza insolúvel no asfalto, este polímero se espalha de forma contínua na matriz asfáltica melhorando as propriedades do ligante a partir da baixa extensão de reticulação entre as cadeias poliméricas (POLACCO *et al.*, 2005; FANG *et al.*, 2008). O uso de PE enxertado quimicamente se mostrou uma ferramenta eficaz para aumentar sua miscibilidade ao asfalto e melhorar as propriedades do ligante (VARGAS *et al.*, 2013).

Diversos graus comerciais do PE são obtidos a partir da modificação das moléculas de PE utilizando a ramificação ou copolimerização, que mudam a cristalinidade e a densidade. Os graus mais importantes de PE são o HDOE, LLDPE e LDPE. O LDPE é largamente utilizado para fabricar sacos de transporte para produtos domésticos, filmes para embalagens de alimentos, sacos pesados e outros, O LLDPE é empregado para produzir sacos de lixo, utensílios domésticos, recipientes de armazenamento de plástico doméstico e outros. O HDPE é uma das principais matérias-primas para fabricação de tampas plásticas, copos plásticos para bebidas, brinquedos, garrafas, e outras aplicações (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). Estes produtos se transformam em resíduos após o uso em curtos períodos de tempo, ocasionando sérios problemas ambientais de descarte de resíduos. Na indústria da pavimentação, estes materiais podem ser utilizados na modificação de ligantes asfálticos para melhorar o desempenho de misturas asfálticas.

Foram relatadas maior resistência à fratura de misturas asfálticas com ligantes modificados por LDPE do que misturas com ligantes não modificados (KIM *et al.*, 2003). Além disso, os maiores valores de resistência são obtidos em menores temperaturas, indicando maior resistência à fratura em baixas temperaturas. Isto corre em geral, devido aos polímeros à base de polietileno reduzirem a temperatura frágil do asfalto em virtude da sua baixa temperatura transição vítrea, deslocando a região vítrea para temperaturas mais baixas (FUENTES-AUDÉN,

2008). Contudo, apesar dos polímeros à base de PE reduzirem a temperatura vítrea final do sistema, tornam os ligantes mais quebradiços.

O LLDPE demonstra a maior eficácia na melhoria das propriedades do ligante asfáltico em comparação com outros polímeros à base de polietileno (POLACCO et al., 2005). Contudo, as misturas com ligantes modificados por LLDPE apresentam menor vida de fadiga e menor resistência à deformação permanente quando comparadas com misturas asfálticas com ligantes modificados por SBS (KUMAR et al., 2006). Conforme disserta Pérez-Lepe *et al.* (2007), apesar de ligantes modificados com HDPE demonstrarem melhor eficiência na melhoria das propriedades mecânicas em comparação com polímeros como LDPE e SBS, ligantes modificados com HDPE apresentam sérios problemas de separação de fases. A menor dispersão do HDPE na fase asfalto, do que o LDPE, foi confirmada a partir de micrografias (YEH *et al.*, 2010). Apesar do menor custo e da produção em abundância das poliolefinas, seu uso na modificação de ligantes asfálticos para os serviços de pavimentação depende da sua composição com outros polímeros, observando sempre o desempenho quanto à estabilidade à estocagem (GAMA *et al.*, 2016).

Outra categoria dos termoplásticos são os copolímeros de etileno, como o EVA e EBA. Polímeros a base de EVA ao serem utilizados na modificação do ligante asfáltico foram uma rede tridimensional rígida para resistir às deformações. O EVA tem sido utilizados há mais de 30 anos para melhorar a trabalhabilidade do asfalto durante a construção e sua resistência à deformação em serviço (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). O copolímero EVA se mostra semelhante aos elastômeros na suavidade e flexibilidade. Em comparação com o PE, a presença de grupos polares, como ramificações moleculares, pode ser uma característica benéfica para a estabilidade à estocagem. Contudo, assim como os demais plastômeros, é necessário o uso de anidrido maleico para auxiliar a sua dispersão no ligante asfáltico e melhorar a estabilidade (GAMA *et al.*, 2016).

Uma limitação grande da utilização do EVA é o fato desse copolímero não trazer grandes melhoras à recuperação elástica do ligante em virtude de sua natureza plástica. Além disso, as propriedades reológicas em temperaturas mais baixas não são apresentadas pela presença do EVA, neste quesito o EBA possui desempenho melhor (ZHU et al., 2014).

Dessa forma, é possível constatar que os polímeros termoplásticos e especialmente as poliolefinas apresentam baixa compatibilidade com o asfalto. De acordo com Polacco et al. (2015) as poliolefinas podem adquirir estabilidade utilizando a criação de uma ligação covalente, por essa razão propõe-se que as poliolefinas sejam funcionalizadas a partir uma reação química com o ligante asfáltico. Partindo dessa ideia tem-se os polímeros reativos (RET), à base de etileno, mas que contém um grupo éster (geralmente metila, ou acrilato de butila), e metacrilato de glicidila (GMA), desenvolvidos para serem compatibilizantes de poliolefinas com outros polímeros, incluindo o ligante asfáltico (GAMA et al., 2016).

2.4.2.3 Polímeros reativos

A funcionalização é um mecanismo para adicionar a química de alguns grupos funcionais ao polímero para melhorar as propriedades do AMP, em especial a compatibilidade entre a fase polimérica e a fase asfáltica. A funcionalização é uma ferramenta eficiente para mitigar ou superar os problemas de separação de fases associados ao sistema asfalto/polímero e melhorar ainda mais as propriedades dos AMPs. A partir deste mecanismo, também é possível obter outros modificadores de polímeros, os polímeros reativos. Estes polímeros são capazes de fazer ligações cruzadas e se ligar quimicamente às moléculas de asfalto utilizando seus grupos funcionais (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019). Alguns exemplos de polímeros reativos incluem elastômeros termoplásticos modificados por anidrido maleico e copolímeros à base de etileno contendo anéis de epóxi. Copolímeros de etileno estão comercialmente disponíveis como terpolímeros de etileno, metacrilato de glicidila (GMA) e um grupo éster, geralmente metil, etil ou acrilato de butila (JASSO *et al.*, 2015). Devido ao etileno ser o principal componente, em geral, são denominados de Terpolímeros de Etileno Reativos (RET).

Os polímeros reativos podem ser utilizados como a) modificadores do asfalto (SELVAVATHI *et al.*, 2002; NAVARRO *et al.*, 2007; AHMEDZADE, 2013), b) modificadores de polímeros (MINKOVA *et al.*, 2002; CHIONO *et al.*, 2003) ou c) como compatibilizadores entre o ligante asfáltico e polímeros convencionais (SINGH *et al.*, 2013), sendo capazes de melhorar o comportamento mecânico, estabilidade à estocagem e susceptibilidade à temperatura das misturas asfálticas resultantes (NAVARRO *et al.*, 2009; GE *et al.*, 2017). De acordo com Polacco *et al.* (2004), para serem eficazes os polímeros RET devem ser utilizados em pequenas quantidades, possuir natureza altamente polar e formar ligações de hidrogênio ou ligações químicas entre o polímero e o asfalto.

O exato mecanismo da reação dos polímeros RET com o asfalto ainda não está claro, contudo, os grupos acrilato aumentam a polaridade do polímero e os anéis epóxi reagem com alguns grupos funcionais (por exemplo, grupos de ácido carboxílico) presentes nas micelas de asfalteno. De acordo com Pereira e Morales (2017), essa ligação mitiga os problemas de separação de fases e melhora a estabilidade ao armazenamento, mantendo um sistema homogêneo entre o polímero e o asfalto em alta temperatura. Também é possível de ocorrer outras reações entre o anel epóxi e grupos funcionais presentes nos asfaltos. Por exemplo, uma hidroxila e um grupo amino podem abrir o anel epóxi para formar uma ligação éter. Esta ligação éter pode ocasionar a reticulação intermolecular e formar uma rede polimérica tridimensional e levar à formação de uma rede polimérica não envolvendo necessariamente as moléculas de asfalto.

De acordo com Polacco *et al.* (2015) duas desvantagens relacionadas ao uso de polímeros RET podem ser apontadas: 1) O custo elevado; e 2) O risco de gelificação em virtude da quantidade de grupos GMA em uma única macro moléculas de polímero em conjunto com a presença agregado de asfalteno poli-funcional. Para reduzir o risco de gelificação, o teor de RET adicionado ao ligante deve estar entre 1,5% e 2,5% por peso (POLACCO *et al.*, 2004).

Quanto ao risco de gelificação, isto decorre do fato que a modificação do ligante com polímeros RET normalmente ocorre em baixas temperaturas, o que pode reduzir a oxidação do ligante. De acordo com Jasso *et al.* (2015) a adição de uma grande quantidade de polímero reativo tende a ocasionar reações intercadeias entre

as macromoléculas poliméricas, podendo levar à formação de uma rede polimérica de natureza química e não física. Conseqüentemente, será produzido um gel asfáltico inútil devido à sua natureza insolúvel e infusível. Dessa forma, muitas vezes as concentrações de RET possíveis de serem utilizadas para modificação de ligantes asfálticos estão muito abaixo do teor necessário para que ocorra a inversão de fase, tornando-os modificadores pobres do ligante (BEHNOOD e GHAREHVERAN, 2019).

O custo elevado dos polímeros reativos restringe a sua aplicação a teores limitados, levando à utilização de alguns polímeros RET como compatibilizantes adicionados em conjunto com outros polímeros ao ligante asfáltico (GE *et al.*, 2017). Além disso, o risco de gelificação limita o seu uso a pequenos teores. Portanto, o seu uso de forma isolada não é desejável, pois quando adicionado em baixos teores produz melhorias reduzidas às propriedades do ligante asfáltico (POLACCO *et al.*, 2015). Contudo, algumas alternativas tem sido estudadas com o objetivo de potencializar a melhoria das propriedades reológicas do ligante asfáltico geradas pela modificação com o polímero RET. Uma alternativa que vem sendo aplicada é a otimização da reação entre o ligante asfáltico e o polímero reativo, com a utilização de um catalisador, o mais utilizado comumente é o ácido polifosfórico – PPA (GAMA *et al.*, 2018).

2.4.2.4 O uso do ácido polifosfórico na modificação do ligante asfáltico

Entre os diferentes tipos de ácidos que podem ser empregados para melhorar as propriedades do ligante asfáltico a partir de uma modificação química, o ácido polifosfórico (PPA) vem sendo pesquisado e avaliado em diversos artigos (KODRAT *et al.*, 2007; MASSON *et al.*, 2009; D'ANGELO, 2010; LI *et al.*, 2011; HUANG *et al.*, 2011; ZHANG e HU, 2014; SINGH *et al.*, 2018). O PPA vem sendo utilizado para modificar o ligante asfáltico e melhorar as suas propriedades reológicas, este ácido é a mistura do ácido trifosfórico, ácido pirofosfórico e outros compostos inorgânicos de origem superior e extremamente solúveis (SINGH *et al.*, 2018).

Apesar de ser reconhecido que o PPA reage com o ligante asfáltico, a natureza dessa reação não é completamente conhecida. A grande dificuldade de estudar as reações entre as moléculas do asfalto e o PPA se deve ao grande número de moléculas com estruturas químicas diversas e as possibilidades de interação entre elas (PORTO *et al.*, 2019). Um estudo de RMN uma tendência do PPA de reverter para ácido ortofosfórico após a mistura com ligante asfáltico (MIKNIS e THOMAS, 2011). Dessa forma, o efeito principal não defere dos demais ácidos.

Segundo Polacco *et al.* (2015) estudos do mecanismo de reação entre o PPA e o ligante asfáltico sugerem que o PPA atua através da neutralização de interações polares entre as moléculas de asfalto empilhadas, seja por protonação de sítios básicos ou por esterificação. Muitas reações têm sido propostas, dentre as quais a copolimerização ou aromatização, reticulação de segmentos asfálticos vizinhos, formação de aglomerados iônicos, ciclização de alquilaromáticos, reação genérica com asfaltenos, fosforilação ou até mesmo uma combinação dessas reações. Contudo, independente do mecanismo, o efeito global é de alterar a solvatação do asfalto, aumentando a fração sólida e, portanto, aumentando a viscosidade do asfalto.

A modificação do ligante asfáltico com adição de PPA pode levar ao aumento da rigidez inicial e reduzir a susceptibilidade às deformações permanentes dos pavimentos. Dessa forma, a adição de PPA pode 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 (GE *et al.*, 2017). Contudo, Nuñez *et al.* (2014) destacam que o PPA pode reduzir a resistência do material ao trincamento por fadiga em baixas temperaturas.

Sob a ótica do comportamento térmico e reológico, as misturas do ligante asfáltico e PPA apresentam um melhor desempenho em altas temperaturas sem alterações significativas no comportamento a baixas temperaturas. Além-disso, verificou-se que o PPA pode melhorar a estabilidade de armazenamento dos AMPs (BAUMGARDNER *et al.* 2005; OLIVIERO ROSSI *et al.*, 2015).

De acordo com Xiao *et al.* (2014) o PPA tem sido utilizado sozinho ou combinado a outros polímeros para modificar o ligante asfáltico. Os polímeros que podem ser utilizados em conjunto com o PPA são o EVA, GMA, SIS, PE, SBS e outros (KALANDAR *et al.*, 2012).

Ao adicionar o PPA em conjunto com outros polímeros, são observadas mudanças químicas que levam a melhorias nas propriedades reológicas do ligante. Quando utilizado com o catalisador, o PPA pode aumentar o ponto de amolecimento sem interferir na rigidez, e pode ser utilizado na substituição parcial de polímeros, reduzindo o teor do polímero necessário para a mistura (POLACCO *et al.*, 2015). Se adicionado de forma isolada como um aditivo direto, o PPA aumenta a resistência em altas temperaturas devido à reação que ocorre entre o ácido e os asfaltenos (GAMA *et al.*, 2016).

Portanto, a principal razão para o uso do PPA na modificação de ligantes asfálticos é a redução do teor necessário de polímero para produzir desempenho o desempenho esperado como maior viscosidade e melhor estabilidade a estocagem em temperaturas elevadas.

2.4.3 Considerações finais

A partir dos estudos apresentados, é possível concluir que a combinação de tráfego pesado e condições climáticas exigem um ligante asfáltico capaz de resistir a alguns efeitos decorrentes desses fatores, como o trincamento por fadiga, objeto de estudo deste trabalho. Entretanto, levando em consideração o fator econômico, não são todos os pavimentos que necessitam da aplicação de alta tecnologia para melhoria das propriedades reológicas, apenas os que demonstrarem uma relação custo-benefício benéfica perante a tecnologia escolhida.

Os diversos tipos de polímeros que podem ser adicionados ao ligante asfáltico apresentam vantagens e limitações em relação aos efeitos ocasionados à mistura asfáltica, alterando suas propriedades mecânicas.

Gama *et al.* (2018) e Gama *et al.* (2016) estudaram ligantes modificados pela combinação do terpolímero reativo (EMA-GMA), com a poliolefina HDPE e o PPA. De acordo com os autores o uso do polímero reativo associado ao ácido polifosfórico pode compatibilizar a mistura do plastômero com o ligante base. Os autores concluíram a partir de resultados reológicos que o uso combinado de EMA-GMA, PPA e HDPE resultou em ligantes com os maiores valores de ponto de amolecimento, grau de performance (PG) de alta temperatura e menores valores de Jnr,3,2, o que leva a uma resistência potencialmente melhor à deformação permanente. Ao mesmo

tempo, esses ligantes exibiram os maiores valores de recuperação de deformação %R e MSCR (ou seja, maior elasticidade), que é conhecido por estar positivamente correlacionado com o desempenho de trincamento do ligante na faixa de temperatura intermediária. Portanto, este estudo se propõe a estudar a combinação de EMA-GMA, HDPE e PPA na modificação do ligante asfáltico para alcançar um alto desempenho

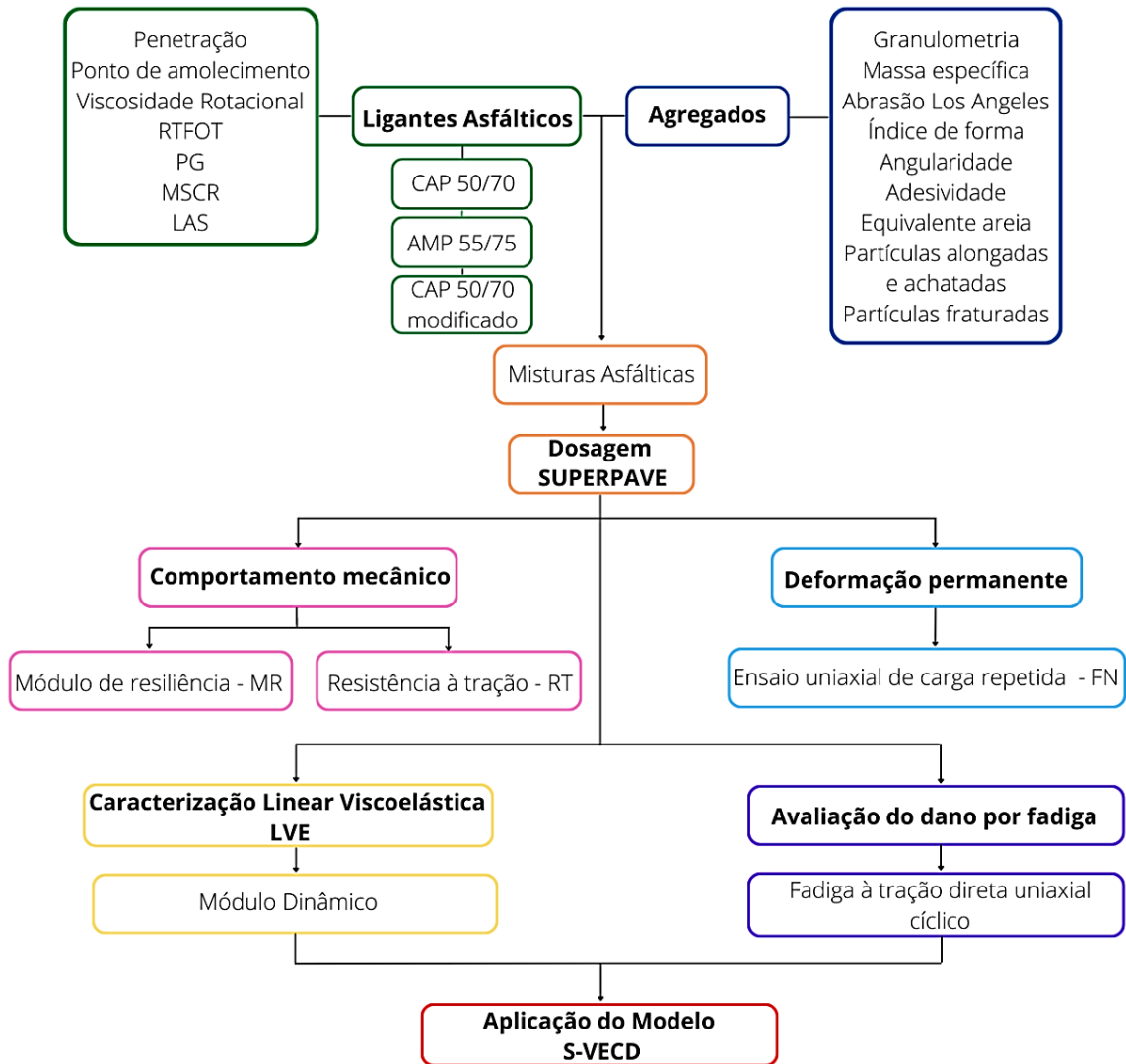
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo estão descritos os materiais para compor as misturas asfálticas utilizadas nesta pesquisa, assim como o processo de produção das mesmas. São apresentados também os procedimentos realizados para avaliar o desempenho das misturas asfálticas e aplicação do modelo S-VECD.

As atividades desenvolvidas em laboratório da presente pesquisa são detalhadas a seguir, e o fluxograma é apresentado na Figura 31:

- a) avaliação das propriedades físicas dos agregados;
- b) avaliação das propriedades físicas e reológicas dos ligantes asfálticos CAP 50/70 e AMP 55/75;
- c) modificação do CAP 50/70 pela combinação de 1) Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila – EMA-GMA (polímero reativo) e 2) Polietileno de Alta Densidade – HDPE (polímero termoplástico) em associação com 3) ácido polifosfórico PPA como catalisador, e posterior análise das propriedades físicas e reológicas;
- d) estudo da fadiga nos ligantes asfálticos utilizando o teste de varredura de amplitude linear (LAS) com aplicação do modelo S-VECD;
- e) definição do traço na Faixa C do DNIT para Concretos Asfálticos e dosagem SUPERPAVE para escolha do teor de projeto de cada ligante asfáltico;
- f) análise da rigidez a partir dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) e módulo de resiliência (MR);
- g) estudo da resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida (*Flow Number*);
- h) avaliação do dano à fadiga a partir do ensaio de fadiga à tração direta uniaxial cíclico;
- i) aplicação do modelo S-VECD a partir da Caracterização Linear Viscoelástica (LVE) e curva característica de dano.

Figura 31 - Fluxograma das etapas de realização da pesquisa



Todos os procedimentos descritos nesta pesquisa foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP, da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Ligantes asfálticos

Três ligantes asfálticos distintos foram selecionados para este estudo, sendo eles:

- I. Cimento Asfáltico de Petróleo - CAP 50/70 convencional, no qual não há nenhum tipo de aditivo;
- II. Asfalto Modificado por Polímero - AMP 55/75-E, um produto comercial preparado com adição do polímero elastomérico SBS (Estireno-Butadieno-Estireno);
- III. CAP 50/70 modificado, composto pelo ligante asfáltico convencional CAP 50/70 modificado pela combinação de 1) Etileno Acrilato de Metila e Metacrilato de Glicidila – EMA-GMA (polímero reativo) e 2) Polietileno de Alta Densidade – HDPE (polímero termoplástico) em associação com 3) ácido polifosfórico PPA como catalisador.

Os procedimentos realizados para avaliar as características físicas e reológicas dos ligantes utilizados nesta pesquisa são apresentados na Tabela 3, assim como suas respectivas normas. Os ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional e *Performance Grade* (PG) foram realizados com amostras de ligante asfáltico virgem e envelhecidas pelo procedimento de envelhecimento à curto prazo com a estufa de filme fino rotativa (*Rolling Thin Film Oven Test – RTFOT*). O ensaio de viscosidade rotacional foi realizado usando um viscosímetro rotacional da marca *Brookfield* e os ensaios de reologia, utilizando um reômetro de cisalhamento dinâmico (*Dynamic Shear Rheometer – DSR*) da série *Discovery Hybrid Rheometer* (DHR – 1).

Tabela 3 - Procedimentos para caracterização dos ligantes asfálticos

Procedimento	Método de ensaio
Penetração	DNIT 155/10 – ME
Ponto de amolecimento	DNIT 131/10 – ME
Viscosidade rotacional	NBR 15184/05
<i>Rolling Thin Film Oven Test</i> (RTFOT)	ASTM D 2872/12
<i>Performance Grade</i> (PG)	ASTM D6816/11
<i>Multiple Stress Creep Recovery</i> (MSCR)	ASTM D7405/15

A partir dos resultados de penetração e de ponto de amolecimento, foi possível calcular o índice de suscetibilidade térmica (ISC), equação (56). Esse parâmetro indica a sensibilidade da consistência dos ligantes asfálticos à variação de temperatura.

$$ISC = \frac{(500)(\log PEN) + (20)(T^{\circ}C) - 1951}{120 - (50)(\log PEN) + (T^{\circ}C)} \quad (56)$$

Onde:

T°C é o ponto de amolecimento e PEN é a penetração a 25°C, 100 g, 5 seg.

Por meio da relação percentual entre os resultados de penetração das amostras envelhecidas e virgens, foi possível calcular a penetração retida (PEN_{retida}), de acordo com a equação (57). Esse parâmetro reflete a sensibilidade do material ao envelhecimento.

$$PEN_{retida}(\%) = \frac{PEN_{pósRTFOT}}{PEN_{antesRTFOT}} \times 100 \quad (57)$$

A variação de ponto de amolecimento também é um indicativo da susceptibilidade do ligante asfáltico ao envelhecimento, esse parâmetro é obtido pela diferença entre o ponto de amolecimento da amostra envelhecida e o ponto de amolecimento da amostra virgem.

O sistema de classificação de desempenho SUPERPAVE (*Performance Grade* – PG), desenvolvido durante o *Strategy Highway Research Program* (SHRP), identifica os ligantes asfálticos em graus de desempenho que variam em degraus de 6°C. As classes PG dos ligantes asfálticos são selecionadas para atender as altas e baixas temperaturas esperadas. O ensaio foi realizado a partir da verificação do parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ com a variação de temperatura. O grau de desempenho máximo é a temperatura na qual o ligante virgem e após o envelhecimento RTFOT atingiu o valor limite de $G^*/\text{sen}\delta$ (1,0 KPa e 2,2 KPa, respectivamente). O valor do PG foi a temperatura anterior à falha do ensaio. Em virtude das condições climáticas do Brasil, nesta pesquisa foi obtido apenas o PG de alta temperatura dos ligantes.

O ensaio de Fluência e recuperação sob tensões múltiplas (*Multiple Stress Creep Recovery* – MSCR) foi realizado em amostras após o envelhecimento RTFOT e na respectiva temperatura de PG. Durante o teste foram aplicados 10 ciclos consecutivos para cada um dos níveis de tensão de cisalhamento (0,1 e 3,2 KPa), e cada ciclo consiste na aplicação do carregamento de fluência durante 1 segundo, seguido por um período de relaxamento de 9 segundos. A compliança não-recuperável medida na tensão de 3,2 KPa ($J_{nr_{3,2}}$), é utilizada para avaliar a resistência à deformação permanente a temperaturas elevadas de ligantes asfálticos. De acordo com esse valor, foi possível determinar o nível de tráfego suportado pelo ligante. A partir dos resultados de deformação das amostras também foram obtidos a diferença percentual entre as complianças não-recuperáveis de 0,1 kPa e 3,2 kPa ($J_{nr\ diff}$) e a porcentagem de recuperação de deformação (%R), que reflete a elasticidade do ligante asfáltico.

A Tabela 4 apresenta os resultados dos procedimentos indicados na Tabela 2, e dos parâmetros descritos ao longo deste tópico. São apresentadas também as especificações de serviço recomendadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT 095/2010 para o CAP 50/70 e as recomendações da AASHTO M320 (2016) para os resultados de MSCR.

Tabela 4 - Resultados dos ensaios para avaliação física e reológica do CAP 50/70 e especificações DNIT 095/2010

Característica	Resultado	Especificação
Ensaio na amostra virgem		
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	58,0	50 a 70
Ponto de amolecimento, °C	48,0	≥ 46
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	352,5	≥274
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	180,5	≥112
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	68,0	57 a 285
Temperatura mais alta do PG, °C	64	-
Índice de susceptibilidade térmica, °C	-1,37	-1,5 a 0,7
Ensaio no resíduo pós RTFOT		
Varição de massa, %	0,027	≤0,5
Aumento do ponto de amolecimento, °C	7,0	≤8
Penetração retida, %	59,7	≥55
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	637,5	-
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	310,5	-
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	106,0	-
Temperatura mais alta do PG, °C	64	-
Jnr 3,2 kPa, kPa ⁻¹	3,37	Tráfego padrão: 2,0<S≤4,0
Jnr _{diff} , %	28,16	≤75
R _{0,1} , %	10,17	-
R _{3,2} , %	2,67	-

Os resultados da Tabela 4 apontam que o ligante asfáltico é adequado para os serviços de pavimentação, pois todas as características analisadas estão dentro dos critérios estabelecidos pelo DNIT 095/2006 para o CAP 50/70. É possível afirmar também que o ligante asfáltico estudado é classificado como PG 64-XX.

O CAP 50/70 utilizado nesta pesquisa é indicado para rodovias com volume de tráfego padrão (S) segundo a AASHTO M320 (2016), a qual aponta o Jnr 3,2 kPa como um indicador da susceptibilidade à deformação permanente do ligante asfáltico, relacionando-o ao volume de tráfego suportado.

A Tabela 5 apresenta os parâmetros obtidos do AMP 55/75, assim como as especificações da resolução nº 32/2010 da Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis – ANP para AMP 55/75-E.

Tabela 5 - resultados dos ensaios de caracterização do AMP 55/75 e especificações ANP nº 32/2010 para AMP 55/75-E

Característica	Resultado	Especificação
Ensaio na amostra virgem		
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	70,0	45 a 70
Ponto de amolecimento, °C	59,0	≥ 60
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	1247,3	≤3000
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	565,0	≤2000
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	206,2	≤1000
Recuperação elástica (25°C, 20 cm), %	85,5	≥75
Temperatura mais alta do PG, °C	70	-
Índice de suscetibilidade térmica, °C	1,75	-
Ensaio no resíduo pós RTFOT		
Varição de massa, %	-0,059	≤1
Varição do ponto de amolecimento, °C	6,2	-5 a +7
Penetração retida, %	60,2	≥60
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	1958,9	-
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	807,6	-
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	267,8	-
Porcentagem de recuperação elástica original (25°C, 20cm), %	98,2	≥80
Temperatura mais alta do PG pós RTFOT, °C	70	-
Jnr 3,2 kPa, kPa ⁻¹	1,45	Tráfego pesado: 1,0<H≤2,0
Jnr _{diff} , %	103,12	≤75
R _{0,1} , %	70,45	-
R _{3,2} , %	44,68	-

Os resultados da Tabela 5 também apontam que o ligante asfáltico é adequado para os serviços de pavimentação, pois as propriedades analisadas encontram-se dentro dos critérios estabelecidos pela ANP nº32/2010 para asfalto modificado por polímero AMP 55/75-E. Esse ligante é classificado também como PG 70-XX. O AMP 55/75-E utilizado nesta pesquisa é indicado para rodovias com volume de tráfego pesado (H) segundo a AASHTO M320 (2016).

Os parâmetros do CAP 50/70 modificado, assim como a formulação utilizada e o processo de modificação são descritos no tópico a seguir.

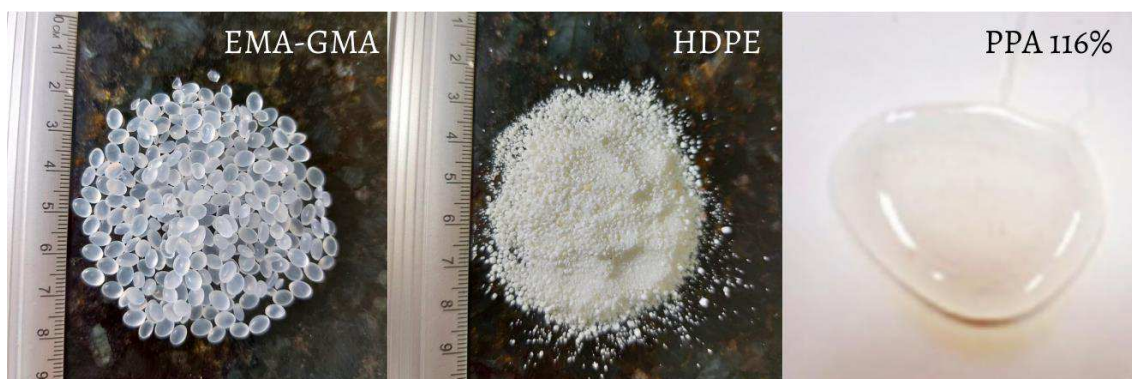
3.1.1.1 CAP 50/70 modificado

Neste estudo o ligante asfáltico CAP 50/70 foi utilizado como ligante base, obedecendo as especificações da norma DNIT 095/2010, conforme foi apresentado na Tabela 6. Três modificadores foram utilizados neste estudo (Figura 32), baseados nas pesquisas de Gama *et al.* (2018) e Gama *et al.* (2016), e são apresentados a seguir:

- Polímero reativo: Terpolímero Reativo (RET) de Etileno /Acrilato de Metila / Metacrilato de Glicidila (EMA-GMA), com teor de 20% em peso de acrilato de metila e 6% de metacrilato de glicidila, comercialmente denominado Polimul S74®. Fornecido pela Prana Petroquímica Ltda;

- Polímero não reativo: Polietileno de Alta Densidade (HDPE), comercialmente denominado Polimul SX-500®. Fornecido pela Prana Petroquímica Ltda;
- Catalisador: Ácido polifosfórico (PPA) a 116%. Fornecido pela Prana Petroquímica Ltda.

Figura 32 - Polímeros modificadores do ligante asfáltico



Gama *et al.* (2018) e Gama *et al.* (2016) utilizaram os mesmos modificadores desta pesquisa, e diante dos diferentes teores estudados, recomendaram um “teor ótimo” que promoveu as melhores propriedades físicas e reológicas ao ligante asfáltico. Este teor consiste na seguinte formulação: 97,75% CAP 50/70 + 1,80% EMA-GMA + 0,3% HDPE + 0,15% PPA, de porcentagem em peso do ligante. Para esta pesquisa, a modificação do ligante asfáltico CAP 50/70 foi realizada mediante três formulações propostas, conforme é apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Formulações propostas dos aditivos modificadores

Formulação	CAP 50/70	EMA-GMA	HDPE	PPA
M1	97,75%	1,80%	0,30%	0,15%
M2	98,38%	1,26%	0,21%	0,15%
M3	98,80%	0,90%	0,15%	0,15%

Para a formulação intitulada M1, optou-se por manter o teor ótimo recomendado por Gama *et al.* (2016) e Gama *et al.* (2018). Na formulação posterior M2, foi realizada uma redução de 30% nos teores dos polímeros EMA-GMA e HDPE, e em M3 uma redução de 50%.

Após a modificação do ligante base a partir da formulação M1, foi observada a formação de aglomerações no ligante modificado, indicando que as proporções dos modificadores estavam acima do ideal para obter uma mistura homogênea com o CAP 50/70. Em seu trabalho, Sidhu *et al.* (2022) também obtiveram a formação de aglomerações no ligante asfáltico VG-30 modificado pela combinação de ter-polímero de etileno (Ethylene-Ter-Polymer ou ETP) e PPA, a solução adotada pelos autores foi reduzir o teor de polímero reativo de 1,8% para 1,3%, mantendo o teor de ácido em 0,3%. Portanto, apesar do uso de polímeros reativos ser recomendado nos teores entre 1,5 e 2,5% (POLACCO *et al.*, 2015; DOMINGOS e FAXINA, 2015; KUMANDAŞ *et al.*, 2022), optou-se por reduzir o teor do polímero reativo, devido também à otimização proporcionada pelo PPA aos efeitos do EMA-GMA,

e para reduzir os riscos de gelificação que pode ocorrer para teores elevados de polímero reativo (BEHNOOD *et al.*, 2019). Por proporcionalidade, também foi realizada uma redução no teor da poliolefina (HDPE) para os testes (M2 e M3).

Não foram realizadas reduções no teor de ácido que foi mantido em 0,15% em peso de ligante. O teor foi mantido com base em pesquisa bibliográfica do ácido polifosfórico como catalizador de polímeros reativos na modificação de ligantes asfálticos (BULATOVIĆ *et al.*, 2014; XIAO *et al.*, 2014; POLACCO *et al.*, 2015; SINGH *et al.*, 2018; HAN *et al.*, 2022; SIDHU *et al.*, 2022; KUMANDAS *et al.*, 2022) e também nas experiências realizadas no Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP (VARELA *et al.*, 2016; GAMA *et al.*, 2016; GAMA *et al.*, 2018).

Para determinar as propriedades físicas e reológicas do CAP 50/70 modificado pelos aditivos propostos, foi produzida a mistura dos polímeros e do ácido ao ligante (Figura 33). O procedimento foi realizado em laboratório utilizando um agitador mecânico com rotação de 500 rpm, mantendo a temperatura do ligante asfáltico entre 160°C e 165°C. Os modificadores foram adicionados ao ligante base pré-aquecido seguindo a sequência de prioridade: 1) EMA-GMA durante 1 hora; 2) HDPE durante 30 minutos; e 3) PPA durante 30 minutos. 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).

Figura 33 - Mistura dos polímeros e ácido com agitador mecânico



Após esse processo, procedeu-se com a avaliação das propriedades físicas e reológicas dos ligantes modificados, a partir dos procedimentos apresentados na Tabela 4 e descritos anteriormente. Para determinar dentre as formulações propostas, o teor ideal dos modificadores utilizou-se como parâmetro as especificações da resolução ANP nº32/2010 para ligantes elastoméricos. Com base no objetivo da modificação proposta do ligante asfáltico, produzir um asfalto elastomérico a partir de polímeros, foi utilizada especificação do ligante asfáltico

caracterizado como AMP 55/75-E como limite para nortear as propriedades. A Tabela 7 apresenta as propriedades dos ligantes modificados nas formulações M1, M2 e M3 e as especificações.

Tabela 7 - propriedades físicas e reológicas dos ligantes asfálticos modificados M1, M2 e M3 e especificação ANP nº32/2010 para AMP 55/75-E

Característica	M1	M2	M3
Ensaio na amostra virgem			
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	28,9	40,2	44,0
Ponto de amolecimento, °C	74,8	67,5	62,0
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	4337,8	1671,0	1028,5
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	1545,0	713,0	474,5
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	391,2	219,5	160,5
Recuperação elástica (25°C, 20 cm), %	--	82,0	40,0
Temperatura mais alta do PG, °C	88	76	70
Índice de suscetibilidade térmica, °C	2,26	1,87	1,11
Ensaio no resíduo pós RTFOT			
Varição de massa, %	0,14	0,32	0,14
Varição do ponto de amolecimento, °C	7,5	6,0	9,5
Penetração retida, %	64,70	80,60	72,04
Viscosidade Rotacional a 135°C SP 21 20 rpm, cP	11170,0	2735,5	2092,5
Viscosidade Rotacional a 150°C SP 21 50 rpm, cP	3750,0	1118,5	850,0
Viscosidade Rotacional a 177°C SP 21 100 rpm, cP	787,5	303,5	238,0
Porcentagem de recuperação elástica original (25°C, 20cm), %	--	91,46	83,50
Temperatura mais alta do PG pós RTFOT, °C	88	76	76
Jnr 3,2 kPa, kPa ⁻¹	1,77	1,17	3,14
Jnrdiff, %	295,29	140,88	169,71
R0,1, %	76,73	78,91	59,51
R3,2, %	25,71	43,89	13,21

Na formulação M1, os resultados de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional e PG indicaram aumento da rigidez para o ligante com a modificação proposta. Isto também pôde ser constatado a partir do ensaio de recuperação elástica, em que a amostra rompeu antes de atingir os 20 cm de estiramento especificados em norma.

A formulação M2 apresentou resultados de penetração, ponto de amolecimento e viscosidade dentro dos limites da especificação para o AMP 55/75-E. Os resultados de recuperação elástica demonstraram que a modificação proposta promoveu a elasticidade desejada, acima do valor mínimo da especificação. O valor de PG para M2 é superior ao obtido para os ligantes CAP 50/70 e AMP 55/75, demonstrando um comportamento benéfico da combinação desses modificadores na melhoria da performance do ligante a altas temperaturas. De acordo com a AASHTO M320 (2016) a partir do valor de Jnr 3,2 kPa, o ligante modificado pela formulação M2 é indicado para rodovias com volume de tráfego pesado (H). O parâmetro %R a 0,1 KPa também indicou também que o ligante modificado apresenta a recuperação esperada para um ligante modificado por polímero elastomérico.

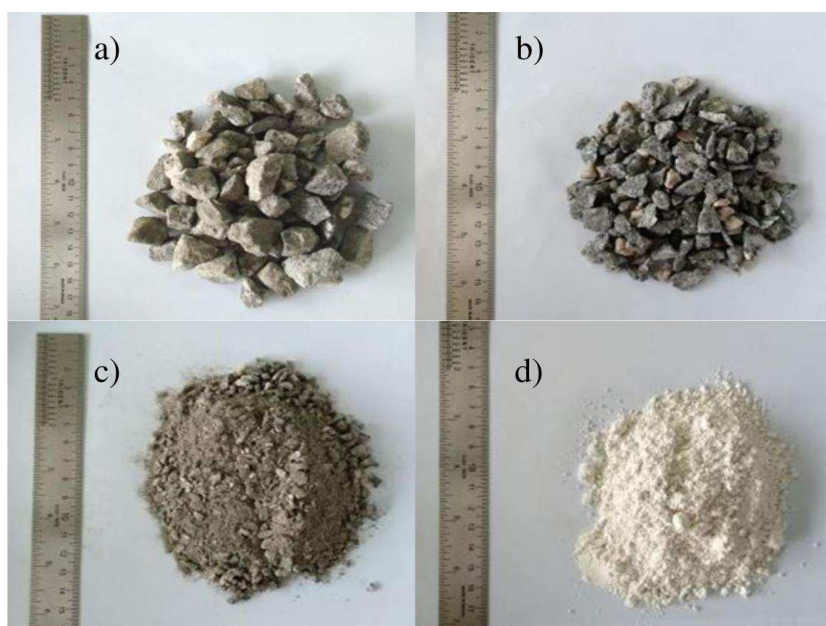
Na formulação M3, os resultados de penetração, ponto de amolecimento e viscosidade estão dentro das especificações para o AMP 55/75-E. A recuperação elástica demonstrou que a modificação proposta apresentou a elasticidade esperada para asfaltos modificados por polímero elastomérico, com valor acima da especificação, contudo menor do que M2. O valor de PG foi o mesmo de M2, indicando também melhoria da performance do ligante a altas temperaturas. Contudo, com base no valor de Jnr 3,2 kPa, o ligante modificado pela formulação M3 é indicado para rodovias com volume de tráfego padrão (S). O parâmetro %R a 0,1 KPa, também indicou uma recuperação menor do que M2.

Diante dos resultados apresentados, a formulação que proporcionou alto desempenho ao ligante asfáltico base, com os teores ideais para modificação, foi M2 (98,38% CAP 50/70 + 1,26% EMA-GMA + 0,21% HDPE + 0,15% PPA). Portanto, nos estudos com misturas asfálticas realizados posteriormente, optou-se por utilizar a denominação CAP 50/70 modificado para formulação proposta em M2. Os resultados da Tabela 7 demonstram que esse ligante asfáltico é classificado também como PG 76-XX. O CAP 50/70 modificado nesta pesquisa é indicado para rodovias com volume de tráfego pesado (H) segundo a AASHTO M320 (2016).

3.1.2 Agregados

Para compor as misturas asfálticas foram utilizados como agregados graúdos britas graníticas de diâmetros nominais máximos 19mm e 12,5mm. O agregado miúdo utilizado foi o pó de pedra, também de natureza granítica. A cal hidratada dolomítica foi usada como filer. Os agregados graúdos e o pó de pedra foram cedidos pela empresa Rocha Cavalcante, e o filer foi adquirido em comércio local, conforme a Figura 34.

Figura 34 - Agregados e filer utilizados nesta pesquisa a) Brita 19mm; b) Brita 12,5mm; c) Pó de pedra; d) Cal

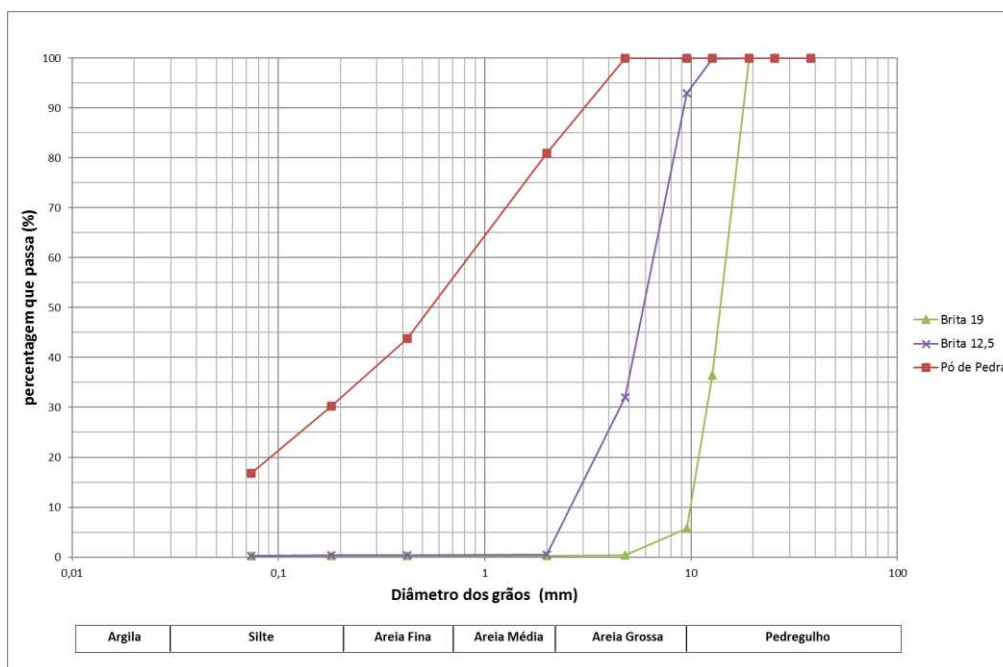


As propriedades físicas dos agregados foram avaliadas a partir dos procedimentos de análise granulométrica (DNIT 411/2019-ME); massa específica e absorção dos agregados gráudo e miúdo (DNIT 412/2019-ME e DNIT 413/2019-ME, respectivamente); abrasão *Los Angeles* (DNIT 035/98 - ME); índice de forma (DNIT 086/94 - ME); equivalente areia (DNIT 054/97 - ME); angularidade (ASTM C 1252/17); adesividade (DNIT 078/94 - ME); partículas fraturadas (ASTM D 5821/13) e partículas planas e alongadas (ASTM D 4791/10). A Tabela 8 e a Figura 35 apresentam os resultados desses procedimentos. Na Tabela 8 são apontadas as especificações para alguns resultados, de acordo com a metodologia SUPERPAVE.

Tabela 8 - Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados

Teste	Especificação	Resultados		
		Brita19,0mm	Brita12,5mm	Pó depedra
Massa específica real, g/cm ³	-	2,81	2,75	2,70
Massa específica aparente, g/cm ³	-	2,76	2,72	2,58
Absorção, %	≤2	0,39	0,70	0,36
Abrasão Los Angeles, %	≤55	21,0	-	-
Índice de forma	≥0,5	0,89	0,74	-
Partículas alongadas e achatadas (critério5:1), %	≤10	1,00	1,07	-
Partículas fraturadas (duas faces), %	≥90	99,88	99,89	-
Adesividade ao ligante asfáltico		Satisfatório	-	-
Equivalente areia, %	≥55	-	-	61,42
Angularidade, %	≥45	-	-	46,58

Figura 35 - Curvas granulométricas dos agregados



Todos os parâmetros analisados se encontraram dentro dos limites recomendados. Quanto à distribuição granulométrica dos grãos, os agregados gráudos apresentam graduação uniforme, enquanto o pó de pedra possui graduação densa.

3.2 MÉTODOS

Todos os ensaios apresentados nesta pesquisa foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Os procedimentos dos ensaios seguem as normas vigentes no Brasil, exceto para o ensaio de tração direta que não possui norma brasileira, e uma breve descrição da metodologia é então apresentada.

3.2.1 Ligantes Asfálticos

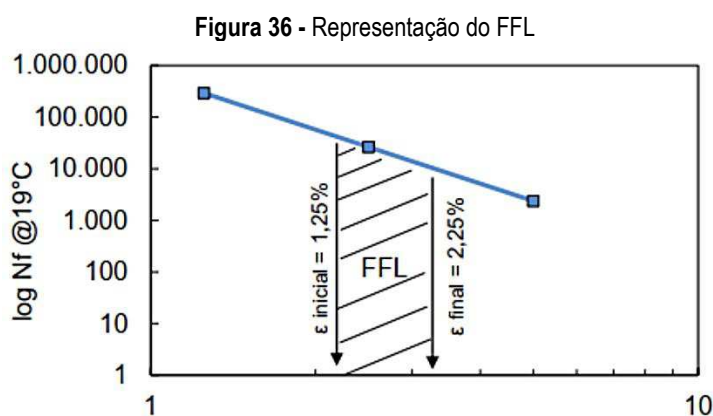
Neste estudo foi avaliado o comportamento dos ligantes asfálticos frente à fadiga a partir do ensaio de Linear Amplitude Sweep (LAS) com aplicação do modelo S-VECD descrito a seguir.

3.2.1.1 Linear Amplitude Sweep (LAS)

O ensaio de LAS foi realizado no DSR com geometria de placas paralelas de 8mm e gap de 2mm. A temperatura de ensaio foi de 19°C para todos os ligantes, sendo possível obter o dano por fadiga para valores de rigidez entre 12 e 60 MPa (SAFAEI, 2017). Dessa forma, é possível evitar falhas por adesividade entre as placas para a condição de rigidez elevada ou por fluxo na condição de baixa rigidez.

De acordo com o recomendado pela AASHTO TP 101 (2014), foram aplicados carregamentos cíclicos de cisalhamento em duas partes. Na primeira, foi aplicada uma variação de frequência entre 0,2 Hz até 30 Hz e amplitude de deformação constante de 0,1%, correspondente ao fingerprint da amostra, com a caracterização viscoelástica. Em seguida, o ensaio de dano foi realizado com deformação entre 0,1% e 30% em uma rampa linear, e frequência de 10 Hz durante 300s, correspondente ao teste de fadiga propriamente dito do material. O pico da tensão cisalhante e da deformação cisalhante foram registrados a cada 10 ciclos, junto ao ângulo de fase (δ) e módulo de cisalhamento [G^*]. A falha do material foi identificada pelo critério de energia dissipada.

Para análises dos resultados foram aplicadas as equações da teoria S-VECD para cálculo do comportamento à fadiga do material nas três amplitudes de deformação: 1,25%; 2,50% e 5,00%. Os ligantes foram comparados quanto ao seu Fator de Fadiga de Ligante (FFL), ou seja, o cálculo da área sob o gráfico de fadiga do log (Nf), no intervalo de 1,25% e 2,25% de deformação. A Figura 36 apresenta a representação gráfica do FFL.



Fonte: Almeida Jr (2019)

3.2.2 Misturas asfálticas

Neste tópico serão apresentados os procedimentos de dosagem das misturas asfálticas com os três ligantes conforme a metodologia SUPERPAVE, assim como a moldagem dos corpos de prova. Assim como os procedimentos realizada a caracterização laboratorial do comportamento das misturas asfálticas quanto às propriedades mecânicas a partir dos ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência, à deformação permanente a partir do ensaio uniaxial de carga repetida (*Flow Number*), a caracterização viscoelástica linear utilizando o ensaio de módulo dinâmico, e, por fim, foi avaliada a fadiga a partir do ensaio de tração direta uniaxial cíclico com aplicação do modelo S-VECD.

3.2.2.1 Dosagem das misturas asfálticas

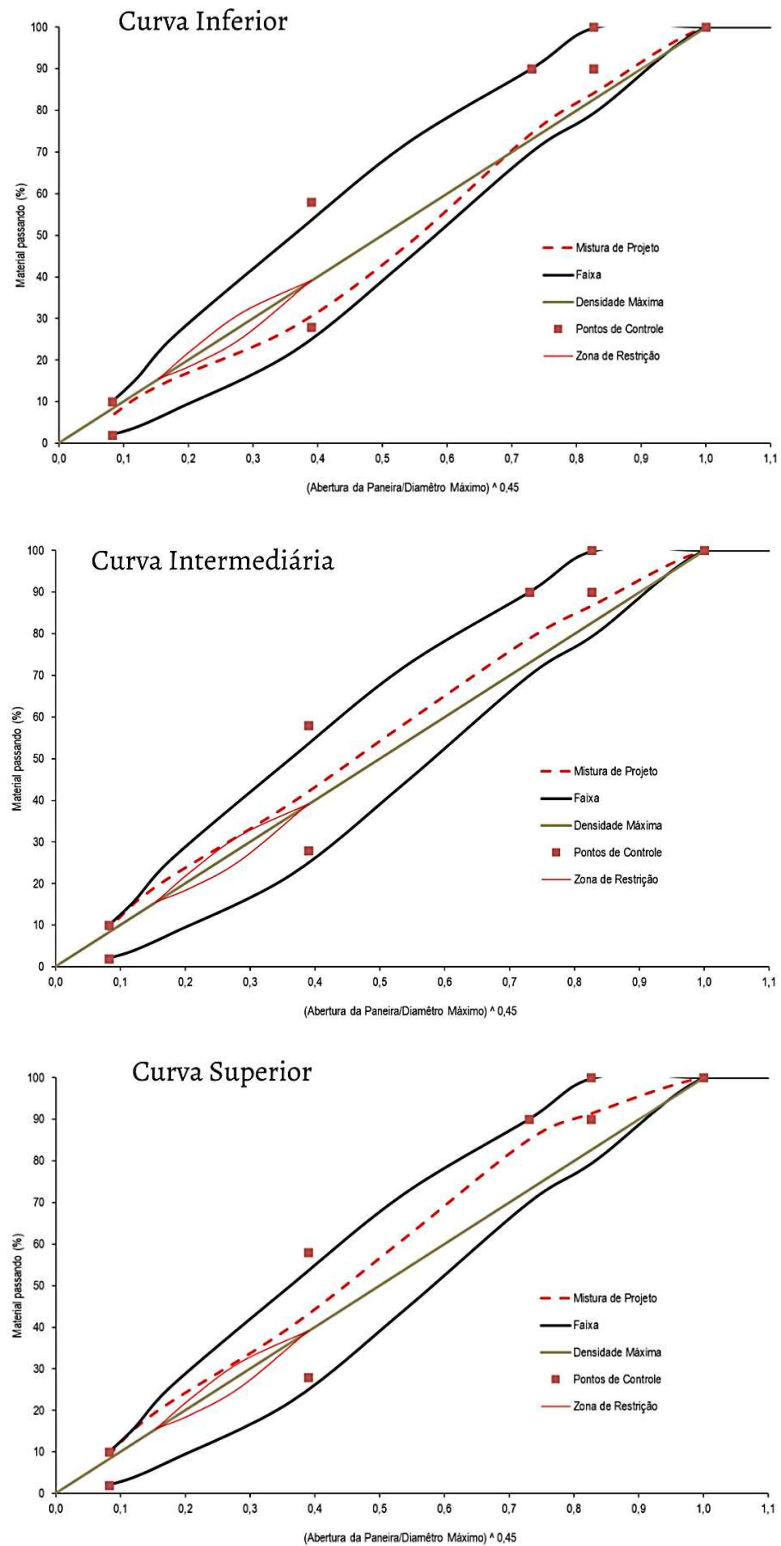
Para estudar o comportamento das misturas asfálticas, optou-se por trabalhar com misturas asfálticas usinadas à quente. A dosagem foi realizada conforme a metodologia SUPERPAVE. O nível de tráfego utilizado foi de médio a alto e o tamanho nominal máximo (TNM) foi de 19,0mm, utilizando os materiais descritos no Tópico 2.1. Foram realizadas três dosagens, uma para cada ligante selecionado nesta pesquisa: 1) CAP 50/70; b) AMP 55/75; e c) CAP 50/70 modificado. O processo de dosagem para o AMP 55/75 é descrito a seguir.

À princípio, foram escolhidas três composições granulométricas distintas para a dosagem, estabelecidas pela ponderação da granulometria dos agregados em uma granulometria única, sendo uma curva cde composição graúda (ou superior), uma intermediária e uma miúda (ou inferior). A proporção dos agregados foi definida para adequar a granulometria das misturas aos requisitos da metodologia SUPERPAVE e enquadrá-los aos limites estabelecidos para a faixa C do DNIT 031/2006 – ES. As proporções finais dos agregados utilizados para cada uma das três composições analisadas são apresentadas na Tabela 9, e as curvas são apresentadas graficamente na Figura 37.

Tabela 9 - Proporções de agregados

Curva	Brita 19,0mm	Brita 12,5mm	Pó de pedra	Cal
Inferior	24,0%	42,0%	33,0%	1,0%
Intermediária	20,0%	32,0%	47,0%	1,0%
Superior	13,0%	38,0%	48,0%	1,0%

Figura 37 - Curvas de distribuição granulométrica



A partir das três composições granulométricas adequadas aos requisitos da metodologia, foi realizada a compactação de corpos de prova (CPs) com teor inicial de ligante de 5,0% em peso total da mistura asfáltica, para

as três composições estudadas. Os CPs foram compactados utilizando o Compactador Giratório SUPERPAVE (CGS) de acordo com a norma ASTM D 6925-09.

Nessa etapa, foram moldados 6 CPs para cada curva, sendo dois para cada um dos três esforços (número de giros) de compactação: Nínicial, Nprojeto e Nmáximo. Para o nível de tráfego médio a alto, esses esforços são respectivamente 8 giros, 100 giros e 160 giros. O Nprojeto foi usado para selecionar o teor de ligante de projeto, enquanto o Nínicial e Nmáximo foram usados para avaliar a compatibilidade da mistura.

A Tabela 10 resume os parâmetros calculados para as três composições granulométricas estudadas e apresenta os critérios a serem atendidos de acordo com a metodologia SUPERPAVE. Os critérios a serem observados para aceitação da composição são: Volume de Agregado Mineral (VAM) maior que 11%, Relação Betume Vazios (RBV) entre 65% e 75%, %GmmNi menor que 89%, %GmmNp igual a 96% e %GmmNm menor que 98%. Com base nesses resultados, concluiu-se que a composição superior apresentou parâmetros mias próximos aos critérios da dosagem SUPERPAVE e volume de vazios mais próximo de 4,0%. Portanto, foi escolhida a composição superior para determinar o teor de ligante asfáltico de projeto.

Tabela 10 - Parâmetros volumétricos das misturas com teor de ligante inicial

Composição granulométrica	Teor de ligante	%Gmm @NINICIAL	%Gmm @NPROJETO	%Gmm @NMÁXIMO	Vv (%)	VAM (%)
Inferior	5,0	93,39	98,08	99,18	1,92	11,58
Intermediária	5,0	92,33	97,78	97,79	2,22	10,76
Superior	5,0	92,07	97,20	97,04	2,80	10,74
Critérios SUPERPAVE	--	<89,00	96	<98	4	>11

Posteriormente foram compactados os corpos de prova (composição superior) com variação sobre teor inicial de 5,0 % nas seguintes proporções: $\pm 0,5\%$ e $+1\%$, ou seja: 4,5%; 5,0%; 5,5% e 6,0%. Na Tabela 11 são apresentados os resultados dos parâmetros volumétricos da segunda fase da dosagem. Estes parâmetros permitiram a definição do teor de projeto, o qual foi usado na composição das misturas asfálticas.

Tabela 11 - Parâmetros volumétricos obtidos em função dos teores de ligantes iniciais

Teor de ligante	%GmmNPROJETO	VAM (%)	VV (%)	RBV (%)	Massa específica(g/cm ³)
4,34	92,59	13,41	7,41	68,57	2,564
4,84	94,70	12,56	5,30	67,46	2,545
5,34	96,97	11,83	3,23	66,72	2,519
5,84	97,55	11,92	2,45	67,27	2,502
Critérios SUPERPAVE	96	>11	4	65 a 75	--

Nesta etapa ainda não foi possível atender aos requisitos de dosagem e o volume de vazios de 4,0%. Então, a partir dos dados obtidos, foi estimado um novo teor de 5,25% que atendesse a este critério, e novamente foram moldados seis corpos de prova, desta vez, todos no Np com 100 giros, para a verificação das propriedades volumétricas da mistura compactada e confirmação do valor de 4% de volume de vazios. A Tabela 12 apresenta os parâmetros volumétricos para o teor de projeto.

Tabela 12 - parâmetros volumétricos obtidos para o teor de projeto

Teor de ligante	%Gmm NPROJETO	VAM (%)	VV (%)	RBV (%)	Massa específica (g/cm ³)
5,25	95,81	13,32	4,03	69,87	2,504
Critérios SUPERPAVE	96	>11	4	65 a 75	--

Para compor as misturas asfálticas ficou definido o teor de 5,25% de AMP 55/75, conforme se verificou na dosagem realizada. O mesmo processo de dosagem, de acordo com a metodologia SUPERPAVE, foi realizado para os demais ligantes asfálticos. A Tabela 13 apresenta um resumo dos teores de projeto encontrados para cada ligante asfáltico, e os respectivos parâmetros volumétricos das misturas asfálticas.

Tabela 13 - parâmetros volumétricos obtidos para os teores de projeto de cada ligante asfáltico

Mistura	Teor de ligante	%Gmm NPROJETO	VAM (%)	VV (%)	RBV (%)	Massa específica(g/cm ³)
CAP 50/70 Faixa C	5,31	95,88	13,22	4,10	69,69	2,510
	Critérios SUPERPAVE	96	>11	4,0	65 a 75	--
AMP 55/75 Faixa C	5,25	95,81	13,32	4,03	69,87	2,504
	Critérios SUPERPAVE	96	>11	4,0	65 a 75	--
CAP 50/70 modificado Faixa C	5,24	95,94	13,49	4,06	70,32	2,503
	Critérios SUPERPAVE	96	>11	4,0	65 a 75	--

3.2.2.2 Moldagem dos corpos de prova

Os agregados graúdos e miúdos e o ligante asfáltico foram aquecidos previamente à mistura em estufa, nas respectivas temperaturas de usinagem. Para a mistura foi utilizado o misturador mecânico da marca InfraTest testing systems (Figura 38), para obter uma mistura mais homogênea, evitando segregação e mantendo a temperatura uniforme durante as moldagens. O misturador apresenta temperatura controlada entre 25 e 260°C e capacidade para até 15 Kg de material.

Após o processo de mistura completo, as misturas soltas em um recipiente metálico foram levadas à estufa na temperatura de compactação +/- 3°C, conforme especifica a norma DNIT 178/2018. As misturas permaneceram em estufa por duas horas de serem compactadas, período denominado condicionamento de curto prazo, afim de simular o envelhecimento do ligante.

Após o período de condicionamento, os corpos de prova foram moldados no equipamento *Compactador Giratório SUPERPAVE (CGS)*, com diâmetro de 100 mm para este trabalho, dimensão especificada para os ensaios a serem realizados. A quantidade de massa foi fixada para cada tipo de ensaio, com o número de giros variando para obter o volume de vazios e a altura necessária para atender os requisitos dos ensaios. A Tabela 14 apresenta os parâmetros dos corpos de prova que serviram de base para cálculo da massa em cada ensaio.

Figura 38 - Misturador mecânico da marca Infracore Testing System



Os corpos de prova para o ensaio de fadiga à tração direta uniaxial foram moldados com 100x170mm para posterior corte, contornando problemas relacionados à não homogeneidade do volume de vazios nas regiões próximas à base e topo de corpos de prova moldados no CGS, e buscando obter um melhor paralelismo das faces (NASCIMENTO, 2015). Este procedimento proporciona uma melhor distribuição das tensões durante a execução dos ensaios, portanto, os corpos de prova apresentaram como dimensões finais 100x130 mm.

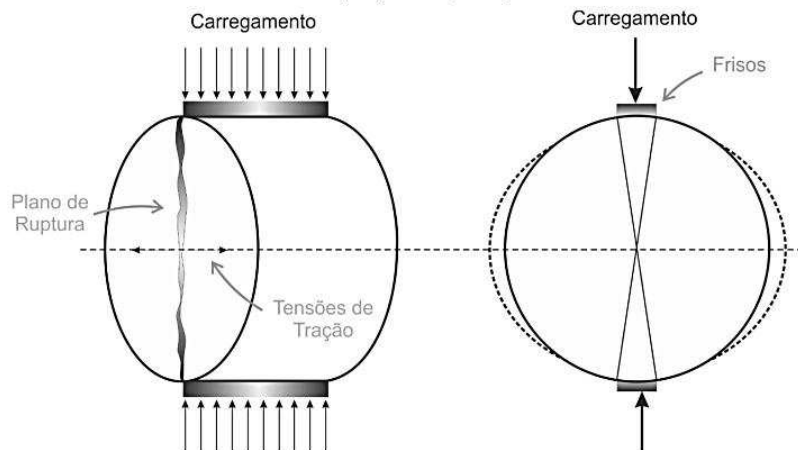
Tabela 14 - Dimensões dos corpos de prova para cada ensaio

Ensaio	Dimensões do CP (mm)	Volume de Vazios Vv(%)	TolerânciaVv (%)
Resistência à Tração - RT	100x64	4,00	1,0
Módulo de Resiliência - MR	100x64	4,00	1,0
Módulo Dinâmico - MD	100x150	5,50	0,5
Resistência à deformação permanente - FN	100x150	7,00	0,5
Fadiga à tração direta uniaxial	100x130	5,50	0,5

3.2.2.3 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas asfálticas seguiu as prescrições da norma DNIT 136/2018. O ensaio consiste na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas (Figura 39), para obter as tensões de tração uniformes através do diâmetro horizontal e perpendicular à carga.

Figura 39 - Forma de carregamento e plano de ruptura gerados durante o ensaio de resistência



Fonte: Brito (2006)

O equipamento utilizado para o ensaio de resistência à tração foi uma prensa mecânica, que aplica o carregamento estático com velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s. A leitura da carga de ruptura é realizada por meio de um anel dinamométrico acoplado à prensa. A resistência à tração (RT), é obtida pela equação (58):

$$RT = \frac{2F}{100.\pi.D.H} \quad (58)$$

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 a média aritmética dos valores obtidos para três corpos de prova de cada mistura, com valores individuais e média contidos num intervalo de ± 10 %. Antes do ensaio, as amostras passam por um condicionamento de 4 horas na temperatura de $25 \pm 1^\circ\text{C}$.

3.2.2.4 Módulo de Resiliência

Nesta pesquisa, a rigidez das misturas asfálticas foi medida a partir do módulo de resiliência, na configuração do ensaio de compressão diametral sob carga repetida, segundo as prescrições da norma NBR 16018/2011. O ensaio foi realizado em uma prensa hidráulica modelo UTM – 25 (*Universal Test Machine*) da IPC Global.

Durante o ensaio, uma carga no formato de onda *haversine* foi aplicada no plano diametral vertical do corpo de prova. Os carregamentos aplicados são equivalentes a 10% da resistência à tração por compressão diametral média de cada mistura. A frequência de carregamento utilizada é 1Hz, onde um ciclo corresponde a 0,10s de aplicação da carga seguido de 0,9s de repouso. A carga aplicada gerou uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação, levando a um deslocamento diametral recuperável na direção horizontal

correspondente à tensão gerada. O deslocamento horizontal foi medido por meio de LVDTs (Linear Variable Differential Transformers), nas duas faces do corpo de prova.

A partir dos valores de carga aplicada e deslocamentos horizontais recuperáveis obtidos, foi então calculado o módulo de resiliência, utilizando a equação (59). O valor é apresentado diretamente pelo software.

$$MR = \frac{P}{\Delta.H} \cdot (0,9976 \cdot \mu + 0,2692) \quad (59)$$

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 realizados à temperatura ambiente de 25°C, e os corpos de prova foram condicionados previamente à temperatura de ensaio (25± 0,5) °C por um período mínimo de 4 horas. O módulo de resiliência de cada mistura foi obtido pela média três amostras.

3.2.2.5 Resistência à deformação permanente

O ensaio uniaxial de carga repetida foi realizado para medir a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. O procedimento de ensaio seguiu as prescrições da norma DNIT 184/2018, utilizando a *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT) da marca IPC Global®.

O teste consistiu na aplicação de um carregamento uniaxial cíclico compressivo de 204 kPa no formato *haversine*, com 0,1s de aplicação e 0,9s de repouso, em corpos de prova não confinados a uma temperatura de 60°C. O critério de parada do ensaio foi o alcance de 7.200 ciclos de carregamento (3 horas de ensaio) ou uma deformação de 50.000 *microstrains*, na qual as amostras invariavelmente já atingiram a ruptura. A Figura 40 apresenta o corpo de prova posicionado para início do ensaio, e os corpos de prova antes e após a realização do ensaio.

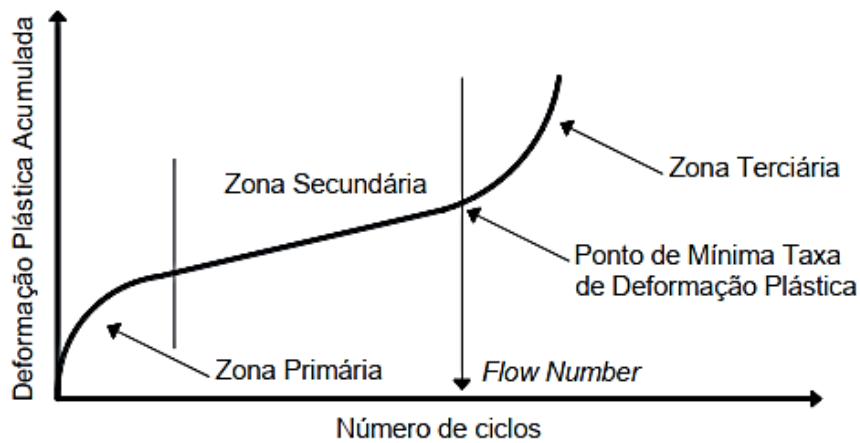
Antes da realização do ensaio os corpos de prova foram colocados na câmara de temperatura a 60,0 ± 0,5 °C, por um período mínimo de 3 horas. Para cada mistura o resultado obtido é o valor médio de três amostras.

Figura 40 - Corpo de prova posicionado para início do ensaio (esquerda) e corpos de prova antes e após a realização do ensaio (direita)



O *Flow Number* (resultado do ensaio) corresponde ao número de repetições de carga onde a deformação de cisalhamento, sob volume constante, é iniciada. Portanto, é possível afirmar que o *Flow Number* é o ponto onde a deformação permanente acumulada de uma mistura asfáltica passa a aumentar de forma rápida, indicando o colapso da amostra. A resposta do ensaio é a curva de número de ciclos de carga *versus* deformação plástica acumulada (Figura 41).

Figura 41 - Gráfico da curva de número de ciclos *versus* deformação permanente acumulada



Fonte: Boeira (2018)

A deformação plástica acumulada de cada corpo de prova foi ajustada ao modelo matemático de France, utilizado para representar o comportamento de ensaios de carga repetida, reduzindo a variabilidade dos dados experimentais. O modelo é formado pela combinação entre uma função potência e outra exponencial, expresso pela equação (60).

$$\varepsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (60)$$

Onde:

N é o número de ciclos;

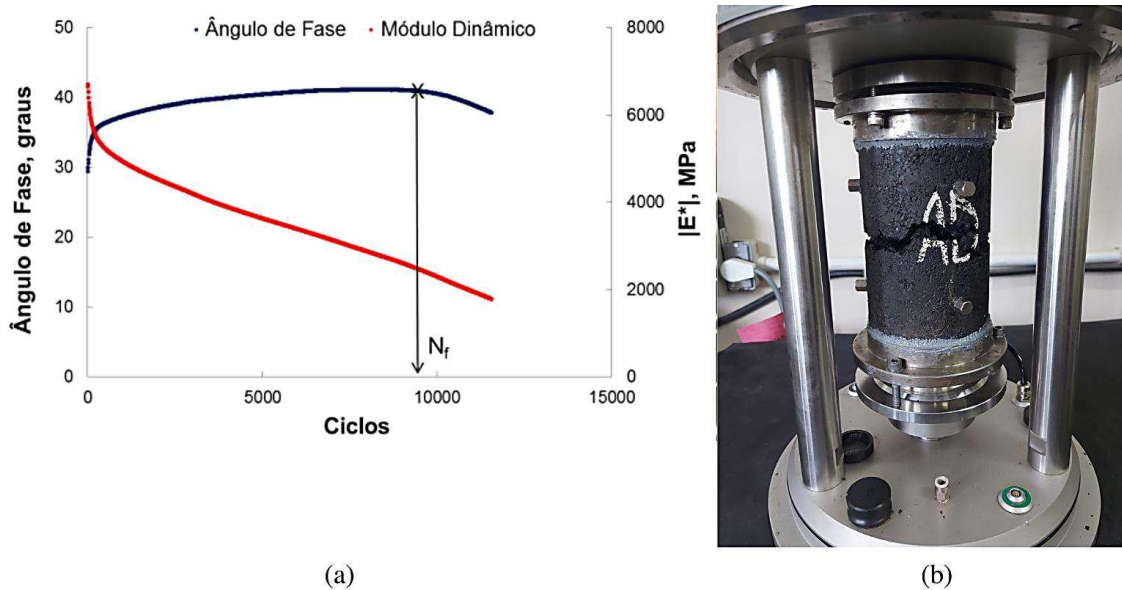
A, B, C e D são constantes determinadas para cada amostra ensaiada.

Para determinar as constantes (A, B, C e D) foi realizada uma otimização numérica, de forma a obter uma curva dos ciclos de carga *versus* deformação plástica acumulada semelhante à obtida experimentalmente. A parcela formada pela função de potência e os coeficientes A e B está relacionada às zonas primárias e secundária, enquanto a função exponencial e os coeficientes C e D referem-se ao comportamento da zona terciária.

3.2.2.6 Ensaio de fadiga à tração direta uniaxial cíclico

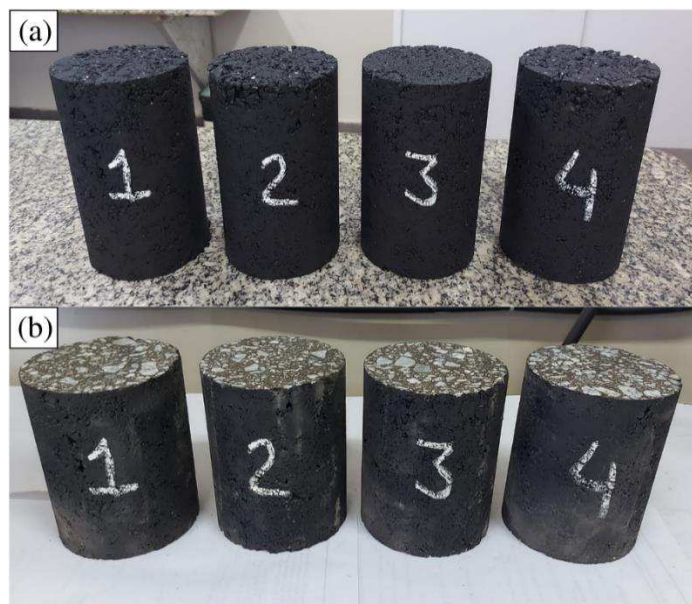
O ensaio de fadiga à tração direta uniaxial cíclico seguiu as prescrições da norma AASHTO TP 107-14. O teste consistiu em aplicar ao corpo de prova uma deformação cíclica senoidal, de amplitude constante e frequência de 10 Hz. A deformação axial foi medida por extensômetros, e o critério de ruptura normalmente utilizado normalmente para este tipo de ensaio é a queda do ângulo de fase (SABOURI e KIM, 2014; NASCIMENTO *et al.*, 2014) (Figura 42-a). A validação do ensaio ocorre caso a macrotrinca se localize em uma seção dentro do intervalo de medição dos LVDTs, normalmente 70 mm na região central (Figura 42-b). Caso a macrotrinca esteja localizada fora dessa área, o ensaio deve ser descartado, já que as deformações não são capturadas de forma correta pelos sensores. Durante a realização do ensaio, foram coletados e monitorados dados da amostra de módulo dinâmico, ângulo de fase, tensão, deslocamento do atuador, deformação e temperatura.

Figura 42 - Queda do ângulo de fase durante o ensaio de fadiga à tração direta (a) (NASCIMENTO *et al.*, 2014) e verificação da localização da macrotrinca (b)



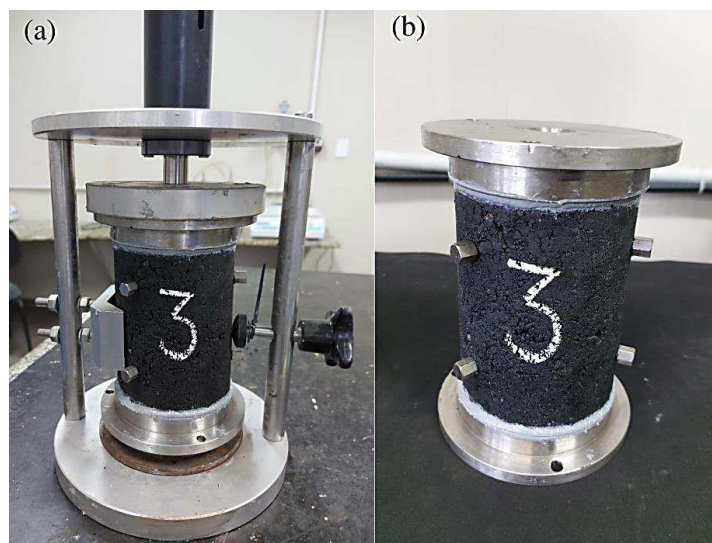
Para a realização do ensaio, as amostras foram moldadas no compactador giratório Superpave (CGS) com dimensões de 10x17cm e volume de vazios de $5,5\% \pm 0,5\%$. Após a moldagem, foi realizado o corte de 2 cm de topo e 2 cm de base dos corpos de prova, que apresentam dimensões finais de 10x13 cm (Figura 43). Este procedimento visou obter amostras com maior homogeneidade na distribuição do volume de vazios (CHEHAB *et.al.*, 2000; NASCIMENTO, 2015). Apesar de, a proposta inicial de homogeneização dos vazios incluir também a extração da região axial para um determinado raio, Nascimento (2015) identificou que a distribuição do volume de vazios ao redor do eixo axial de amostras cilíndricas é aproximadamente homogênea. Portanto, neste trabalho não é realizado o procedimento de extração da região central dos corpos de prova.

Figura 43 - Corpos de prova com dimensões iniciais de 10x17cm (a), e após o corte da base e do topo com dimensões finais de 10x13cm (b)



Após o corte, os corpos de prova foram colados nas placas *top* e *down* do ensaio. O processo de colagem demandou 24 horas de cura, sendo utilizado o adesivo estrutural Compound adesivo TIX Vedacit® de base epóxi e baixa fluidez. Para a colagem, foi utilizado um gabarito, conforme demonstra a Figura 46, a fim de obter um alinhamento preciso entre os eixos da placa e da amostra. O correto alinhamento do corpo de prova no centro dos pratos é muito importante, para que não se desenvolvam tensões que não de tração.

Figura 44 - Colagem do corpo de prova utilizando gabarito (a) e amostra colada nas placas de ensaio (b)



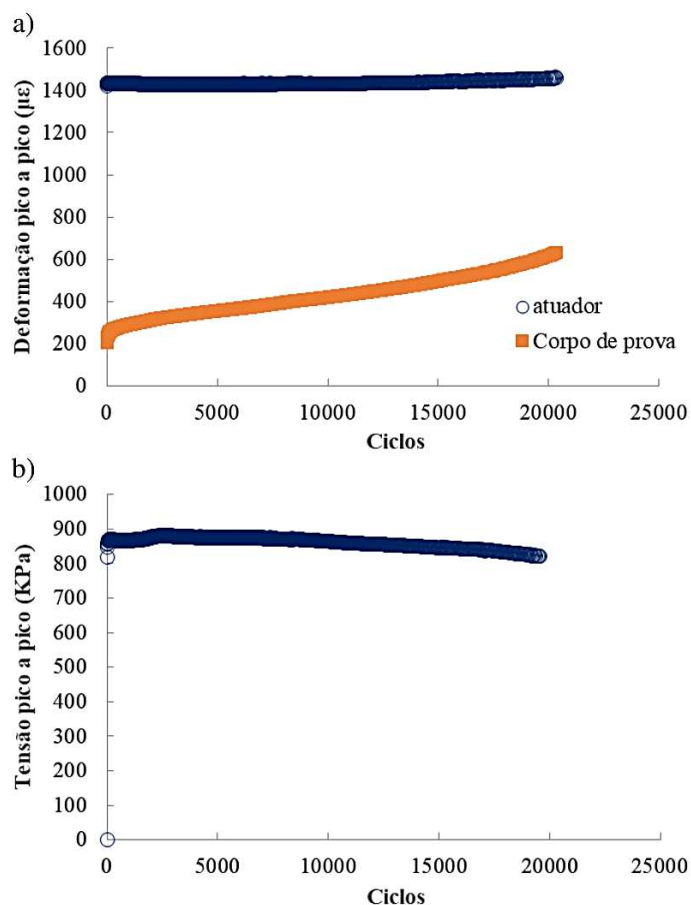
Nesta pesquisa, o ensaio foi executado usando a *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT) da marca IPC Global, que dispõe de uma célula de carga de ± 15 KN, uma câmara de controle de temperatura e um sistema de controle e aquisição de dados denominado IMACS (*Integrated Multi-Axis Control System*), 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 ensaio.

De acordo com a norma AASHTO TP 107-14, o ensaio de tração direta deve ser conduzido a uma frequência de 10Hz e a temperatura deve ser determinada como a média entre as temperaturas alta e baixa do PG do ligante menos três graus, não sendo superior a 21°C. Contudo, em decorrência da limitação de capacidade da célula de carga da AMPT (± 15 KN), optou-se por aumentar a temperatura de ensaio para 25°C, trabalhando com uma rigidez menor das misturas asfálticas e esperando que não se desenvolvam deformações plásticas no material. Os testes foram conduzidos variando a amplitude de deformação, dessa forma, cada ensaio foi validado utilizando três amostras, cada uma com um nível de deformação diferente (cerca de 200, 250 e 300 $\mu\epsilon$), buscando atingir a ruptura dentro do intervalo de 1.000 a 100.000 ciclos.

O ensaio consiste em duas fases. Inicialmente, foi aplicado a cada amostra, na mesma frequência do ensaio de fadiga, uma pequena carga mantendo as deformações entre 50 e 75 $\mu\epsilon$, medido nos LVDTs acoplados ao corpo de prova, visando determinar o módulo dinâmico para as mesmas condições do ensaio de fadiga (10Hz e 25°C). Esse ensaio para medir o módulo precedendo o ensaio de fadiga é denominado *fingerprint*, e utilizado no S-VECD para corrigir a variabilidade entre as amostras, ou seja, corrigir a diferença entre a rigidez medida no ensaio de módulo complexo completo e, das amostras da mesma mistura, produzidas para o ensaio de fadiga. Com esses dados é possível calcular o *Dinamic Modulus ratio* (DMR). Após um intervalo de 20 minutos, as amostras foram submetidas ao ensaio de fadiga propriamente dito, em que o atuador é programado para chegar a um deslocamento de pico constante para cada ciclo de carga.

O ensaio de fadiga à tração direta na AMPT utilizou o modo tração cíclica, que é controlado por uma amplitude de deslocamento constante do atuador. A Figura 45 apresenta os dados de entrada e resposta típicos obtidos a partir deste ensaio. A deformação do atuador é calculada dividindo o deslocamento do atuador pela altura da amostra (130 mm), e a deformação do corpo de prova é determinada dividindo o deslocamento medido pelos sensores (LVDTs) acoplados ao redor do corpo de prova pela medida de comprimento entre os sensores (70 mm). Apesar da deformação do atuador permanecer em tração durante todo o ensaio de fadiga, a tensão de resposta inclui níveis de tração e compressão no ciclo devido à natureza viscoelástica do material. Os gráficos (a) e (b) da Figura 45 demonstram que a tensão pico a pico diminui enquanto a deformação no corpo de prova aumenta durante o teste. Devido à compliância da máquina, a amplitude de deformação real no corpo de prova é substancialmente menor do que a amplitude de deformação controlada do atuador (LEE *et al.*, 2019), conforme é possível observar no gráfico (b).

Figura 45 - Valores de entrada e de resposta típicos de a) Deformação pico a pico versus número de ciclos, e b) Tensão pico a pico versus número de ciclos



Para abordar o efeito da compliância da máquina, o software de teste foi programado para usar a deformação no corpo de prova desejada durante o primeiro ciclo de carregamento, e não a deformação do atuador, como nível de deformação de entrada. A deformação constante do atuador é calculada pela equação (61).

$$\varepsilon_{atuador} = \varepsilon_{entrada} \times MCF \quad (61)$$

Onde:

$\varepsilon_{atuador}$ é a deformação do atuador;

$\varepsilon_{entrada}$ é a deformação de entrada na AMPT;

MCF é o fator de compliância da máquina.

O fator MCF é a razão entre a deformação do atuador com a do corpo de prova e é determinado a partir do teste de *fingerprint*, realizado antes do ensaio de fadiga cíclico. O MCF é utilizado para ajustar a deformação do atuador para que a deformação resultante do corpo de prova corresponda à deformação de entrada no primeiro ciclo. No software atual de controle da AMPT, o MCF é assumido como constante durante todo o teste, e, portanto, o nível de deformação do atuador calculado para o primeiro ciclo de carregamento é aplicado ao corpo de prova para o restante do teste (LEE *et al.*, 2019).

Uma das principais vantagens do ensaio de fadiga à tração direta é a possibilidade de utilizar os resultados para calibrar o modelo de dano contínuo viscoelástico simplificado (S-VECD), utilizado na abordagem mecânica de misturas asfálticas para previsões de desempenho do pavimento. De acordo com Lee *et al.* (2018) o ponto chave do modelo S-VECD é a curva característica do dano, que independe do modo de carga, histórico de carregamento e temperatura. Conseqüentemente, um modelo pode ser ajustado para a curva característica do dano e utilizado para prever a resposta ao dano para qualquer histórico de carregamento de interesse utilizando resultados de teste limitados.

Teoricamente, um único ensaio poderia ser utilizado para obter as duas principais funções do material no modelo S-VECD, ou seja, a curva característica do dano, que relaciona a pseudorrigidez ao parâmetro dano, e o critério de falha denominado G^R . No entanto, na prática, são necessárias réplicas em virtude da variabilidade inerente das amostras de mistura asfáltica e ensaios de fadiga cíclicos. Conseqüentemente, a AASHTO TP 107 requer pelo menos três amostras.

3.2.2.7 Aplicação do modelo de dano contínuo viscoelástico simplificado (S-VECD)

Para aplicar o modelo S-VECD, foram realizados os procedimentos descritos nesta seção, dessa forma serão apresentadas as etapas do processo.

- **Caracterização linear viscoelástica (LVE)**

Para aplicação do modelo S-VECD, é necessário caracterizar as misturas asfálticas quanto às propriedades viscoelásticas lineares.

O Módulo complexo E^* é um número que relaciona a amplitude complexa de uma tensão senoidal imposta a um material viscoelástico linear, a uma determinada velocidade angular (ω), com a amplitude complexa de

deformação senoidal (KIM, 2009). O valor absoluto do módulo complexo é o módulo dinâmico $|E^*|$, que é determinado de forma experimental pela aplicação de uma sequência de cargas senoidais em diferentes frequências e temperaturas, a depender da metodologia utilizada.

O Módulo dinâmico ($|E^*|$) e ângulo de fase (δ) das misturas asfálticas foram caracterizados na AMPT para as seguintes frequências de carregamento: 25Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz e 0,1 Hz, da mais alta para a mais baixa, para as temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C. conforme a norma DNIT 432/2019 – ME. Durante o ensaio foram aplicadas cargas cíclicas no formato *haversine* ajustadas para cada combinação de frequência e temperatura, para garantir a aplicação de níveis de deformação entre 50 $\mu\epsilon$ e 75 $\mu\epsilon$. A AASHTO T 342 (2011) sugere níveis de deformação entre 50 $\mu\epsilon$ e 150 $\mu\epsilon$, contudo a recomendação de Underwood (2011) foi seguida. Para cada mistura asfáltica foram testadas três amostras. Os resultados destes parâmetros são apresentados normalmente pelas curvas isotérmicas, curvas mestras, curvas isócronas, espaço Black e plano Cole-Cole.

As curvas isotermas, representação gráfica do módulo dinâmico em função das frequências aplicadas para cada temperatura de ensaio, foram transladadas multiplicando as frequências por uma constante denominada fator de deslocamento ou *shift-factor* (a_T), para obter o melhor ajuste da curva mestra. As frequências de ensaio transladadas são denominadas de frequências reduzidas (f_R). De acordo com a norma DNIT 416 (2019), a curva mestra resultante pode ser ajustada por um modelo sigmoidal apresentado na equação (62), e os fatores de deslocamento (*Shift factors*) podem ser ajustados por uma função polinomial de segunda ordem, conforme apresentado na equação (63).

$$\log(|E^*|) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log(f_R)}} \quad (62)$$

$$\log(a_T) = a_1(T^2 - T_R^2) + a_2(T - T_R) + a_3 \quad (63)$$

Onde:

$|E^*|$ é o módulo dinâmico;

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

f_R é a frequência reduzida;

a_T é o fator de deslocamento;

T é a temperatura do ensaio (°C);

T_R é a temperatura de referência, para a qual será feita a translação (°C);

a_1 e a_2 são os coeficientes de ajuste.

Os resultados de módulo dinâmico foram utilizados nas análises do dano contínuo viscoelástico das misturas estudadas.

- **Curva característica de dano**

Para aplicação do modelo S-VECD os resultados do módulo dinâmico foram interconvertidos em módulo de relaxação, a partir da teoria da viscoelasticidade e técnicas de interconversão de Schapery e Park (1999). O

processo é realizado utilizando o módulo de armazenamento (E'), obtido experimentalmente, expresso em função da frequência angular (ω_R), conforme a equação (64). O módulo de armazenamento também pode ser representado na forma de uma série de Prony conforme a equação (65). A série de Prony é capaz de descrever o comportamento viscoelástico linear dos materiais, e os coeficientes ρ_i e E_i , são utilizados na série de Prony da equação (66) para determinar o módulo de relaxação $E(t)$ no domínio do tempo.

$$E'(\omega_r) = |E^*(\omega_r)| \times \cos(\varphi(\omega_r)) \quad (64)$$

$$E'(\omega_r) = E_\infty + \sum_{i=1}^m \frac{\omega_r^2 \rho_i^2 E_i}{\omega_r^2 \rho_i^2 + 1} \quad (65)$$

$$E(t) = E_\infty + \sum_{i=1}^m E_i e^{-t/\rho_i} \quad (66)$$

Onde:

E' é o módulo de armazenamento;

E^* módulo dinâmico;

ω_m 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 ρ_i tempo de relaxação;

$E(t)$ é o módulo de relaxação.

Os resultados de módulo de armazenamento também foram ajustados por uma função sigmoideal antes de serem apresentados na forma de série de Prony. Segundo Kim (2009), este processo visa obter um melhor ajuste da série de Prony para o módulo de relaxação. A função de ajuste sigmoideal para E' é apresentada na equação (67).

$$\log(E') = k + \frac{\log(\max E') - k}{1 + e^{\delta + \gamma \log(f_R)}} \quad (67)$$

Onde:

máx E' é o valor máximo que E' pode assumir, de acordo com as características da mistura, como vazios do agregado mineral e relação betume-vazios;

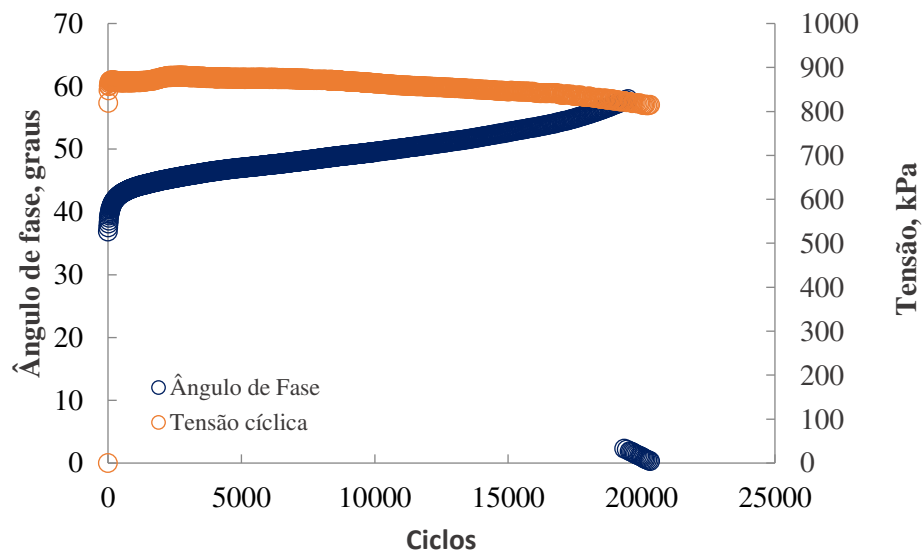
k , δ e γ são os coeficientes de ajuste.

Com os dados de entrada da viscoelasticidade na forma de série de Prony, *fingerprint* para corrigir a variabilidade das amostras e os dados experimentais de fadiga à tração direta, foram utilizadas planilhas do Excel para aplicar as equações do modelo S-VECD. Estes dados irão permitir a análise do dano por fadiga durante os ciclos de carregamento e a previsão e definição da falha por fadiga.

A norma AASHTO TP-107 (2014) apresenta os procedimentos de ensaio e etapas de cálculo para caracterização da curva de dano de um material. A descrição das equações utilizadas para desenvolver o modelo S-VECD também pode ser encontrada nos trabalhos de Daniel e Kim (2002), Kim *et al.* (2002), Hou (2009), Underwood e Kim (2009), Underwood *et al.* (2010, 2012) e Nascimento (2015).

Na rotina de cálculos, os dados brutos do ensaio foram processados em diversas planilhas diferentes e combinados para uma formatação única. Dessa forma, é obtido o primeiro gráfico de interesse do ensaio (Figura 46), com as informações de módulo dinâmico, ângulo de fase e ciclos de carregamento.

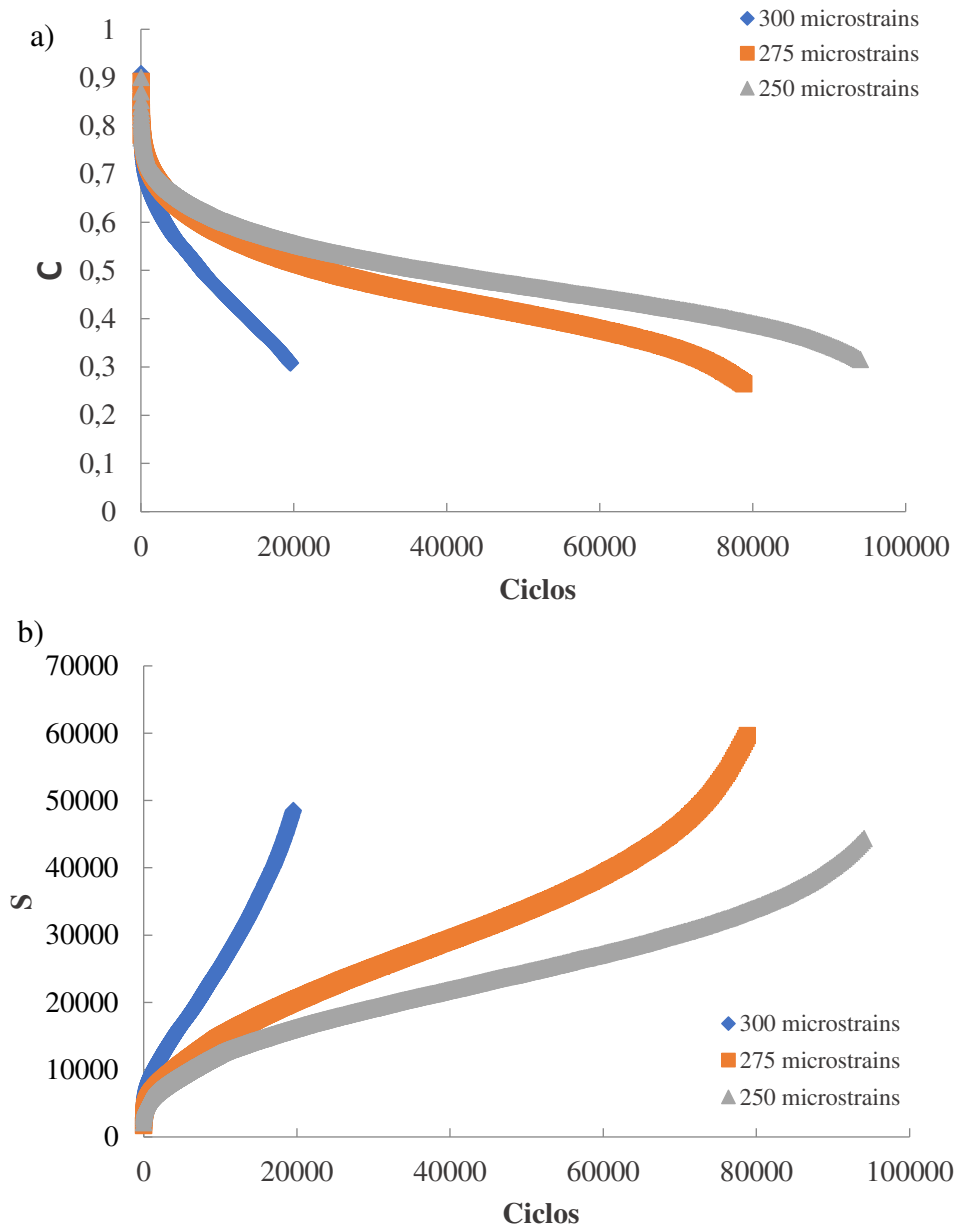
Figura 46 - Evolução do módulo dinâmico e ângulo de fase ao longo dos ciclos



Fonte: Autor (2022)

A partir desses dados do ensaio, é realizada a segunda fase dos cálculos, com a evolução da integridade e o acúmulo de dano no material. A Figura 47 (a) apresenta a redução da integridade com os ciclos de carregamento e a Figura 47 (b) mostra o acúmulo de dano, com amplitudes de deformação diferentes, para três amostras ensaiadas.

Figura 47 - evolução da integridade e do acúmulo de dano no modelo S-VECD



Fonte: Autor (2022)

Para assumir que a curva característica do dano (C vs S) é uma propriedade inerente do material, independente das condições de carregamento e temperatura de ensaio, as curvas de dano das amostras ensaiadas, em diferentes níveis de deformação, devem colapsar umas sobre as outras. Tendo em vista que as curvas de dano são obtidas a partir de dados experimentais, é necessário utilizar um modelo matemático de ajuste (*fitting*), aplicando um modelo de potência (equação 50) ou um modelo exponencial (equação 51).

4 RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados de desempenho em laboratório dos ligantes e misturas asfálticas avaliados neste trabalho.

4.1 LIGANTES ASFÁLTICOS

Neste tópico serão apresentados os resultados da avaliação do desempenho quanto à fadiga dos ligantes asfálticos a partir do ensaio Linear Amplitude Sweep (LAS).

4.1.1 Linear Amplitude Sweep (LAS)

A avaliação da tolerância ao dano por fadiga dos ligantes asfálticos foi realizada a partir do ensaio Linear Amplitude Sweep (LAS) a 19°C. A fim de posteriormente comparar com as misturas asfálticas usinas, os materiais foram avaliados na condição RTFOT. O critério de falha utilizado foi a abordagem energética a partir da energia de pseudo-deformação.

A partir do modelo VECD, de acordo com a norma AASHTO TP 101 (2014), foi possível obter as curvas de integridade (C) *versus* acúmulo de danos (S) dos ligantes (Figura 48). É possível verificar a partir das curvas de C vs S que o ligante apresenta comportamento semelhante ao esperado, com perda de integridade com o acúmulo de dano. Os ligantes CAP 50/70 e CAP 50/70 modificado apresentam maior perda de integridade para um mesmo valor de dano, enquanto o AMP 55/75 apresenta menor perda de integridade para o mesmo valor de dano que os outros. Hasan *et al.* (2019) e Hassanpour-Kasanagh *et al.* (2020) encontraram a mesma tendência de comportamento na curva de dano para ligantes modificados com SBS em comparação ao ligante base. Por outro lado, o CAP 50/70 apresentou maior acúmulo de dano até a falha.

As curvas resultantes de número de ciclos até a falha (N_f) *versus* deformação (ϵ) são apresentadas na Figura 49, para as deformações de 1,25%, 2,5% e 5%. Percebe-se que o CAP 50/70 modificado demonstra ser o mais resistente aos danos por fadiga para esta condição de teste, com maior número de ciclos para uma mesma deformação, e o CAP 50/70 é o que resiste a menos ciclos dentre os três ligantes avaliados. O AMP 55/75 resiste a mais ciclos do que o ligante base, conforme também foi observado no teste de LAS por Hasan *et al.* (2019) e Hassanpour-Kasanagh *et al.* (2020).

Figura 48 - Curvas de integridade (C) versus dano acumulado (S) dos ligantes asfálticos

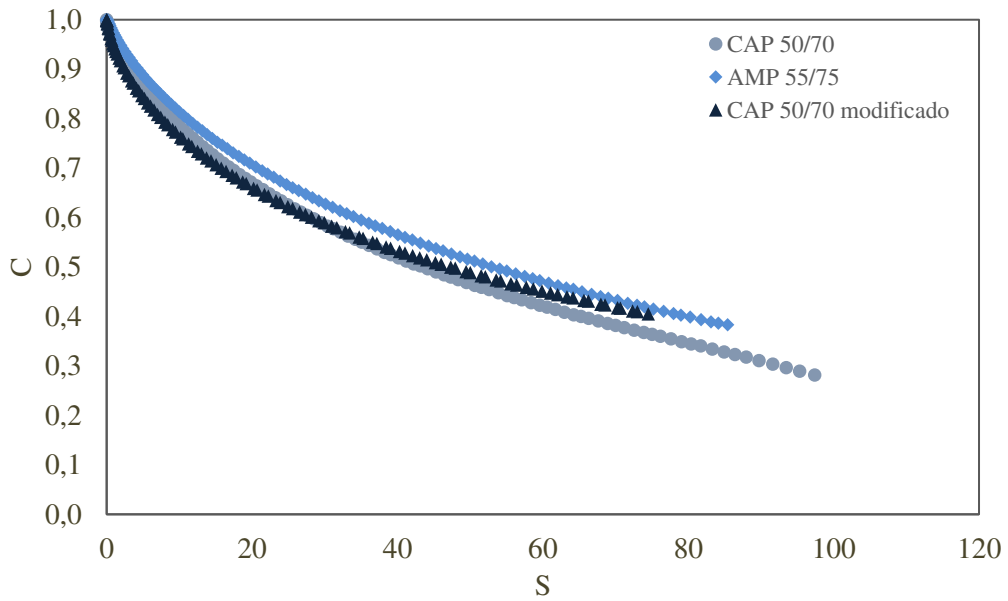
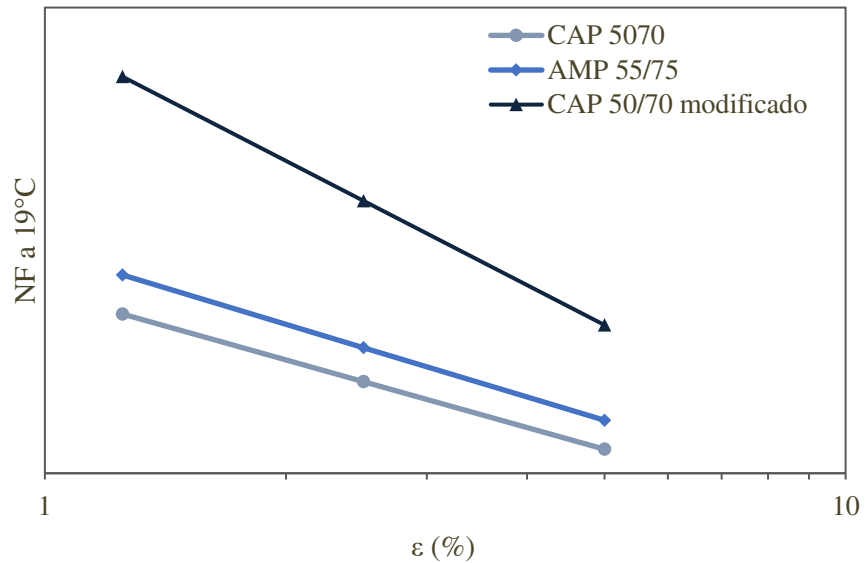


Figura 49 - simulação das curvas de Wöhler dos ligantes asfálticos a partir do teste LAS



Recentemente foi desenvolvido um critério com base na relação entre o LAS para ligantes e fadiga uniaxial para misturas asfálticas (a partir do modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado S-VECD). Underwood (2011) e Hintz *et al.* (2011) propuseram o fator de fadiga do ligante (FFL), a partir da área abaixo das curvas de fadiga para os níveis de tensão de 1,25% e 2,50%. Esse índice é calculado conforme a equação (68):

$$FFL = \frac{(\log(N_{f1,25\%}) + \log(N_{f2,5\%}))}{2} \times (\log(0,025) - \log(0,0125)) \quad (68)$$

Onde:

$N_{f1,25\%}$ é a vida de fadiga do ligante a 1,25% de deformação e $N_{f2,5\%}$ é a vida de fadiga do ligante a 2,5% de deformação.

Nascimento (2021) definiu alguns limites para o FFB dos ligantes asfálticos com base no banco de dados que vem sendo acumulado pela Petrobrás no Brasil. Os limites são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Classificação do FFL (19°C) de acordo com Nascimento (2021)

Classificação	FFL (19°C)
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	$1,48 \leq FFB \leq 1,57$
5 – Excelente	$FFB \geq 1,57$

A classificação dos ligantes desta pesquisa de acordo com o critério de Nascimento (2021) é apresentada na Tabela 16.

Tabela 16: FFL a 19°C

Ligante	FFL (19°C)	Classificação Nascimento (2021)
CAP 50/70	1,34	3 - intermediário
AMP 55/75	1,47	3 - intermediário
CAP 50/70 modificado	2,07	5 - excelente

Com base nessa classificação, os ligantes CAP 50/70 e AMP 55/75 foram considerados intermediários, enquanto o CAP 50/70 modificado foi considerado excelente nesse ranking.

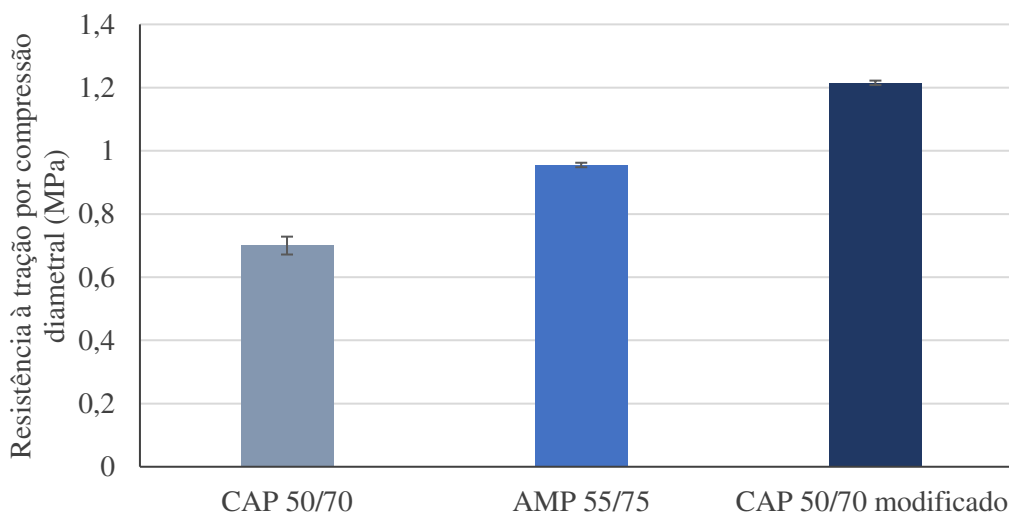
4.2 MISTURAS ASFÁLTICAS

Os desempenhos das misturas asfálticas foram avaliados 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) e fadiga a partir do ensaio de tração direta uniaxial cíclico na temperatura de 25°C.

4.2.1 Resistência à tração direta por compressão diametral

A Figura 50 apresenta os valores médios da resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas asfálticas com ligantes convencional e modificados por adição de polímero, junto com os respectivos desvios-padrão.

Figura 50 - Resultados de resistência à tração direta por compressão diametral



Verifica-se que a mistura com CAP 50/70 atendeu à tensão mínima de 0,65 MPa exigida pela especificação de serviço para concretos asfálticos produzidos com ligantes convencionais DNIT 031/2006. A mistura asfáltica com AMP 55/75 encontra-se dentro do intervalo de 0,7 MPa a 1,2 MPa, estabelecido pela norma DNER-ES 385 (1999) para concretos asfálticos produzidos com ligantes modificados por polímero, enquanto a mistura com o CAP 50/70 modificado apresentou valor de RT pouco acima do limite superior do intervalo de especificação. A análise de variância ANOVA (*Analysis of Variance*) de fator único, com nível de significância de (n) de 5%, demonstrou que há distinção entre valores da RT das misturas asfálticas analisadas, compostas por ligante asfáltico convencional e modificados.

Para comparar os resultados das três misturas asfálticas par a par, foram realizados testes t com n=5%, considerando a hipótese nula de não haver diferença significativa entre os resultados dos grupos analisados. Os resultados dos testes apresentaram p valores de 0,0032; 0,0008 e 0,0004 para a comparação entre as misturas com CAP 50/70 convencional e AMP 55/75, CAP 50/70 convencional e CAP 50/70 modificado e AMP 55/75 e CAP 50/70 modificado, respectivamente. Isto demonstra que o aumento do valor da RT para as misturas asfálticas com ligantes modificados em relação à mistura com ligante convencional é estatisticamente significativo, assim como o aumento da RT para o concreto asfáltico com CAP modificado em relação ao AMP 55/75.

A mistura com AMP 55/75 apresentou RT 37,14% superior ao da mistura com o CAP 50/70 convencional, e a mistura com o CAP 50/70 modificado apresentou RT 74,29% superior ao da mistura com ligante asfáltico convencional. A resistência à tração das misturas asfálticas está associada com a sua resistência à ruptura, que está relacionada com a resistência à fadiga. Um valor de RT alto é desejado para misturas asfálticas com maior

resistência à fadiga na temperatura intermediária (YIN *et al.*, 2021). Portanto, as misturas com ligantes modificados apresentam maior resistência à tração, o que significa maior resistência à ruptura.

O ensaio de tração indireta produz um estado de tensões biaxial, com tensões horizontais de tração e verticais de compressão, que está bastante próximo das condições da camada da base de rolamento com a passagem da carga de roda, e relaciona-se com a viscosidade do ligante. Portanto, os ligantes modificados por polímero apresentam, em geral, maior viscosidade e maiores valores de RT, conforme também foi constatado em outras pesquisas (GAMA, 2016; FACCIN, 2018; BOEIRA, 2018; SCHUSTER, 2018; COLPO, 2019).

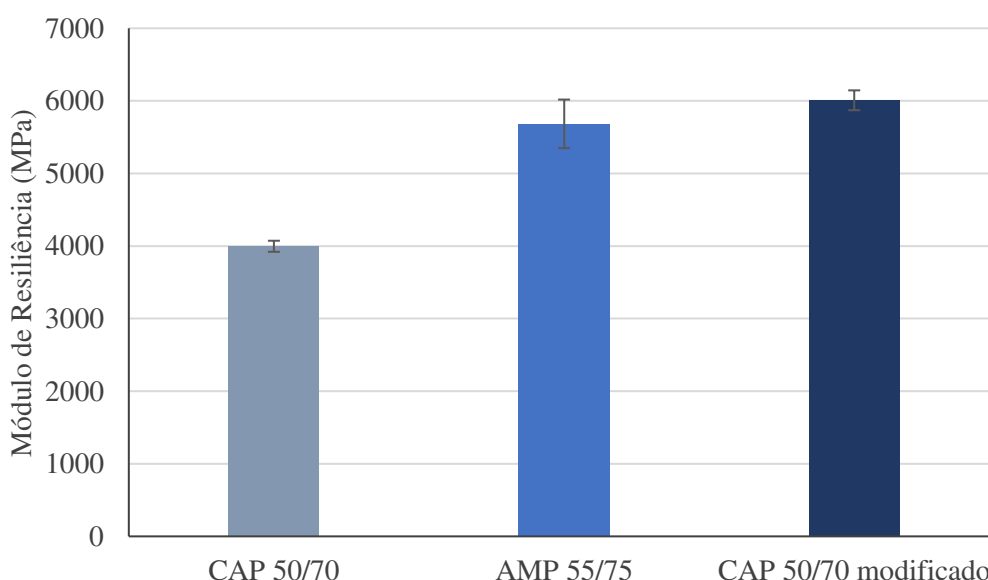
Os ligantes modificados por SBS melhoram o desempenho das misturas asfálticas em relação à resistência à deformação permanente, à fadiga em baixas temperaturas e ao dano por umidade (LUO *et al.*, 2017; GECKIL e SELOGLU, 2018; BEHNOOD *et al.*, 2019; PORTO *et al.*, 2019; VAMEGH *et al.*, 2019). Em seu trabalho, Vamegh *et al.* (2019) verificaram valores de RT 25% e 37,5% mais altos em relação à mistura de referência, para misturas com ligantes modificados nos teores de 4% e 5% de SBS em peso de ligante, respectivamente.

De acordo com Gama *et al.* (2018), o uso combinado de EMA-GMA, HDPE e PPA leva ao aumento da rigidez e elasticidade do ligante asfáltico, conforme observado nas propriedades físicas e reológicas avaliadas neste trabalho. Isto justifica os valores de RT mais altos obtidos pela mistura com o CAP 50/70 modificado.

4.2.2 Módulo de resiliência

A Figura 51 apresenta os resultados do ensaio de módulo de resiliência (MR) para as misturas asfálticas com ligantes convencional e modificados por adição de polímero, juntamente com seus desvios-padrão.

Figura 51 - Resultados de módulo de resiliência



O módulo de resiliência é uma medida que se equivale ao módulo de elasticidade, contudo é obtido a partir de solicitações de cargas repetidas de baixa intensidade que simulam o efeito da passagem dos veículos no pavimento, é uma medida relacionada com a rigidez (BAYEKOLAEI *et al.*, 2018). A mesma tendência da

resistência à tração foi observada nos resultados do módulo de elasticidade, as misturas asfálticas com ligantes poliméricos apresentam módulo de resiliência superior ao da mistura com CAP 50/70 convencional. Estes aumentos são de 42,27% e 49,06% para as misturas com AMP 55/75 e CAP 50/70 modificado, respectivamente. Os acréscimos foram confirmados pelo teste ANOVA de fator único, pois foi verificada diferença estatística entre as médias do MR para os três grupos de misturas asfálticas.

Para comparar os resultados de MR das três misturas par a par, foram realizados testes t, com n=5%. Os resultados demonstram que o aumento do MR para as misturas asfálticas com ligantes modificados em relação ao ligante base, foi estatisticamente significativo. Entretanto, ao comparar os valores de MR das misturas com ligantes modificados (AMP 55/75 e CAP 50/70 modificado) não há diferença estatisticamente significativa.

A modificação de ligantes asfálticos por adição de polímeros é realizada normalmente para melhorar propriedades básicas do asfalto, dentre elas, a rigidez. Vamegh *et al.* (2019) obtiveram aumentos nos valores de MR de aproximadamente 28,57% e 46,43% em relação à mistura asfáltica com o ligante base, para ligantes modificados com 4% e 5% de SBS, respectivamente. De acordo com os autores, o aumento do módulo de resiliência em amostras contendo SBS pode ser explicado devido à presença de dois monômeros de estireno enrijecedores no polímero.

Segundo com a literatura, a adição de polímeros plastômeros polielefínicos em geral, como o HDPE, aumenta a rigidez do ligante asfáltico e confere uma boa resistência ao cisalhamento (POLACCO *et al.*, 2015; PORTO *et al.*, 2019; BEHNOOD *et al.*, 2019). Gama *et al.* (2018) relatam que o HDPE e o PPA aumentam apenas a rigidez do ligante asfáltico, e o polímero reativo, EMA-GMA, melhora ao mesmo tempo a rigidez e elasticidade do ligante.

Conforme foi mencionado anteriormente, o módulo de resiliência de misturas asfálticas faz referência ao módulo de elasticidade do material. E quanto mais rígido o material, maior o valor de MR. De modo geral, ligantes modificados por polímeros aumentam a rigidez das misturas asfálticas, levando a valores mais altos de módulo de resiliência, conforme também foi observado em outros trabalhos (SCHUSTER, 2018; BOEIRA, 2018; FACCIN, 2018; COLPO, 2019).

4.2.3 Resistência à deformação permanente

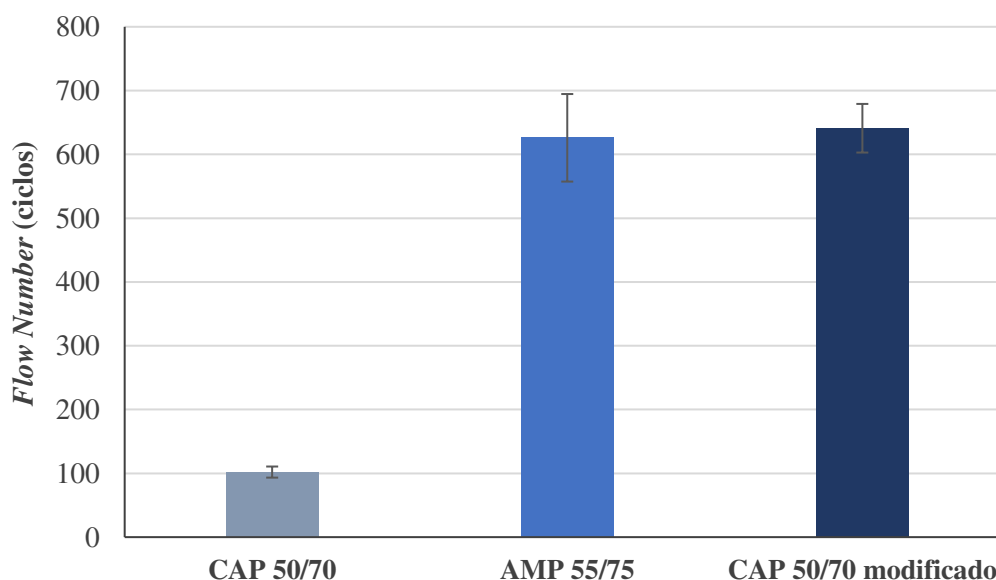
Os valores de *Flow Number* para as três misturas asfálticas estudadas, em conjunto com as médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e parâmetros A, B, C e D do modelo de *Francken* são apresentados na Tabela 17. O modelo de *Francken* é utilizado para ajustar a curva de deformação plástica vertical uniaxial de cada corpo de prova, e é uma combinação dos modelos de potência e exponencial.

Tabela 17 - Flow Number, para cada mistura, obtido pelo Modelo Francken e seus respectivos parâmetros

Misturas	FN	Média (Ciclo)	DP (Ciclo)	CV (%)	Parâmetros Modelo de Francken			
					A	C	D	
CAP 50/70	112				585,40	0,65	301,50	0,0083
	96	102	8,72	8,54	619,26	0,66	385,73	0,0121
	98				643,23	0,65	345,46	0,0113
AMP 55/75	660				837,47	0,45	1331,41	0,0015
	547	626	68,64	10,96	584,85	0,56	282,67	0,0030
	671				582,67	0,53	231,45	0,0023
CAP 50/70 modificado	620				695,81	0,47	282,14	0,0023
	685	641	38,11	5,95	648,22	0,48	455,85	0,0019
	618				654,40	0,49	251,64	0,0025

Os resultados são apresentados graficamente na Figura 52. As misturas asfálticas com ligantes modificados apresentam valores de FN maiores, ou seja, apresentam maior resistência à deformação permanente. Os aumentos dos valores médios de FN das misturas com ligantes modificados foram de 458,93% e 472,32%, para as misturas com AMP 55/75 e o CAP 50/70 modificado em relação à mistura com o ligante base, respectivamente. Esses aumentos foram confirmados pelo teste ANOVA de fator único, pois verificou-se que há diferença estatística entre as médias das três misturas. Contudo, o teste t (com $n=5\%$), demonstrou que a diferença de FN das misturas com ligantes modificados é estatisticamente insignificante, conforme é possível constatar no gráfico da Figura 52.

Figura 52 - Flow Number das misturas asfálticas estudadas



Os resultados demonstram a alta dependência do parâmetro FN com o tipo de ligante, assim como foi observado por outros pesquisadores (SANTAGATA *et al.*, 2015; ALMEIDA *et al.*, 2018; ISLAM *et al.*, 2019; FACCIN *et al.*, 2021; PIRES *et al.*, 2022). As misturas com ligantes modificados por polímeros, em geral, apresentaram

maiores valores de FN, indicando um melhor desempenho em campo quando comparadas às misturas com ligante asfáltico convencional.

As misturas asfálticas apresentam características viscoelásticas e termosusceptíveis herdadas do ligante, portanto, dependendo do tipo e do teor do ligante asfáltico, são mais ou menos susceptíveis às variações de temperatura, frequência de aplicação de carga e à deformação permanente em altas temperaturas. De acordo com Pires *et al.* (2022) os ligantes poliméricos tendem a apresentar valores de ângulo de fase mais baixos, levando a uma menor porção viscosa nas deformações, e em conjunto com a maior rigidez desses ligantes em temperaturas elevadas, resulta em maiores valores de FN. O parâmetro FN e a resistência à deformação permanente estão estreitamente relacionados com a rigidez das misturas. Ao levar em consideração essa correlação, os resultados estão consistentes com a tendência encontrada para as misturas asfálticas nesta pesquisa, ou seja, as misturas com ligantes modificados apresentam maior rigidez e maiores valores de FN.

Alguns autores indicam valores de FN mínimos para o desempenho adequado de misturas asfálticas frente à deformação permanente. Na Tabela 18 são apresentados os limites/critérios de Nascimento (2008), Bastos *et al.* (2017) e Faccin (2018).

Tabela 18 - Critérios de *Flow Number* para diferentes níveis de tráfego

Pesquisas/ Níveis de tráfego	Temp (°C)	Tensão (KPa)	Leve	Médio	Pesado	Extremamente pesado
			3×10^6	$[3 \times 10^6; 1 \times 10^7]$	$[1 \times 10^7; 3 \times 10^7]$	$> 10^7$
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

De acordo com os parâmetros de referência de Nascimento (2008) a mistura com CAP 50/70 convencional não seria considerada adequada para tráfego médio, e as misturas com ligantes asfálticos modificados estariam enquadradas para tráfego médio. Por outro lado, ao considerar os limites sugeridos por Bastos *et al.* (2017), a mistura com CAP 50/70 convencional seria adequada para tráfego médio e as misturas com ligantes modificados para tráfego pesado. Por último, considerando os critérios propostos por Faccin *et al.* (2021), a mistura com CAP 50/70 convencional não seria adequada para tráfego médio, e as misturas com ligantes modificados se enquadrariam para tráfego pesado.

4.2.4 Caracterização Linear Viscoelástica

Para as análises a partir do modelo de dano contínuo viscoelástico, é necessário realizar a caracterização viscoelástica dos materiais, obtida pelo ensaio de módulo dinâmico. Os ensaios foram realizados nas temperaturas de 4° C, 20° C e 40° C e as curvas isotermas foram trasladadas para uma temperatura de referência, dando origem às curvas mestras, que foram ajustadas por uma função sigmoideal. Os coeficientes obtidos nos ajustes das funções sigmoideais e das funções polinomiais dos fatores de deslocamento (*shift-factors*) são apresentados na Tabela 19, calculados conforme as equações (60) e (61), respectivamente. As curvas mestras ajustadas do módulo dinâmico são apresentadas nas Figuras 53 e 54 em escala log-log e semi-log, respectivamente, deve-se salientar

que estão apresentados os dados experimentais junto das funções sigmoidais. Na Figura 55 são apresentadas as curvas mestras do ângulo de fase. As frequências do ensaio foram reduzidas para a temperatura de referência de 20°C, conforme foi descrito no item (2.2.5.1).

Tabela 19 - Coeficientes de ajuste do modelo sigmoidal utilizado para determinação do módulo dinâmico

Misturas	Coeficientes da função polinomial do <i>shift-factor</i>			Coeficientes do modelo sigmoidal(KPa)			
	a1	a2	a3	δ	α	β	Γ
CAP 50/70	0,0012	-0,1765	3,0694	3,54	3,88	-1,20	-0,45
AMP 55/75	0,0005	-0,1355	2,5018	4,60	2,78	-0,73	-0,57
CAP 50/70 modificado	0,0004	-0,1788	3,3986	3,29	4,13	-1,36	-0,33

Figura 53 - Curvas mestras das misturas das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala log-log

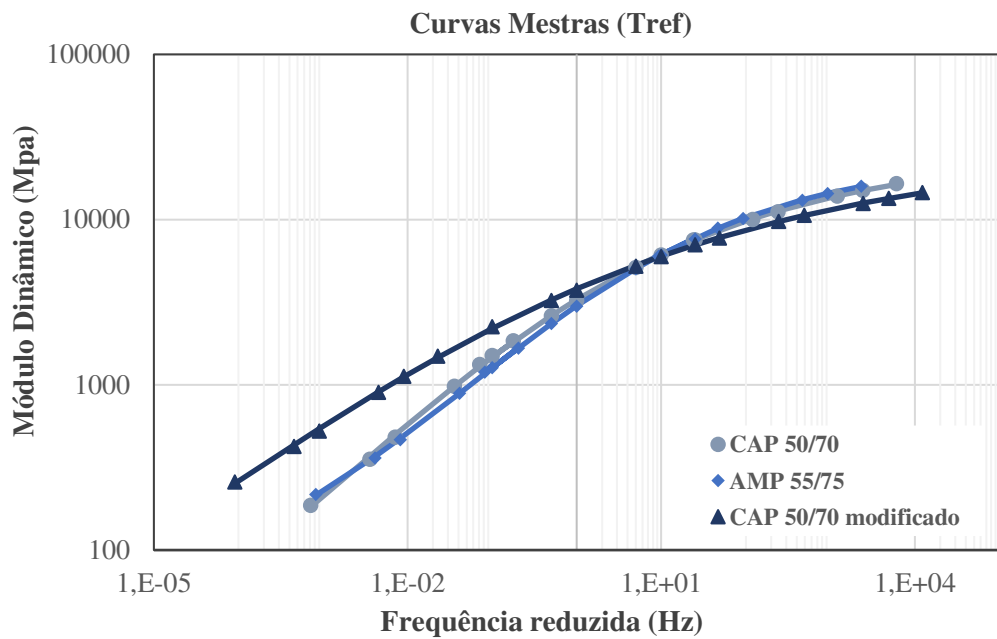


Figura 54 - Curvas mestras das misturas asfálticas estudadas na temperatura de referência de 20°C, em escala semi-log

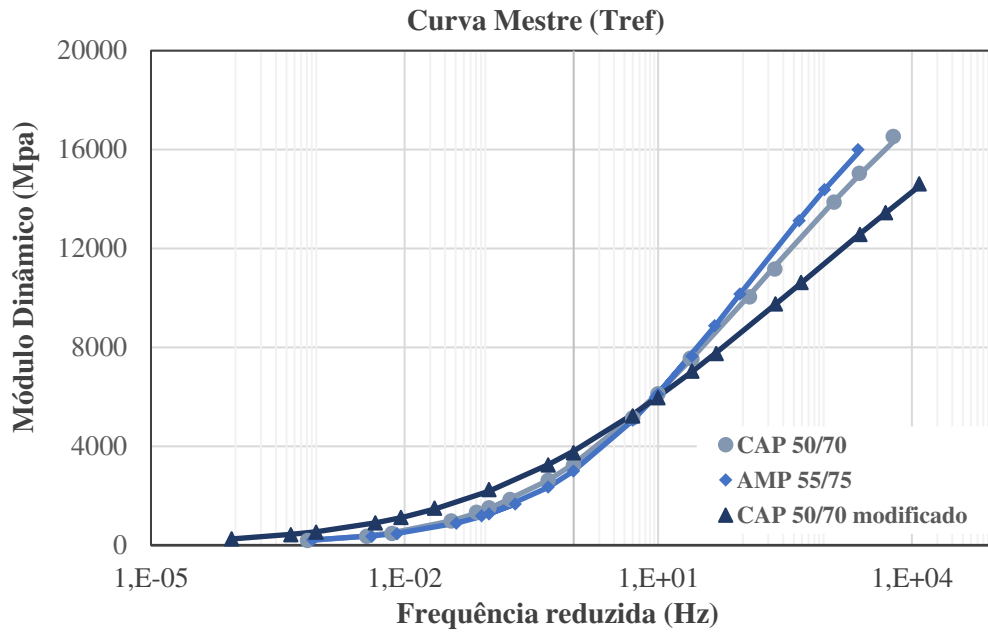
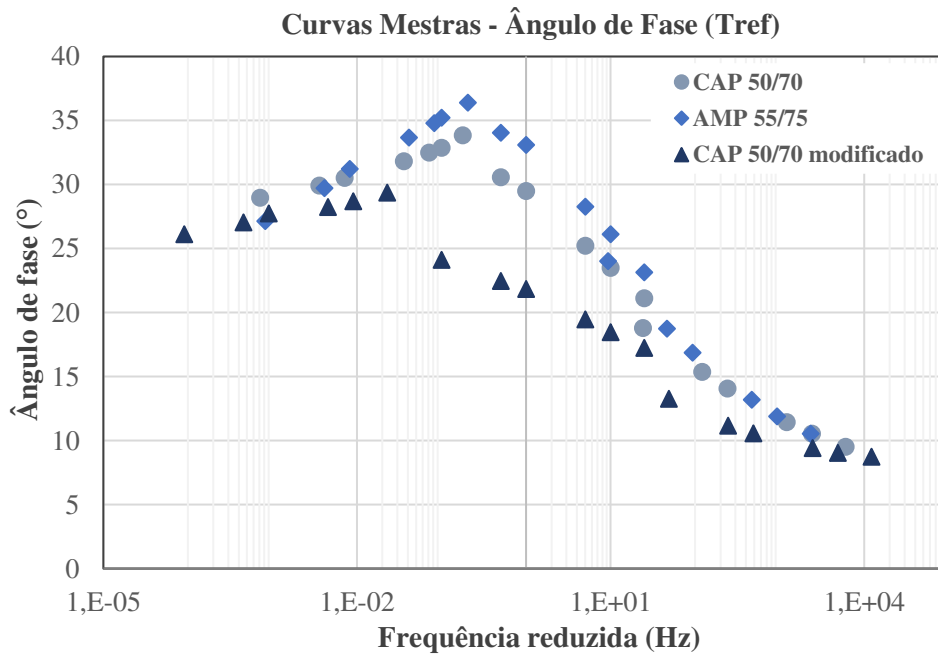


Figura 55 - Curvas mestras dos ângulos de fase para as misturas estudadas



As curvas mestras refletem as propriedades mecânicas das misturas asfálticas. Para estimar deformação permanente e vida de fadiga do pavimento asfáltico, geralmente são considerados o módulo e o ângulo defase da mistura sob diferentes condições de temperatura e frequência de carregamento.

O módulo dinâmico é definido como a tensão máxima para a amplitude de deformação aplicada, e reflete a rigidez dos corpos de prova avaliados para as misturas asfálticas estudadas, por temperatura de ensaio. Devido à susceptibilidade das misturas asfálticas, associada ao comportamento viscoelástico do ligante, a mesma responde de forma diferente a carregamentos estáticos e dinâmicos. Dessa forma, para carregamentos lentos as respostas são mais viscosas, e para carregamentos rápidos as respostas são mais elásticas, portanto, o módulo dinâmico tende a crescer para frequências maiores. Para todas as misturas avaliadas neste estudo, o módulo diminuiu com o aumento da temperatura e aumentou com o aumento da frequência de carregamento.

Nas curvas mestras de módulo dinâmico, as frequências altas estão associadas ao dano por trincamento térmico nas misturas asfálticas, contudo é muito incomum de ocorrer no Brasil devido ao clima tropical. Já as baixas frequências estão relacionadas às deformações viscoelásticas e à ocorrência de deformação permanente, e as frequências intermediárias ao dano por fadiga.

Ao avaliar o comportamento nas menores temperaturas (altos valores de frequência reduzida), percebe-se que a misturas com o ligante convencional CAP 50/70 e com o AMP 55/75 apresentam os maiores valores de módulo dinâmico, e a mistura com o CAP 50/70 modificado apresenta os menores valores de módulo. Em altas temperaturas (baixos valores de frequência reduzida) o comportamento é invertido, a mistura com o CAP 50/70 modificado apresenta os maiores valores de módulo dinâmico, e as misturas com CAP 50/70 convencional e AMP 55/75 apresentam os menores valores.

Pires *et al.* (2022) estudaram a deformação permanente de misturas asfálticas compostas por ligantes convencionais e modificados. De acordo com os autores, ao avaliar os dados de módulo dinâmico das misturas asfálticas, na análise do comportamento ligado a altas temperaturas e baixas frequências (zona à esquerda do gráfico, baixas frequências reduzidas), os níveis de rigidez são maiores para misturas com ligantes modificados por SBS (60/85-E) e o ângulo de fase dessas misturas é menor do que as misturas com ligantes puros, sugerindo maior rigidez e menor comportamento viscoso em altas temperaturas. A mesma tendência de comportamento foi observada por Specht *et al.* (2017), Ma *et al.* (2022) e Sahebzamani *et al.* (2022), que avaliaram o módulo dinâmico misturas asfálticas com ligantes modificados por SBS em relação ao ligante base. Isto ocorre porque em altas temperaturas e baixas frequências o comportamento do módulo dinâmico está associado ao ligante asfáltico, e os ligantes modificados apresentam microestrutura mais densa e, portanto, mais rígida.

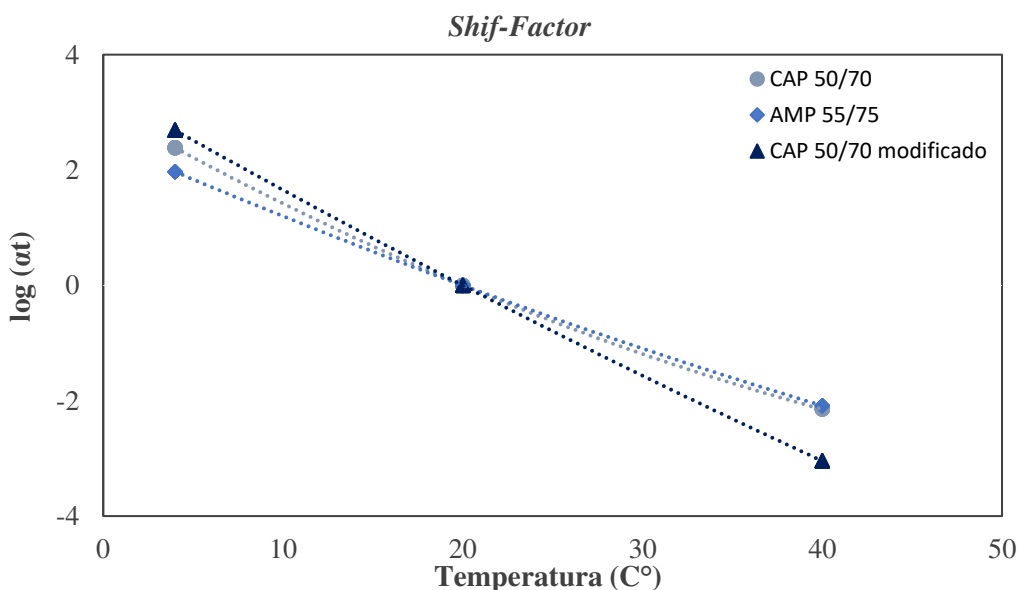
Portanto, a mistura com o AMP 55/75 apresentou comportamento diferente do esperado, de forma que para todo o espectro de frequências e temperaturas os valores de módulo dinâmico da mistura com o AMP 55/75 se mostraram semelhantes aos da mistura com ligante convencional, isto pode ser explicado pelo fato do ligante AMP 55/75 ter apresentado valores de $J_{nr,diff}$ acima da especificação máxima de 75%. Além disso, o AMP 55/75 apresentou valor de ponto de amolecimento de 59°C (abaixo da especificação), e próximo ao do CAP 50/70, sendo um indicativo dos valores próximos de rigidez encontrados no ensaio de módulo dinâmico para as misturas asfálticas. A mistura com o CAP 50/70 modificado se enquadrou no comportamento esperado para misturas ligantes modificados por polímero.

O ângulo de fase se relaciona com as propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos, portanto, é um parâmetro utilizado com frequência para avaliar o efeito da modificação por polímero. As mudanças nos valores de ângulo de fase, assim como de módulo dinâmico, são mais pronunciadas em baixas frequências reduzidas (e, portanto, altas temperaturas) do que em altas frequências reduzidas (e, portanto, baixas temperaturas). De acordo com Sahebzamani *et al.* (2022) essa tendência é esperada, pois, em baixas frequências reduzidas ou altas temperaturas o comportamento da mistura asfáltica está associado ao ligante, único componente diferente nas misturas asfálticas avaliadas. Segundo Nemati *et al.* (2020) o ponto de pico do ângulo de fase é considerado a extensão máxima do comportamento viscoso de uma mistura e depende do tamanho e gradação do agregado, tipo de ligante e teor, dentre outras propriedades da mistura.

Os resultados de ângulo de fase da Figura 57 demonstram que para todo o espectro de frequência os menores valores de ângulo de fase foram os da mistura com CAP 50/70 modificado, que também está deslocado para esquerda, indicando maior elasticidade e menor comportamento viscoso. Os maiores valores de ângulo de fase foram o da mistura com AMP 55/75 com valor de pico de 36,38°, sendo 2,54° superior ao da mistura com ligante convencional, indicando maior viscosidade. O resultado do AMP 55/75 contraria o comportamento descrito em literatura, contudo isso também pode ser explicado pelo alto valor de $J_{nr,diff}$ encontrado (acima de 75%), e valor de ponto de amolecimento abaixo da especificação e semelhante ao do ligante convencional CAP 50/70.

Os fatores de deslocamento ($\log(aT)$) e suas respectivas curvas de ajuste são apresentados na Figura 56. A partir da inclinação dessas curvas é possível inferir em relação à susceptibilidade térmica das misturas asfálticas. Dessa forma, quanto menos inclinada é a curva, melhor é o comportamento da mistura asfáltica em relação às variações de temperatura, que tende a ser mais estável. A temperatura de referência é 20 °C, sendo $aT(20^\circ\text{C}) = 1$.

Figura 56 - Curvas $\log(aT)$ para as misturas estudadas (20°C temperatura de referência)



De acordo com o gráfico, a mistura com o CAP 50/70 modificado se mostrou a mais suscetível às variações de temperatura. A mistura com AMP 55/75 apresentou menor susceptibilidade térmica em relação à mistura com o ligante convencional, comportamento esperado para ligantes modificados. O comportamento da mistura com o CAP 50/70 modificado pode ser atribuído ao HDPE e o PPA, pois segundo Gama *et al.* (2018) os dois modificadores são responsáveis por enrijecer o ligante, e, portanto, podendo torná-lo potencialmente mais sensível às variações de temperatura.

Para a análise do modelo S-VECD, a parcela do módulo dinâmico denominada módulo de armazenamento (E') foi interconvertido em módulo de relaxação, utilizando séries de Prony. Para isto, inicialmente, os valores de E' para cada mistura foram ajustados pela função sigmoideal da equação (65) e os coeficientes de ajuste são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20: Coeficientes obtidos do ajuste sigmoideal do módulo de armazenamento

Mistura	Coeficientes do ajuste sigmoideal			
	max E'	k	δ	γ
CAP 50/70	2,65E+07	3,80	-1,01	-0,47
AMP 55/75	2,47E+07	4,71	-0,54	-0,60
CAP 50/70 modificado	2,56E+07	3,73	-1,19	-0,35

Os ajustes das séries de Prony para o módulo de estocagem (E') e para o módulo de relaxação foram realizados utilizando o método da colocação. As séries foram descritas com 17 termos variando os tempos de relaxação (ρ_i) entre $2,0 \times 10^8$ e $2,0 \times 10^{-8}$ segundos, com intervalos de uma década. Portanto, os ajustes obtidos para ρ_i e E_i são apresentados na Tabela 21. As taxas de crescimento de dano (α) são apresentados na Tabela 22, esses fatores são obtidos a partir da inclinação “n” do módulo de relaxação em log-log de cada mistura, da relação $\alpha = 1+1/n$.

Tabela 21: Tempos de relaxação (ρ_i) e módulos do elemento de Maxwell (E_i) para as séries de Prony

ρ_i	E_i		
	CAP 50/70	AMP 55/75	CAP 50/70 modificado
2,0E+08	4110	3591	13271
2,0E+07	1861	2074	5653
2,0E+06	5004	5134	16059
2,0E+05	9767	9697	31694
2,0E+04	21903	19969	68578
2,0E+03	54007	44183	150127
2,0E+02	144129	108062	321311
2,0E+01	389959	290604	641575
2,0E+00	966992	799774	1147273
2,0E-01	1987254	1940293	1789054
2,0E-02	3190375	3561586	2412162
2,0E-03	3985414	4631620	2832631
2,0E-04	4018595	4418953	2948377
2,0E-05	3446647	3374153	2779756
2,0E-06	2640582	2241493	2425356
2,0E-07	1874742	1371303	1992622
2,0E-08	1312440	825150	1632096

Tabela 22: Fatores de dano α

Misturas	α
CAP 50/70	3,40
AMP 55/75	3,48
CAP 50/70 modificado	4,12

De acordo com Sahebzamani et al. (2022) o valor de α aumenta para misturas mais rígidas, portanto esse valor é mais alto para a mistura com o CAP 50/70 modificado. Isto ocorre porque a inclinação máxima do módulo de relaxamento log-log diminui, o que significa que a modificação proposta reduz a taxa de relaxamento do material.

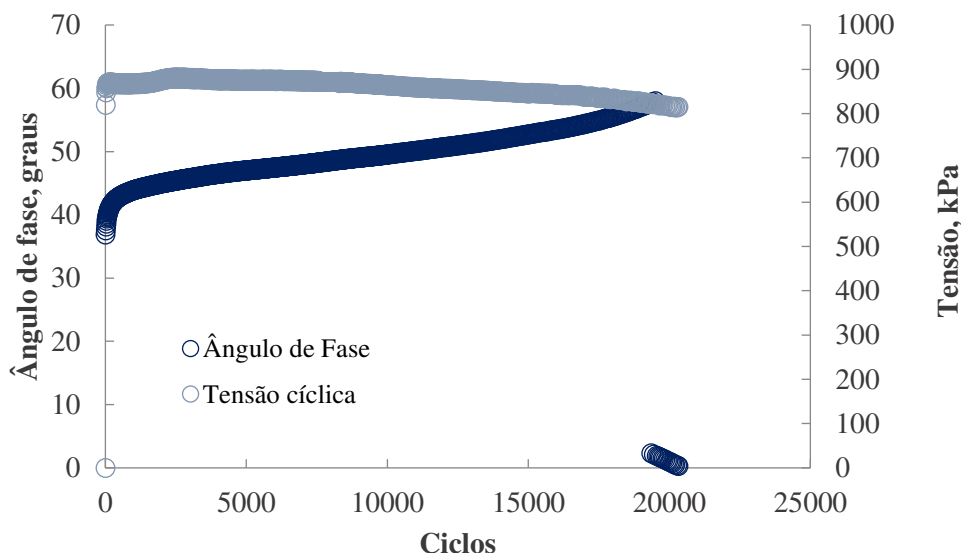
4.2.5 Fadiga à tração direta

Os resultados do ensaio de fadiga à tração direta foram analisados utilizando o modelo S-VECD, variando as amplitudes de deformação, em que utilizada uma amostra para cada nível de deformação pré-determinado (cerca de 200, 250 e 300 μ S). Antes de iniciar cada ensaio de fadiga, também foi realizado o ensaio de módulo dinâmico (teste de *fingerprint*) para corrigir a variabilidade de rigidez das amostras.

Inicialmente, são geradas as curvas de módulo dinâmico ($|E^*|$) e ângulo de fase (δ) versus números de ciclos para cada amostra. A partir desse gráfico é possível verificar o ciclo em que ocorreu a ruptura, caracterizado pela queda súbita do ângulo de fase. O número de ciclos identificado no pico do ângulo de fase é definido como o valor de N_f (Figura 57). Pode-se observar que as amostras sofreram um processo de deterioração progressiva

causado pelas cargas repetidas, de modo que, durante o ensaio o valor do módulo dinâmico diminui e o valor do ângulo de fase aumenta até o ponto de pico.

Figura 57 - Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase versus número de ciclos de ensaio de fadiga



Para aplicar o modelo S-VECD, dois parâmetros principais devem ser quantificados: a pseudorrigidez (C), também denominada integridade do material, e o dano (S), calculados conforme o procedimento descrito no item 2.3.4 deste trabalho. Com os valores de C e S é possível gerar as curvas de integridade do material versus dano acumulado, a relação desses parâmetros é única para cada material, sendo considerada uma propriedade fundamental. Portanto as curvas C versus S, também denominadas curvas características de dano do material, devem se sobrepor para as diferentes amplitudes de deformação aplicadas durante o ensaio a uma determinada mistura asfáltica.

Essa relação C versus S independe de muitos fatores que influenciam o desempenho à fadiga dos pavimentos asfálticos, como amplitude de carga de ensaio, modo de carregamento, frequência e temperatura. Portanto, é capaz de descrever o comportamento frente ao dano por fadiga utilizando uma matriz de ensaios de laboratório bastante simplificada. Para as misturas deste estudo, foi realizado um ajuste (*fitting*) das curvas características, utilizando um modelo de potência (*Power Law*), do tipo: $C = 1 - C_{11}xS^{C_{12}}$, onde C_{11} e C_{12} são as constantes de regressão. A partir deste ajuste e da curva característica de dano, são obtidos os principais parâmetros do modelo S-VECD. A Figura 58 apresenta o resultado de três amostras, com diferentes amplitudes de deformação, utilizadas para determinar a curva C vs S gerada para a mistura com o AMP 55/75, as demais estão registradas no Apêndice C. Na Figura 59, são apresentadas as curvas C vs S para todas as misturas já ajustadas.

Figura 58 - Curva característica de dano da mistura com AMP 55/75 na temperatura de 25°C

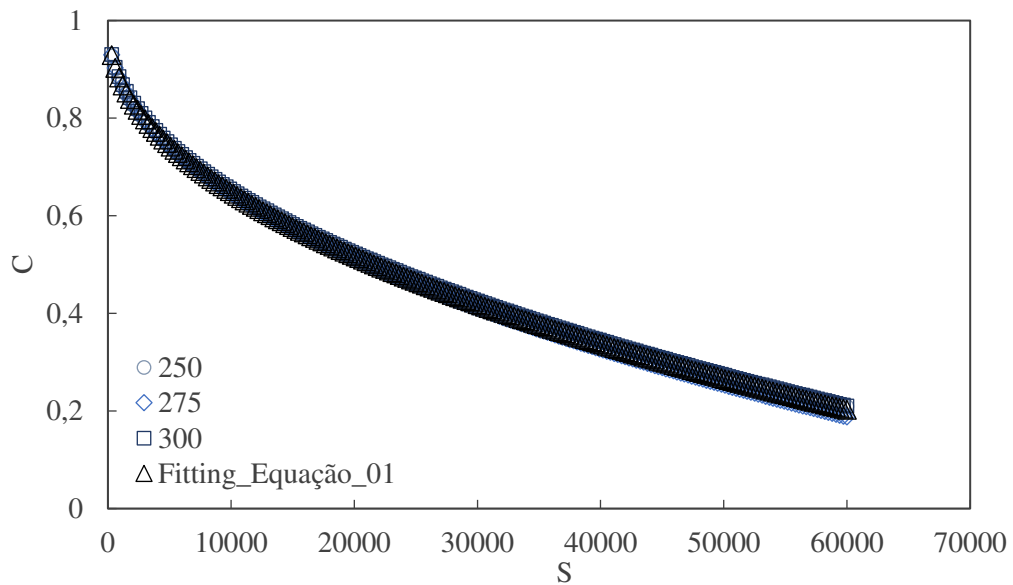
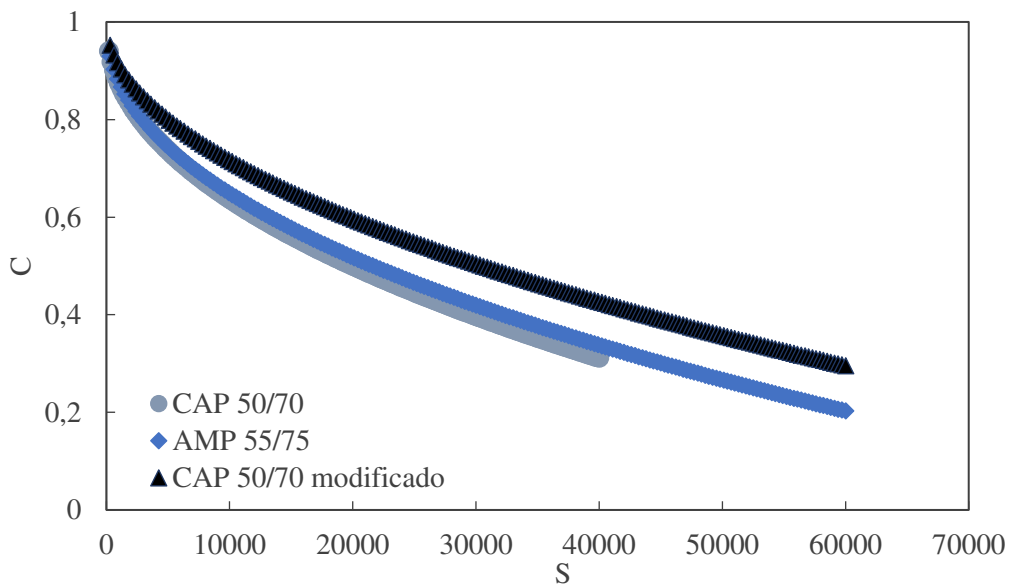


Figura 59 - Curvas características de dano ajustadas de todas as misturas estudadas para a temperatura de 25°C



Para realizar uma análise melhor do desempenho frente à fadiga das misturas asfálticas estudadas é importante utilizar também as envoltórias de ruptura e simulações, considerando a estrutura do pavimento, tráfego e clima. Contudo, algumas considerações podem ser feitas utilizando apenas com as curvas *C versus S*, avaliando as diferenças entre elas em relação ao dano acumulado.

A partir das curvas *C versus S* duas análises são realizadas: 1) a taxa de perda de integridade, de forma que, as misturas que apresentam maior perda de integridade para um mesmo nível de dano apresentam pior

desempenho; e 2) integridade na ruptura, onde as misturas com maior integridade na ruptura também apresentam performance inferior quanto à fadiga.

A partir da Figura 59 observa-se que as misturas com ligante convencional CAP 50/70 e com o AMP 55/75 apresentam taxa de perda de integridade semelhante, de forma que curvas C versus S que se intercalam e apresentam comportamento próximo. Sahebzamani *et al.* (2022) avaliaram o desempenho à fadiga para uma mistura asfáltica com ligante modificado por SBS em 4% de peso do ligante a partir do ensaio de fadiga à tração direta e aplicando a metodologia S-VECD, os autores observaram que a curva característica de dano dessa mistura apresentou taxa de redução da integridade e acúmulo de dano semelhante ao ligante base até a pseudorrigidez atingir aproximadamente 50% do valor inicial, quando o dano da mistura com ligante modificado torna-se menor do que a mistura com ligante convencional. Schuster (2018), Boeira (2018) e Vestena (2021) encontraram a mesma tendência nas análises de curva de dano obtidas a partir ensaio de fadiga à tração direta em misturas asfálticas com AMP 60/85, para os dois primeiros, e AMP 55/75 para o último. Este resultado contraria o observado nesta pesquisa, contudo, foi verificado no ensaio de módulo dinâmico que a rigidez das misturas com CAP 50/70 e AMP 55/75 é semelhante, assim como os valores da taxa de dano α , portanto esse comportamento era esperado. Contudo, a mistura AMP 55/75 rompeu com o menor valor de integridade apresentando maior tolerância ao acúmulo de dano, comportamento encontrado esperado conforme os resultados encontrados em outros trabalhos para misturas asfálticas com ligantes modificados por SBS (SCHUSTER, 2018; BOEIRA, 2018; HASAN *et al.*, 2019; VESTENA, 2021; HASAN *et al.*, 2019).

A mistura asfáltica com o CAP 50/70 modificado apresenta maior valor de integridade para um mesmo nível de dano que as demais, entretanto, essa mistura rompe com maior integridade. Isso ocorre porque geralmente as curvas características de dano de misturas mais rígidas tendem a ser maiores do que as demais misturas, contudo, esse resultado não implica em um melhor ou pior desempenho. Apesar das misturas mais rígidas apresentarem maiores valores de C para um determinado dano S, esses materiais se tornam mais propensos ao dano, ou seja, a evolução de dano é mais rápida. Esse fenômeno pode ser refletido por maiores valores de integridade na falha, indicando um material menos tolerante ao dano em comparação aos demais (SALEH *et al.* 2020; JIA *et al.*, 2022).

Nesta pesquisa, a taxa de variação média de energia de pseudo-deformação liberada por ciclo durante todo o ensaio (G^R) desenvolvida por Sabouti e Kim (2014) foi um dos critérios de falha utilizado no ensaio de fadiga à tração direta, obtendo as envoltórias de ruptura G^R versus N_f . Estas envoltórias de ruptura são ajustadas por um modelo de potência apresentado na equação (69), no formato linear em escala logarítmica, com o parâmetro G_R relacionado fortemente ao N_f . Isto ocorre pois quanto mais rápido o dano se acumula, ou seja, liberando maior quantidade de energia em menor número de ciclos, mais rápido o material deve falhar (NAROUZI e KIM, 2017). A partir do R^2 da equação é possível examinar a uniformidade dos ensaios.

$$G^R = Y_x N_f^\Delta$$

(69)

Onde Y e Δ são os coeficientes do ajuste.

Também foi utilizado o critério de falha proposto por Wang e Kim (2017), com base na energia de pseudo-deformação liberada, contudo, avaliada pela redução da pseudorrigidez (C), para obter o denominado D^R . Os autores apresentaram, para determinado material, uma relação única entre o somatório $(1-C)$ e o número de ciclos até a ruptura, que independe das condições de ensaio. O parâmetro de redução média da pseudo-rigidez ao longo do ensaio até o momento da ruptura (D^R) é calculado conforme a equação (70).

$$D^R = \frac{\sum (1-C)}{N_f} \quad (70)$$

Wang (2019) propôs um novo parâmetro, o S_{app} (equação (71)), para indicar a capacidade de dano com base no critério de ruptura D^R . Este parâmetro utiliza os efeitos da rigidez e tenacidade de um material para avaliar a resistência à fadiga e é baseado na teoria VECD, de modo que, valores mais altos do parâmetro indicam um melhor desempenho à fadiga, considerando que o valor do S_{app} deve estar acima de 8 para ser adequado. O parâmetro foi criado para distinguir o desempenho à fadiga de misturas com diferentes teores de ligante, teores de RAP, modificações de ligantes, teor de vazios de ar e graduação de agregados. O autor utilizou 105 misturas asfálticas para validar o modelo, com ligantes e materiais granulares da região dos Estados Unidos, obtendo desempenho à fadiga compatíveis com observações em campo realizadas em pistas experimentais NCAT. Os valores limites do S_{app} foram relacionados para diferentes níveis de tráfego (número de eixos-padrão), conforme é apresentado na Tabela 23.

$$S_{app} = \frac{1}{1000} \frac{a_r^{\alpha+1} \left(\frac{D^R}{C_{11}} \right)^{C_{12}}}{\left(\frac{|E^*|}{10^6} \right)^{\frac{\alpha}{4}}} \quad (71)$$

Tabela 23: Valores limites recomendados para o parâmetro S_{app} à diferentes níveis de tráfego

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

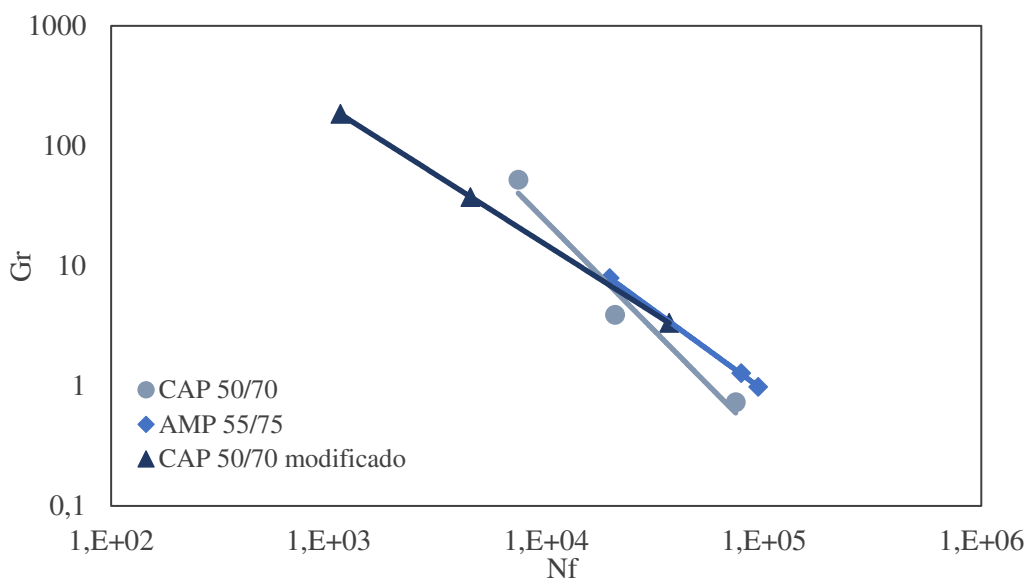
Na Tabela 24 são apresentados os coeficientes C_{11} e C_{12} obtidos a partir do *fitting* da curva C versus S , os coeficientes Y e Δ das envoltórias de ruptura do G^R para cada mistura (Figura 60), os valores obtidos do critério de ruptura D^R e o indicador da capacidade de dano S_{app} . Os valores de R^2 das envoltórias de ruptura G^R e os desvios padrão do critério de ruptura D^R comprovam a baixa variabilidade dos resultados experimentais.

Tabela 24: 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}

Mistura	Modelo C vs S		Critério de ruptura G^R			Critério de ruptura D^R		Sapp
	C11	C12	Y	Δ	R^2	D^R	Desvio-padrão	
CAP 50/70	5,15E-03	0,462	1,02E+09	-1,268	0,99	0,51	0,04	4
AMP 55/75	5,20E-03	0,457	3,71E+06	-1,321	1,00	0,53	0,02	6
CAP 50/70 modificado	2,63E-03	0,508	6,05E+05	-1,152	1,00	0,55	0,04	6

A partir dos parâmetros apresentados na Tabela 24 é possível utilizar soluções analíticas e sistema computacionais como o FLEXPAVE e o LVECD para determinar a vida de fadiga de um pavimento, levando em consideração a velocidade do tráfego e variações de clima.

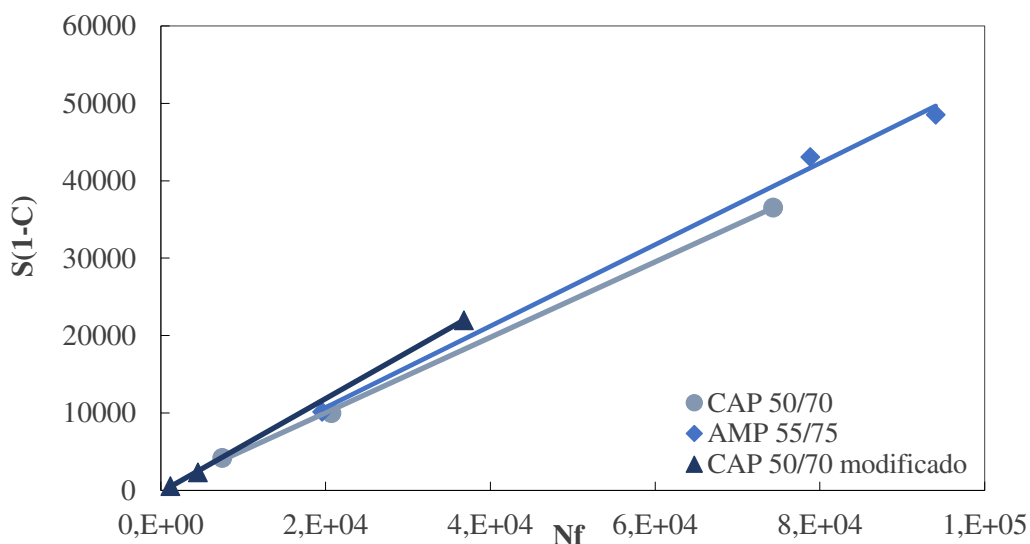
Figura 60 - Envoltórias de ruptura baseadas no G^R para as misturas estudadas



As misturas asfálticas com melhor desempenho frente à fadiga apresentam envoltórias localizadas mais acima e à direita e com inclinações menores, uma vez que, para um mesmo valor de G^R essas misturas apresentam um N_f superior (SABOURI *et al.*, 2015). Dentre as três retas a mistura com CAP 50/70 modificado apresenta a menor inclinação em relação às demais, indicando melhor desempenho frente à fadiga. Por outro lado, as misturas com o CAP 50/70 convencional e AMP 55/75 estão localizadas mais à direita do gráfico, indicando um número maior de ciclos até a falha e maior tolerância ao dano. Os valores de R^2 das envoltórias de ruptura G^R das misturas asfálticas avaliadas neste estudo estão entre 0,99 e 1, demonstrando forte correlação entre o G^R e o N_f . Este critério de ruptura é considerado adequado para avaliar materiais brasileiros, conforme foi reportado por Nascimento (2014) e Boeira (2018).

As envoltórias de ruptura obtidas para o critério D^R são apresentadas na Figura 61, em escala aritmética e devendo ser lineares. Um maior valor de D^R está associado à maior capacidade de acúmulo de dano das misturas, ou seja, capacidade de dissipar energia até a ruptura. Dessa forma, a mistura com maior valor de D^R foi obtido para a mistura com CAP 50/70 modificado, e o menor valor foi obtido para a mistura com CAP 50/70 convencional.

Figura 61 - Envoltórias de ruptura baseadas no D^R para as misturas estudadas



Portanto, com base em ambos os critérios de ruptura a mistura com CAP 50/70 modificado apresenta o melhor desempenho frente à fadiga. Contudo, deve-se levar em consideração que o critério G^R também está associado com o número de ciclos até a falha, e a mistura com AMP 55/75 apresentou curva mais à direita, e portanto, o maior número de ciclos até a falha indicando maior tolerância ao dano.

A partir do S_{app} , que utiliza o critério de ruptura D^R , é possível ranquear o desempenho das misturas asfálticas frente à fadiga. Um maior valor desse parâmetro é um indicativo de melhor desempenho à fadiga. Com base nos valores apresentados na Tabela 22 a mistura com CAP 50/70 modificado e a mistura com AMP 55/75 apresentam o melhor desempenho à fadiga, com valores iguais do parâmetro. A mistura com CAP 50/70 convencional apresenta o menor valor do S_{app} e, portanto, a pior performance em relação à fadiga. Para determinar o S_{app} , além do valor de D^R é considerada a rigidez das misturas asfálticas, de forma que misturas mais rígidas apresentam um desempenho inferior à fadiga (SALEH *et al.*, 2020). Portanto, o esperado é que a mistura com o CAP 50/70 convencional apresente o menor valor do parâmetro.

Nascimento (2016) desenvolveu a equação (72) para prever o número de ciclos até a falha com base no critério de ruptura G^R , utilizando os parâmetros S-VECD apresentados na Tabela 24.

$$N_f = \left(\frac{\delta}{Y \left(\frac{C_{12}}{p} \right) + 1} \right)^{\frac{1}{\Delta+1 - \left(\frac{C_{12}}{p} \right)}} \quad (72)$$

Em que:

$$\delta = \frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 C_{11} \left(\frac{(p(C_{11}C_{12}))^\alpha (\varepsilon_{0,ta}^R)^{2\alpha} K_1}{f_R 2^\alpha} \right)^{\left(\frac{C_{12}}{p} \right)} \quad (73)$$

$$\varepsilon_{0,ta}^R = \frac{1}{E_R} \frac{\beta+1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i |E^*|_{LVE} \right) \quad (74)$$

$$p = \alpha - \alpha C_{12} + 1 \quad (75)$$

Onde:

N_f é o número de ciclos até a falha;

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

C_{11} e C_{12} são os coeficientes das curvas CxS médias;

α é a taxa de evolução de dano;

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

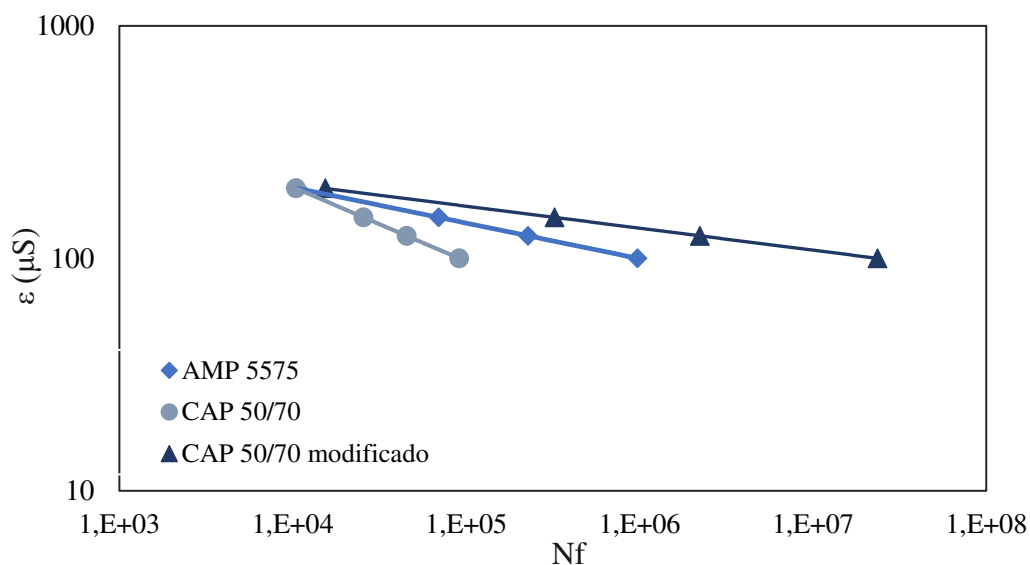
f_R é a frequência reduzida;

E_R é o módulo de referência (normalmente $E_R = 1$);

β é o fator que quantifica a duração da carga de tração em determinado ciclo.

Dessa forma, foram calculados os valores de N_f conforme a equação (72) apresentada para quatro níveis de deformação: 100 μ S, 125 μ S, 150 μ S e 200 μ S. Foram então geradas as curvas de deformação inicial ε versus número de ciclos até a ruptura N_f para as três misturas asfálticas, conforme é apresentado na Figura 62.

Figura 62 - Ciclos de fadiga calculados para as deformações pré-estabelecidas de 100 μ S, 125 μ S, 150 μ S e 200 μ S



Considerando os resultados encontrados e plotados em curvas de Wöhler simuladas, é possível classificar as misturas quanto à resistência à fadiga calculando a área abaixo da curva de fadiga log-log (NASCIMENTO, 2016). Para as misturas asfálticas o autor criou o Fator de Fadiga das Misturas (FFM), originalmente denominado Fator Área de Fadiga (FAF), calculando a área entre os pontos de 100 μ S e 200 μ S conforme a equação (68). Do ponto de vista de fadiga, quanto maior FFM, maior a tolerância ao dano do material. A Tabela 25 apresenta os FFM das misturas avaliadas neste estudo.

Tabela 25 – Fator de Fadiga das Misturas (FFM) a 25°C

Mistura	FFM (25°C)
CAP 50/70	1,35
AMP 55/75	1,51
CAP 50/70 modificado	1,74

O FFM obtido por curvas de Wöhler Simuladas, segundo Scuster (2018) apresenta boas correlações com a classificação a partir do dano simulado em condições reais. A partir dos resultados é possível perceber uma boa correlação entre o FFM das misturas e o FFL dos ligantes, ambos apontam o melhor desempenho perante à fadiga ligante CAP 50/70 modificado e da mistura asfáltica com este ligante.

Contudo, os ensaios de laboratório são limitados para realizar uma avaliação mais precisa da resistência à fadiga de misturas asfálticas, sendo necessário a avaliação conjunta das curvas C vs S e das envoltórias de ruptura com as características de rigidez do material, aplicadas a uma estrutura de pavimento, simulando condições mais próximas das reais de clima e tráfego. Essas simulações podem ser realizadas no FlexPAVE ou LVECD, que não foram abordadas no escopo deste trabalho.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas neste estudo, que se limitam ao universo de materiais pesquisados e os resultados do programa experimental realizado e suas respectivas análises, bem como algumas sugestões para pesquisas futuras envolvendo o mesmo objeto de estudo.

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da análise dos resultados alcançados nessa pesquisa, seguem-se as seguintes conclusões:

- 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 HDPE resultou em um ligante o maior valor de ponto de amolecimento, grau de performance de alta temperatura (PG 76-XX) e menor valor de $Jnr_{3,2}$, levando a uma resistência potencialmente melhor em relação à deformação permanente, em comparação ao AMP 55/75 e o CAP 50/70 convencional. Além disso, este ligante exibiu maior valor de recuperação elástica e porcentagem de recuperação (%R) medida no MSCR, indicando um melhor desempenho do ligante em relação ao trincamento por fadiga em temperatura intermediária;
- 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 o mais resistente ao dano na condição do teste, com maiores valores de integridade para o mesmo dano que as demais, e ainda apresentou número de ciclos até a falha maior. De acordo com o fator de fadiga do ligante (FFL) este ligante é considerado “excelente” no ranking de Nascimento *et al.* (2021), e os demais são considerados “intermediários”;
- 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 a maior rigidez, e para os dados de módulo de resiliência as misturas com ligantes modificados apresentaram os maiores valores, não havendo diferença estatisticamente significativa entre os resultados;
- 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*, não sendo observada diferença estatisticamente significativa entre os resultados. 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 $Jnr_{3,2}$, 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 menores valores em temperaturas mais baixas e frequências altas, conforme é esperado para misturas asfálticas com ligantes modificados por adição de polímero. As misturas com CAP 50/70 convencional e AMP 55/75 apresentaram comportamento inverso com menores valores de módulo nas temperaturas mais altas (baixas frequências reduzidas) e maiores valores de módulo nas temperaturas mais baixas (altas frequências reduzidas). Além disso, a mistura com AMP 55/75 apresentou valores de módulo semelhantes aos da mistura com o ligante convencional para todo o espectro de frequências e temperaturas. 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. Os resultados da caracterização viscoelástica do AMP 55/75 podem ser explicados pelo Jnr,diff desse ligante superior à especificação máxima de 75%, e o ponto de amolecimento inferior ao mínimo estabelecido pela especificação;
- A resistência à fadiga das misturas asfálticas foi avaliada a partir do ensaio de fadiga à tração direta aplicando o modelo S-VECD. As curvas de C vs S demonstraram que a mistura asfáltica com o CAP 50/70 modificado apresenta maior integridade para um mesmo valor de dano, contudo rompe com integridade maior que as demais. 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} , as misturas com CAP 50/70 modificado e AMP 55/75 apresentam os melhores desempenhos frente à fadiga. O Fator de Fadiga das Misturas (FFB), obtido pelas curvas de Wohler com número de ciclos até a falha estimado conforme a equação de Nascimento (2016) para o critério de falha G^R , seguiu a mesma tendência do FFL com melhor desempenho para a mistura com CAP 50/70 modificado.

5.2 CONCLUSÃO

Em geral, foi possível constatar um melhor comportamento frente à fadiga para as misturas modificadas por adição de polímero em relação à mistura com o ligante base. Conclui-se que o melhor desempenho à fadiga foi obtido pela mistura com CAP 50/70 modificado.

Na avaliação do dano por fadiga, os Fatores de Fadiga dos Ligantes (FFL) seguiram a mesma tendência dos Fatores de Fadiga das Misturas (FFM), indicando que o CAP 50/70 modificado apresentou o melhor desempenho à fadiga com maior tolerância ao dano. Os ensaios de fadiga à tração direta com aplicação do modelo S-VECD são muito recomendados, por serem mais compreensíveis e capturar os parâmetros de estado do material. Além disso, a partir desse modelo é possível avaliar o comportamento do material para qualquer condição de temperatura e deformação, mesmo para condições diferentes de ensaio.

Destaca-se que para obter uma análise completa da resistência à fadiga de misturas asfálticas é imprescindível uma avaliação em conjunto das curvas C vs S e envoltórias de ruptura, aplicadas a uma estrutura de pavimento, simulando condições realísticas de clima e tráfego.

5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a elaboração desta dissertação, algumas possibilidades de continuidade da pesquisa foram verificadas:

- a) estudar a viabilidade da modificação do ligante asfáltico base com a combinação apenas do polímero reativo (EMA-GMA) e do plastômero (HDPE), buscando reduzir a rigidez;
- b) utilizar simulação do desempenho do pavimento sob condições realísticas de clima e tráfego a partir dos softwares LVECD ou FlexPAVE para caracterizar o dano por fadiga das misturas asfálticas estudadas, aplicando funções de transferência entre o dano simulado e verificando a correspondência com a área trincada;
- c) implementar o protocolo de healing para avaliar o potencial de recuperação de integridade em testes parciais de fadiga das misturas asfálticas;
- d) implementar o ensaio de fadiga à tração direta em amostras reduzidas (38 mm x 110 mm) e verificar a sua viabilidade, tornando possível estrais placas de posta e posterior extração de corpos de prova para ensaio, tornando possível verificar propriedades acerca do envelhecimento da mistura;
- e) realizar ensaios de fadiga a compressão diametral, alimentando modelos para o novo método de dimensionamento (MeDiNa) implantado no Brasil.

REFERÊNCIAS

ABOJARADEH, M. **Predictive fatigue models for Arizona asphalt concrete mixtures**. Arizona State University, 2003.

ABOJARADEH, M. **Development of Fatigue Failure Criterion for Hot-Mix Asphalt Based in Dissipated Energy and Stiffness Ratio**. Jordan Journal of Civil Engineering, vol. 7, n°. 1, p. 54-59, 2013.

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. DOI: 10.14295/transportes.v26i2.1407.

Ahmedzade, P. The investigation and comparison effects of SBS and SBS with new reactive terpolymer on the rheological properties of bitumen. **Constr. Build. Mater.**, 38 (2013), pp. 285-291.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15184**. Materiais Betuminosos – Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando viscosímetro rotacional, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo – SP, 2007.

_____. **NBR 16018**: Misturas asfálticas – Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida. Rio de Janeiro, 2012.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 62**: Determining modulud of hot mix sphalt (HMA). Estados Unidos, 2009.

_____. **AASHTO TP 101**: Standard method of test for estimating fatigue resistance of asphalt binders using the linear amplitude sweep. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC, 2012.

_____. **AASHTO TP 107**: Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2014.

_____. **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 D4791**: Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate. Estados Unidos, 2010.

_____. **ASTM D5821**: Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate. Estados Unidos, 2013.

_____. **ASTM D6373**: Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

_____. **ASTM C1252**: Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading) (Withdrawn 2015). Estados Unidos, 2017.

ASOCIACIÓN MERCOSUR NORMALIZACIÓN. **NM 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro. 2009.

ARAMBULA, E., MASAD, E., EPPS, A. Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures with Known Field Performance Using Dynamic Analysis and a Crack Growth Model. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. Washington, DC. 2007.

- AURILIO, M.; QABUR, A.; MIKHAILENKO, P.; BAAJ, H. H. Comparing the fatigue performance of HMA samples with PMA to their multiple stress creep recovery and double notched tension test properties Proceedings. **Canadian Technical Asphalt Association**. v. 63, p. 385-410. 2018.
- AURILIO, M.; MIKHAILENKO, P.; BAAJ, H.; POULIKAKOS, L. Properties of Asphalt Binders with Increasing SBS Polymer Modification. Proceedings of the 5th International Symposium on Asphalt Pavements & Environments (APE), International Society for Asphalt Pavements (ISAP), Padua, Italy (2019), pp. 55-66.
- 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 mechanics. **Construction and Building Materials**. v. 305, 124627. 2021. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2021.12
- ASHOURI, M. **Modeling microdamage healing in asphalt pavements using continuum damage theory**. 196 f. 2014. Dissertation (Doctor of Philosophy) - Graduate Faculty of North Carolina State University, Raleigh, 2014.
- AYAR, P.; MORENO-NAVARRO, F.; GÁMEZ, M. **The healing capability of asphalt pavements: A state of the art review**. *Journal of Cleaner Production*, 2016.
- BABADOPULOS, L. F. A. L. **A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage**. M.Sc. Thesis, Programa de PósGraduação em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brazil, 2014.
- 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. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001676](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001676).
- BABADOPULOS, L. F. de A. L.; SAUZÉAT, C.; DI BENEDETTO, H. Softening and local self-heating of bituminous mixtures during cyclic loading. **Road Materials and Pavement Design**. DOI: 10.1080/14680629.2017.1304260. 2017.
- BABADOPULOS, L. F. A. L. **Phenomena occurring during cyclic loading and fatigue tests on bituminous materials: Identification and quantification**. Tese de Doutorado. Universidade de Lyon, 2017.
- BABADOPULOS, L. F. A. L., SOARES, J. B., FERREIRA, J. L. S., NASCIMENTO, L. A. H. Fatigue Cracking Simulation of Aged Asphalt Pavements Using a Viscoelastic Continuum Damage Model. **Road Materials and Pavement Design**. p. 1-15, jan. 2018.
- BABADOPULOS, L. F. A. L.; OROZCO, G.; SAUZEAT, C.; DI BENEDETTO, H. Reversible phenomena and fatigue damage during cyclic loading and rest periods on bitumen. **International Journal of Fatigue**. v. 124, p. 303-314. 2019. DOI:10.1016/j.ijfatigue.2019.03.008.
- BAUMGARDNER, G.L.; MASSON, J.-F.; HARDEE, J.R.; MENAPACE, A.M.; WILLIAM, A.G. Polyphosphoric acid modified asphalt: Proposed mechanisms. **J. Assoc. Asph. Paving Technol.** 2005, 74, 283–305.
- BALDINO, N.; GABRIELE, D.; ROSSI, C. O.; SETA, L.; LUPI, F. R.; CAPUTO, P. Low temperature rheology of polyphosphoric acid (PPA) added bitumen. **Construction and Building Materials**. v. 36, n. 36, p. 592–596. 2012. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.011>.
- BAYEKOLAEI, M. D.; KOOROSH, N.; FERREIDON, M. N. The Effects of Base Binder and Styrene–butadiene–styrene Structure on Rutting Resistance of Polymer–nanocomposite Asphalt Mixture. **Journal of Elastomers and Plastics**. v.50, n.3, p. 256-275. 2018.

BARDINI, V. S. S. **Influência do Filer Mineral em Propriedades de Misturas Asfálticas Densas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2013.

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.; SHAH, A.; MCDANIEL, R. S.; OLEK, J. Analysis of the Multiple Stress Creep Recovery Asphalt Binder Test and Specifications for Use in Indiana. **Joint Transportation Research Program**. Publication No. FHWA/IN/JTRP-2016/07 Purdue University, West Lafayette, IN. 2016.

BEHNOOD, A.; OLEK, J. Rheological properties of asphalt binders modified with styrene-butadiene-styrene (SBS), ground tire rubber (GTR), or polyphosphoric acid (PPA). **Construction and Building Materials**. v. 151, p. 464-478. 2017-a.

BEHNOOD, A.; Olek, J. Stress-dependent behavior and rutting resistance of modified asphalt binders: an MSCR approach. **Constr. Build. Mater.**, 157 (2017-b), pp. 635-646

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.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros**. 1ª ed. (3ª reimpr.) Rio de Janeiro: PETROBRÁS, Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto, 2008 (reimpr. 2010).

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

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.

BRITO, L. A. T. **Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BUENO, L. D.; SCHUSTER, S. L.; SPECHT, L. P.; PEREIRA, D. S.; NASCIMENTO, L. A. H.; KIM, Y. R.; BRENNER, M. G. BIRGEIER. Asphalt Pavement Design Optimisation: A Case Study Using Viscoelastic Continuum Damage Theory. **International Journal of Pavement Engineering**. p. 1–13. 2020. DOI:10.1080/10298436.2020.1788030.

BULATOVIC, V. O.; REK, V.; MARKOVIC, J. Rheological Properties of Bitumen Modified with Ethylene Butylacrylate Glycidylmethacrylate. **Polymer Engineering & Science**. v. 54, n. 5, p. 1056–1065. 2014.

BUTT A. A.; BIRGISSON B.; KRINGOS N. Optimizing the highway lifetime by improving the self healing capacity of asphalt. **Procedia Social Behavior Sciences**. v. 48, p. 2190–2200. 2012. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.06.1192>.

CANESTRARI, F.; INGRASSIA, L. P. A review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimentais tools and future challenges. **Journal of Traffic and Transportation Engineering**. v. 7, n. 5, p. 541-572. 2020. DOI: 10.1016/j.jtte.2020.08.002. 2020.

- 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.
- CAO, W.; Wang, C. A new comprehensive analysis framework for fatigue characterization of asphalt binder using the Linear Amplitude Sweep test. **Construction and Building Materials**. v. 171, p. 1–12. 2018. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2018.03.
- CAO, W., MOHAMMAD, L., & BARGHABANY, P. Use of indirect tension test and viscoelastic continuum damage theory for fatigue characterization of asphalt mixtures. **Construction and Building Materials**. v. 187, p. 38–49. 2018. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2018.07.191.
- CARDONA, D. A. R.; POUGET, S.; DI BENEDETTO, H.; OLARD, F. Viscoelastic behavior characterization of a Gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen. **Materials Research**. v. 18, n. 2, p. 373-381, 2015.
- CHEHAB, G. R.; O'QUINN, E.; KIM, Y. R. Specimen Geometry Study for Direct Tension Test Based on Mechanical Tests and Air Void Variation in Asphalt Concrete Specimens Compacted by Superpave Rotary Compactor. **Transportation Research Record – Journal of the Transportation Research Board**, p. 125-132, 2000.
- CHEHAB, G. R., Y. R. KIM, R. A. SCHAPERLY, M. W. WITCZAK, e R. BONAQUIST, "Time Temperature Superposition Principle for Asphalt Concrete Mixtures with Growing Damage in Tension State." **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**. v. 71, p. 559-593, 2002.
- CHEN, M.; JIUGUANG, G.; HUAXIN, C.; MINGJIN, L. Effect of Water Aging on the Fatigue Performance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep. **Construction & Building Materials**. v. 304: 124679. 2021.
- CHIONO, V.; FILIPPI, S.; YORDANOV, H.; MINKOVA, L.; MAGAGNINI, P. Reactive compatibilizer precursors for LDPE/PA6 blends. III: ethylene-glycidylmethacrylate copolymer. **Polymer (Guildf)**, 44 (8) (2003), pp. 2423-2432
- CHRISTENSEN, R. M. **Theory of Viscoelasticity**. Dover Publications, Inc, 1st Ed. New York, USA, 364 pgs, 1982.
- CHRISTENSEN JR., D. W.; ANDERSON, D. A. Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt Cements. **Asphalt Paving Technology**. v. 61, p. 67–116. 1992.
- CHRISTENSEN, R. M. **Theory of Viscoelasticity**. Dover Publications, Inc, 2nd Ed. New York, USA, 364 pg, 2003.
- COLPO, G. B. **Análise de Fadiga de Misturas Asfálticas Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2014.
- COUTINHO, R. P. **Utilização da Parte Fina de Misturas Asfálticas para Avaliação do Dano por Fadiga**. Dissertação de mestrado, Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza – CE. 2012.
- DANIEL, J. S.; KIM, Y. R. Development of a Simplified Fatigue Test and Analysis. Procedure Using a Viscoelastic Continuum Damage Model. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**. v. 71, p. 619–650, 2002.
- D'ANGELO, A. Effect of poly phosphoric acid on asphalt binder properties. **J Assoc Asphalt Paving Technol**, 79 (2010), pp. 679-693

DE LA ROCHE, C.; CORTE, J. F.; GRAMSAMMER, J. C.; ODÉON, H.; TIRET, L.; CAROFF, G. **Étude de la fatigue des enrobés bitumineux à l'aide du manège de fatigue du LCPC**. Rev. Gen. des Routes des Aerodromes, no. 716, pp. 62–75, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 081/98**. Agregados - Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT - ME 083**: Agregados – Análise granulométrica – Método de ensaio. Norma rodoviária. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **DNIT – ME 054**: Equivalente de areia. Norma rodoviária. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **DNIT 035/1998 – ME**. Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles. Norma rodoviária. Rio de Janeiro – RJ, 1998.

_____. **DNIT 131/2010 – ME**. Materiais Asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT 136/ 2010 – ME**. Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação da resistência à tração por Compressão Diametral. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT 155/2010 – ME**. Material asfáltico – Determinação da penetração. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT 183/2018 – ME**. Pavimentação asfáltica – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada, Rio de Janeiro, 2018.

_____. **DNIT 178 – PRO**. Pavimentação asfáltica – Preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – Procedimento. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **DNIT 136**: Pavimentação Asfáltica – Mistura Asfáltica – Determinação da Resistência à tração por Compressão Diametral – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **DNIT 184**: Pavimentação - Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **DNIT 416**: Pavimentação Asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo dinâmico – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2019.

DEACON, J.A., et al., **Validation of SHRP A-003A flexural beam fatigue test**. Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance. ASTM STP 1265, 21–36. 1995.

DI BENEDETTO, H.; OLARD, F.; SAUZÉAT, C.; DELAPORTE, B. Linear Viscoelastic Behaviour of Bituminous Materials: from binders to mixes. **Road Materials and Pavements Design**. Departement Génie Civil et Bâtiment, Ecole Nationale des TPE (ENTPE), 2004.

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

DOMINGOS, M. D. I.; FAXINA, A. L. Rheological analysis of asphalt binders modified with Elvaloy® terpolymer and polyphosphoric acid on the multiple stress creep and recovery test. **Materials and Structures**. v. 48, p. 1405–1416, 2015.

ELWARDANY, M.; PLANCHE, J.-P.; KING, G.. Universal and practical approach to evaluate asphalt binder resistance to thermally-induced surface damage. **Constr. Build. Mater.**, 255 (2020), p. 119331

ELSEIFI, M., AL-QADI, I., YOO, P. Viscoelastic Modeling and Field Validation of Flexible Pavements. **Journal of Engineering Mechanics** v. 132, 172-178. 2006.

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.

FANG, C.; LI, T.; ZHANG, Z.; WANG, X. Combined modification of asphalt by waste PE and rubber. **Polym. Compos.**, 29 (10) (2008), pp. 1183-1187

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

FLINTSCH, G. W.; AL-QADI, I. L.; LOULIZI, A.; MOKAREM, D. (2005) **Laboratory tests for hotmix asphalt characterization in Virginia**. VTRC 05-CR22. Virginia Transportation Research Council, Charlottesville.

FLINTSCH, G. W.; LOULIZI, A.; S. D. Diefenderfer; Galal, K. A.; Diefenderfer, B. (2007). **Asphalt materials characterization in support of implementation of the proposed mechanistic-empirical pavement design guide**. VTRC 07-CR10. Virginia Transportation Research Council, Charlottesville.

FINDLEY, W. N.; J. S. LAI e K. ONARAN (1989) **Creep and Relaxation of Nonlinear Viscoelastic Materials**. Ed. Dover Publications, Nova York, EUA.

FISHER H (2010) **Self repairing materials – dream or reality**. *Nat Sci* 2(8):873–901.

FONTES, L. P. T. L. **Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos**. Tese (Doutorado). Universidade do Minho. Universidade Federal de Santa Catarina. 545 p., 2009.

FUENTES-AUDÉN, C.; SANDOVAL, J.A.; JEREZ, A.; NAVARRO, F.J.; MARTÍNEZ-BOZA, F.J.; PARTAL, P.; GALLEGOS, C. Evaluation of thermal and mechanical properties of recycled polyethylene modified bitumen. **Polym. Test.**, 27 (8) (2008), pp. 1005-1012.

FU, Q.; XU, G.; CHEN, X.; ZHOU, J.; SUN, F. Rheological properties of SBS/CR-C composite modified asphalt binders in different aging conditions. **Constr. Build. Mater.**, 215 (2019), pp. 1-8.

GAMA, D. A.; ROSA, J. M.; DE MELO, T. J. A.; 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. **Efeito da Adição de Polímeros Reativo, Não-Reativo e Ácido Polifosfórico e Suas Combinações nas Propriedades de Ligantes Asfálticos**. Tese (Doutorado). Campina Grande: Universidade Federal de Campina Grande, 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, p. 522-529. 2018.

GARCÍA-TRAVÉ, G.; TAUSTE, R.; MORENO-NAVARRO, F.; SOL-SÁNCHEZ, M.; Rubio-Gámez, M.C. Use of Reclaimed Geomembranes for Modification of Mechanical Performance of Bituminous Binders. **J. Mater. Civ. Eng.** 2016, 28, 04016021.

- GE, D.; YAN, K.; YOU, L.; WANG, Z. Modification mechanism of asphalt modified with sasobit and polyphosphoric acid (PPA). **Construction and Building Materials**, v. 143, p. 419-428. 2017.
- 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.
- GONZÁLES, V.; MARTÍNEZ-BOZA, F. J.; GALLEGOS, C.; PÉREZ-LEPE, A.; PÁEZ, A. Thermomechanical properties of bitumen modified with crumb tire rubber and polymeric aditives. **Fuel Process Technology**. v. 91, n. 9, p. 1033-1039. 2010.
- GONZÁLES, V.; MARTÍNEZ-BOZA, F. J.; GALLEGOS, C.; PÉREZ-LEPE, A.; PÁEZ, A. A study into the processing of bitumen modified with tire crumb rubber and polymeric aditives. **Fuel Process Technology**. v. 95, p. 137-143. 2012.
- GHUZLAN, K. A., CARPENTER. **Energy-Derived, Damage-Based Failure Criterion for Fatigue Testing**. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, nº 1723, Washington, D.C., p. 141-149, 2000.
- GUDIPUDI, P.; UNDERWOOD, B. Reliability Analysis of Fatigue Life Prediction from the Viscoelastic Continuum Damage Model. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research oard**. 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. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.126028.
- HASSANPOUR-KASANAGH, S.; AHMEDZADE, P.; FAINLEIB, A. M.; BEHNOOD, A. Rheological properties of asphalt binders modified with recycled materials: A comparison with Styrene-Butadiene-Styrene (SBS). **Construction and Building Materials**. v. 230, 117047. 2020. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2019.117047
- HASAN, M. A.; HASAN, M. M.; 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.
- HINTZ, C., BAHIA, H. U. Simplification of linear amplitude sweep test and specification parameter. **Journal of the Transportation Research Board**. v. 2370, p. 10-16. 2013.
- 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.
- HO, R.-M.; ADEDEJI, A.; GILES, D.W.; HAJDUK, D.A.; MACOSKO, C.W.; BATES, F.S. Microstructure of triblock copolymers in asphalt oligomers. **J. Polym. Sci. Part B Polym. Phys.**, 35 (17) (1997), pp. 2857-2877.
- HUANG, S.C.; MIKNIS, F.P.; SCHUSTER, W.; SALMANS, S.; FARRAR, M.; BOYSEN, R. Rheological and chemical properties of hydrated lime and polyphosphoric acid-modified asphalts with long-term aging. **J Mater Civ Eng**, 23 (5) (2011), pp. 628-637
- 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.
- ISKENDER, E.; AKSOY, A.; OZEN, H. Indirect performance comparison for styrene-butadiene-styrene polymer and fatty amine anti-strip modified asphalt mixtures. **Constr. Build. Mater.**, 30 (2012), pp. 117-124

JASSO, M.; HAMPL, R.; VACIN, O.; BAKOS, D.; STASTNA, J.; ZANZOTTO, L. Rheology of conventional asphalt modified with SBS, Elvaloy and polyphosphoric acid. **Fuel Processing Technology**. 2015.

JIA, H.; CHEN, H.; SHENG, Y.; MENG, J.; CUI, S.; KIM, Y. R.; HUANG, S.; QIN, H. Effect of Laboratory Aging on the Stiffness and Fatigue Cracking of Asphalt Mixture Containing Bamboo Fiber. **Journal of Cleaner Production**. v. 333: 130120. 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**. Report Prepared for California Department of Transportation, N° RTA-65W48- 2, Asphalt Research Program, CAL/APT Program, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1995.

HASSANPOUR-KASANAGH, S.; AHMEDZADE, P.; FAINLEIB, A. M.; BEHNOOD, A. Rheological properties of asphalt binders modified with recycled materials: A comparison with Styrene-Butadiene-Styrene (SBS). **Construction and Building Materials**. v. 230, 117047. 2020. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2019.117047.

KALANTAR, Z, N.; KARIM, M. R.; MAHREZ, A. A review of using waste and virgin polymer in pavement. **Construction and Building Materials**, v. 33, p. 55-62. 2012.

KODRAT, I.; SOHN, D.; HESP, S. Comparison of Polyphosphoric Acid– Modified Asphalt Binders with Straight and Polymer-Modified Materials. **Transportation Research Board**, v. 1998, p. 47–55, 2007.

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, B.; ROQUE, R.; BIRGISSON, B. Effect of styrene butadiene styrene modifier on cracking resistance of asphalt mixture. **Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board.**, 2003 (1829), pp. 8-15

KIM, Y. R. **Modeling of Asphalt Concrete**. New York City, New York, USA: American Society of Engineers (ASCE) Press, 163–2001. 2009.

KHODAI, A.; MEHRARA, A. Evaluation of permanent deformation of unmodified and SBS modified asphalt mixtures using dynamic creep test. **Constr. Build. Mater.**, 23 (7) (2009), pp. 2586-2592

KRÓLI, J.; RADZISZEWSKI, P.; KOWALSKI, K.J. Influence of microstructural behavior on multiple stress creep recovery (MSCR) in modified bitumen. **Procedia Eng.**, 111 (2015), pp. 478-484.

KUMANDAŞ, A.; ÇAVDAR, E.; ORUÇ, Ş.; PANCAR, E. B.; KÖK, B. V. Effect of WCO addition on high and low-temperature performance of RET modified bitumen. **Construction and Building Materials**. v. 323. 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126561>.

LEE, K. C.; PAPE, S.; CASTORENA, C.; UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. Strain-Level Determination Procedure for Small-Specimen Cyclic Fatigue Testing in the Asphalt Mixture Performance Tester. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. v. 2673, n. 11. 2019. DOI: 10.1177/0361198119845357.

LEE, K.; CASTORENA, C.; KIM, Y. R. Improving the Reliability of Damage Characteristic Curves in the Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. v. 2672, n. 28, p. 493–502. 2018. DOI:10.1177/0361198118797808.

LI, Y. Oil recovery by low salinity water injection into a reservoir: a new study of tertiary oil recovery mechanism. **Transp Porous Media**, 90 (2) (2011), pp. 333-362.

- LILTTE, D. N.; BHASIN, M. K. Darabi, Damage healing in asphalt pavements: theory, mechanisms, measurements, and modeling. **Advances in Asphalt Materials**. Elsevier Ltd, p. 205–242. 2015.
- LIU, X.; LI, T.; ZHANG, H. Short-term aging resistance investigations of polymers and polyphosphoric acid modified asphalt binders under RTFOT aging process. **Construction and Building Materials**. v. 191, p. 787-794. 2018a. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.060>.
- LIU, H.; CHEN, Z.; WANG, Y.; ZHANG, Z.; HAO, P. Effect of poly phosphoric acid (PPA) on creep response of base and polymer modified asphalt binders/mixtures at intermediate-low temperature. **Construction and Building Materials**. v. 159, p. 329-337. 2018b. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.087>.
- 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.
- MA, S.; LIANG F.; TAO M.; ZHAO D.; YUZHEN, Z.; XIAOMENG, Z. Dynamic Characteristic Master Curve and Parameters of Different Asphalt Mixtures. **Applied Sciences**. v. 12, n. 7, 3619. 2022.
- MASSON, J.F.; COLLINS, P.; ROBERTSON, G.; WOODS, J.R.; MARGESON, J. Thermodynamics, phase diagrams, and stability of bitumen–polymer blends. **Energy Fuels**, 17 (3) (2003), pp. 714-724.
- MASSON, J.F.; COLLINS, P.; WOODS, J.R.; BUNDALO-PERC, S.; MARGESON, J. Chemistry and effects of polyphosphoric acid on the microstructure, molecular mass, glass transition temperatures and performance grades of asphalts. **J Assoc Asphalt Paving Technol**, 78 (2009), p. 48-455.
- MATEOS, A.; WU, R.; HARVEY, J.; DENNEMAN, E.; FAN, A. The Logit Model and the Need to Reproduce the Stiffness Degradation Curve of Asphalt Specimens During Fatigue Testing. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, nº 2631, p. 105–113, 2017.
- MINKOVA, L.; YORDANOV, H.; FILIPPI, S. Characterization of blends of LDPE and PA6 with functionalized polyethylenes. **Polymer (Guildf)**, 43 (23) (2002), pp. 6195-6204.
- MIKNIS, F.P.; THOMAS, K.P. NMR analysis of polyphosphoric acid-modified bitumens. **Road Mater Pavement Des**, 9 (1) (2011), pp. 59-72
- 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.
- NASCIMENTO, L. A. H.; ROCHA, S. M. N.; NASCIMENTO, C. E. H. DO; KIM Y. R.; CHACUR, M.; MARTINS, A. T. **Uso da Mecânica do Dano Contínuo na Caracterização de Misturas Asfálticas Brasileiras**. 21º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 2014.
- 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. **Apresentação Petrobrás - Nova função de transferência**. Reunião do dia 16/08/2021, 2021.
- NAVARRO, F.J.; PARTAL, P.; GARCÍA-MORALES, M.; MARTINEZ-BOZA, F.J.; GALLEGOS, C. Bitumen modification with a low-molecular-weight reactive isocyanate-terminated Polymer. **Fuel**, 86 (2007), pp. 2291-2299.

NOROUZI, A.; KIM, Y. R.; KIM, S. S.; YANG, J. Effect of reclaimed asphalt pavement content and binder grade on fatigue-resisting performance of asphalt mixtures in Georgia. **Journal Materials Civil Engineering**. 2017. DOI: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001960.

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.

NIEN, Y.-H.; YEH, P.-H.; CHEN, W.-C.; LIU, W.-T.; CHEN, J.-H. Investigation of flow properties of asphalt binders containing polymer modifiers **Polym. Compos.**, 29 (5) (2008), pp. 518-524.

NUÑEZ, J. Y. M.; DOMINGOS, M. D. I.; FAXINA, A. L. Susceptibility of low-density polyethylene and polyphosphoric acid-modified asphalt binders to rutting and fatigue cracking. **Construction and Building Materials**. v. 73, p. 509-514. 2014. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.10.002.

Osmari, Patrícia Hering; de Souza, Raquel Carvalho; do Nascimento, Luis Alberto Herrmann; Aragão, Francisco Thiago Sacramento (2020). **Evaluation of the relationship between the fatigue performance of FAM and AC mixtures based on volumetric characteristics and on the S-VECD theory**. *Construction and Building Materials*, 265(), 120294–. Doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.120294.

De OLIVEIRA, L.S; LUCAS JÚNIOR, J.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**, 322(), 126426. Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126426.

OLIVIERO ROSSI, C.; SPADAFORA, A.; TELTAYEV, B.; IZMAILOVA, G.; AMERBAYEV, Y.; BORTOLOTTI, V. Polymer modified bitumen: Rheological properties and structural characterization. *Colloids Surf. A Physicochem. Eng. Asp.* 2015, 480, 390–397.

PÉREZ-LEPE, A. F.; MARTÍNEZ-BOZA, J.; GALLEGOS, C. High temperature stability of different polymer-modified bitumens: a rheological evaluation. **J. Appl. Polym. Sci.**, 103 (2) (2007), pp. 1166-1174.

PEREIRA, G.S.; MORALES, A.R. Modification of thermal and rheological behavior of asphalt binder by the addition of an ethylene-methyl acrylate-glycidyl methacrylate terpolymer and polyphosphoric acid. **Polímeros**, v. 27, n. 4, p. 298-308. 2017.

POLACCO, G.; STASTNA, J.; BIONDI, D.; ANTONELLI, F.; VLACHOVICOVA, Z.; ZANZOTTO, L. Rheology of asphalts modified with glycidylmethacrylate functionalized polymers. **J. Colloid Interface Sci.**, 280 (2) (2004), pp. 366-373

POLACCO, G.; BERLINCIONI, S.; BIONDI, D.; STASTNA, J.; ZANZOTTO, L. Asphalt modification with different polyethylene-based polymers. **Eur. Polym. J.**, 41 (12) (2005), pp. 2831-2844.

POLACCO, G.; STASTNA, J.; BIONDI, D.; ZANZOTTO, L. Relation between polymer architecture and nonlinear viscoelastic behavior of modified asphalts. *Curr. Opin. Colloid Interface Sci.*, 11 (4) (2006), pp. 230-245.

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

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.

PSZCZOLA, M.; JACZEWSKI, M.; RYS, D.; JASKULA, P.; SZYDLOWSKI, C. Evaluation of asphalt mixture low-temperature performance in Bending Beam Creep. **Test Materials**, 11 (1) (2018), p. 100, 10.3390/ma11010100

QABUR, A. **Fatigue Characterization of Asphalt Mixes with Polymer Modified Asphalt Cement**. University of Waterloo, Master of Applied Science Thesis, Waterloo. 2018.

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

ROWE, G. M.; BOULDIN, M. G. **Improved Techniques to Evaluate the Fatigue Resistance of Asphaltic Mixtures**. 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**. Journal of the Transportation Research Board. n. 2447. Washington, DC. p. 117-125, 2014.

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

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.

SALEH, N. F.; BEHROOZ, K.; HARHAD, Y. R.; DOUGLAS, M.; ELWARDANY, M.; CASTORENA, C.; UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. Effects of again on asphalt mixture and pavement performance. **Construction and Building Materials**. v. 258, 120309. 2020.

SARNOWSKI, M.; KOWALSKI, J.K.; KRÓL, B.J.; RADZISZEWSKI, P. Influence of overheating phenomenon on bitumen and asphalt mixture properties. **Materials**, 12 (4) (2019), p. 610.

SCHAPERY, R. A.; PARK, S. W. Methods of Interconversion Between Linear Viscoelastic Materials Function. Part II – An Approximate Analytical Method. **International Journal of Solids and Structures**. v. 36, p.1677-1699, 1999.

SENGUL, C.E.; ORUC, S.; ISKENDER, E.; AKSOY, A. Evaluation of SBS modified stone mastic asphalt pavement performance. **Constr. Build. Mater.**, 41 (2013), pp. 777-783.

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.

SHEN, S.; LU, X. Energy Based Laboratory Fatigue Failure Criteria for Asphalt Materials. **Journal of Testing and Evaluation**, vol. 39, nº. 3, 2011.

SHEN, S.; CARPENTER, S. H. Application of Dissipated Energy Concept in Fatigue Endurance Limit Testing. **Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board**, nº 1929, Washington, D.C., p. 165-173, 2005.

SHEN, S.; CARPENTER, S. H. Dissipated Energy Approach to Study Hot-mix Asphalt Healing in Fatigue. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board** 1970(1), p. 178-185, 2006.

SHEN, S.; CARPENTER, S. H. **Dissipated Energy Concepts for HMA Performance: Fatigue and Healing**. COE report nº. 29. Center of Excellence for Airport Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at UrbanaChampaign, Champaign-Urbana Metropolitan Area, Illinois, USA, 2007.

- SHEN, S.; CHIU, H.; HUANG, H. **Characterization of Fatigue and Healing in Asphalt Binders**. Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 22, n° 9, p. 846-852, 2010.
- SINGH, B.; GUPTA, M.; KUMAR, L. Bituminous polyurethane network: preparation, properties, and end use **J. Appl. Polym. Sci.**, 101 (1) (2006), pp. 217-226.
- SINGH, B.; KUMAR, L.; GUPTA, M.; CHAUHAN, G.S. Polymer-modified bitumen of recycled LDPE and maleated bitumen. **J. Appl. Polym. Sci.**, 127 (2013), pp. 67-78.
- 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.
- SINGH, D.; HABAL, A.; ASHISH, P. K.; KATAWARE, A. Evaluating suitability of energy efficient and anti-stripping additives for polymer and Polyphosphoric acid modified asphalt binder using surface free energy approach. **Construction and Building Materials**. v. 158, p. 949-960. 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.079>.
- SOARES, J. B.; SOUZA, F. V. **Considerações sobre módulo resiliente e módulo dinâmico em misturas asfálticas com base na teoria da viscoelasticidade**. XII Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto, Quito. In Portuguese. 2003.
- SILVA, H. N.; SOUSA, P. C.; HOLANDA, A. S.; SOARES, J. B. **Computer program for linear viscoelastic characterization using Prony Series**. XXIX CILAMCE –Congresso Ibero-Latinoamericano de Métodos Computacionais em Engenharia. Maceió, Brasil. 2008.
- SILVA, H. N. **Caracterização viscoelástica linear de misturas asfálticas: Operacionalização Computacional e Análise pelo Método dos Elementos Finitos**. 2009.
- SUBHY, A.; PRESTI, D. L.; AIREY, G. **New Simplified Approach for Obtaining a Reliable Plateau Value in Fatigue Analysis of Bituminous Materials**. Engineering Failure Analysis, 2017. doi: 10.1016/j.engfailanal.2017.05.021.
- SUN, L.; WANG, G.; ZHANG, H.; LIU, L. Initiation and Propagation of Top-Down Cracking in Asphalt Pavement. **Applied Sciences**. v. 8, n. 5, p. 774. 2018. DOI: 10.3390/app8050774.
- 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.
- Stastna, J.; Zanzotto, L.; Vacin, O.J. Viscosity function in polymer-modified asphalts. **J. Colloid Interface Sci.**, 259 (1) (2003), pp. 200-207.
- STROUP-GARDINER, M.; NEWCOMB, D.E. Polymer Literature Review, Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, Minnesota, 1995, p. 231.
- SELVAVATHI, V.; VIJAI ARUNSEKAR; SRIRAM, V.; SAIRAM, B. **Modifications of bitumen by elastomer and reactive polymer – a comparative study**. Pet Sci Technol, 20 (5, 6) (2002), pp. 535-547.
- TANGELLA, S. C. S. R. CRAUS, J. DEACOM, J. A. MONISMITH, C. L. **Summary report n fatigue response of asphalt mixtures**. SHRP. TM-UCB-A-003A-89-3. Berkeley. 1990.
- TAYEBALI, A. A.; ROWE, G. M.; SOUZA, J. B. Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixtures. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, vol. 61, p. 333-360, 1992.

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.

TAPSOBA, N.; SAUZÉAT, C.; DI BENEDETTO, H. Analysis of fatigue test for bituminous mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**. 2012.

TAPSOBA, N.; SAUZÉAT, C.; DI BENEDETTO, H. Analysis of Fatigue Test for Bituminous Mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, vol. 25, p. 701-710, 2013. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000636.

THEISEN, K. M. **Estudo de Parâmetros Constitutivos Extraídos de Dados Experimentais no Comportamento de Misturas Asfálticas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 2011.

U. Viscoelastic and C. Damage. **Project No. NCHRP 9-44 A Validating an Endurance Limit for HMA Pavements: Laboratory Experiment and Algorithm Development Endurance Limit for HMA Based on Healing Phenomena Using Viscoelastic Continuum Damage Analysis**. no. July, 2013.

UNDERWOOD, B.S.; KIM, Y. R. **Analytical Techniques for Determining the Endurance Limit of Hot Mix Asphalt Concrete**. International Conference on Perpetual Pavement. 2009.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R.; GUDDATI, M. N. Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model. **International Journal of Pavement Engineering**. v. 11, n. 6, p. 459–476. 2010. doi:10.1080/10298430903398088.

UNDERWOOD, B. S. **Multiscale constitutive modeling of asphalt concrete**. Ph.D. Dissertation, North Carolina State University, Raleigh, NC, USA, 2011.

UNDERWOOD, B. S.; BAEK, C.; KIM, Y. R. Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis. **Journal of the Transportation Research Board**. 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.

VARELA, L. M.; SILVA, C. C. V. P.; GAMA, D. A.; RODRIGUES, J. K. G. **Estudo da modificação de ligante asfáltico utilizando terpolímero reativo, ácido polifosfórico e polietileno de alta densidade para aplicação em misturas asfálticas**. 45ª RAPv, Reunião Anual de Pavimentação. ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação. 2016, Brasília-DF.

VARGAS, M.A.; VARGAS, M.A.; SÁNCHEZ-SÓLIS, A.; MANERO, O. Asphalt/polyethylene blends: rheological properties, microstructure and viscosity modeling. **Constr. Build. Mater.**, 45 (2013), pp. 243-250.

VESTENA, P. M. **Segmentos Experimentais na BR 116/RS Empregando TLAFLEX, HIMA e 55/75-E (SBS): Caracterização Avançada e Monitoramento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria – RS. 2021.

Vlachovicova, Z.; Wekumbura, C.; Stastna, J.; Zanzotto, L. Creep characteristics of asphalt modified by radial styrene–butadiene–styrene copolymer. **Constr. Build. Mater.**, 21 (3) (2007), pp. 567-577.

YILDIRIM, Y. Polymer Modified Asphalt Binders. **Construction and Building Materials**. v. 21, n. 1, p. 66-72. 2007.

- WANG, Q.; LIAO, M.; WANG, Y.; REN, Y. Characterization of end-functionalized styrene–butadiene–styrene copolymers and their application in modified asphalt. **J. Appl. Polym. Sci.**, 103 (1) (2007), pp. 8-16
- WANG, C.; CASTORENA, C.; ZHANG, J.; KIM, Y. R. Unified Failure Criterion for Asphalt Binder under Cyclic Fatigue Loading. **Road Materials and Pavement Design**. vol. 16, n° 2, p. 125-148, 2015.
- WANG, Y.; NOROUZI, A. H.; KIM, Y. R. Comparison of Fatigue Cracking Performance of Asphalt Pavements Predicted by Pavement ME and FLEXPAVE™ Programs. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. n. 2590, p. 44-55. 2016. DOI: <https://doi.org/ez67.periodicos.capes.gov.br/10.3141/2590-06>.
- 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. 2017.
- WANG, Y.; KESHAVARZI, B.; KIM, Y. R. Fatigue Performance Predictions of Asphalt Pavements Using FlexPAVE™ with the S-VECD Model and D^R Failure Criterion. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. 2018. DOI: 10.1177/0361198118756873.
- WANG, Y. **Development of the Framework of Performance-Engineered Mixture Design for Asphalt Concrete**. Dissertation (Doctor of Philosophy). Faculty of North Carolina State University. Civil Engineering, Raleigh, North Carolina – USA, 2019.
- WANG, Y. D.; GHANBARI, A.; UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. Development of a Performance-Volumetric Relationship for Asphalt Mixtures. **Transportation Research Record**. v. 2673, n. 6, p. 416-430. 2019.
- WEN, H. **Fatigue performance evaluation of WesTrack asphalt mixtures based on viscoelastic analysis of indirect tensile test**. 2001.
- WILLIAMS, M. L.; R. F. LANDEL e J. D. FERRY. The Temperature Dependence of Relaxation Mechanism in Amorphous Polymers and other Glass Forming Liquids. **Journal of American Chemical Society**. v. 77, p. 3701–3707. 1955.
- WOLDEKIDAN, M. F. **Response modelling of bitumen, bituminous mastic and mortar**. Ph.D. Dissertation. Delft University of Technology, Delft, Netherlands. 2011.
- XIAO, F.; AMIRKHANIAN, S.; WANG, H.; HAO, P. Rheological property investigations for polymer and polyphosphoric acid modified asphalt binders at high temperatures. **Construction and Building Materials**. v. 64, n. 12, p. 316–323. 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.082>.
- XIE, Z.; SHEN, J. Fatigue Performance of Rubberized Stone Matrix Asphalt by a Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model. **Journal of Materials in Civil Engineering**. 2015.
- YEH, P.-H.; NIEN, Y.-H.; CHEN, W.-C.; LIU, W.-T. Evaluation of thermal and viscoelastic properties of asphalt binders by compounding with polymer modifiers. **Polym. Compos.**, 31 (10) (2010), pp. 1738-1744.
- 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.
- ZEIADA, W. A.; KALOUSH, K. E.; UNDERWOOD, B. S.; MAMLOUK, M. S. Development of Test Protocol to Measure Axial Fatigue Damage and Healing. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. Washington, D.C., p. 10-18, 2016.

ZHANG, J. **Development of Failure Criteria for Asphalt Concrete Mixtures under Fatigue Loading**. Master Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC. 2012.

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. S2, p. 1-15, 2013.

ZHANG, F.; HU, C. Influence of aging on thermal behavior and characterization of SBR compound-modified asphalt. **J Therm Anal Calorim**, 115 (2) (2014), pp. 1211-1218.

ZHOU, J.; CHEN, X.; XU, G.; FU, Q. Evaluation of low temperature performance for SBS/CR compound modified asphalt binders based on fractional viscoelastic model. **Constr. Build. Mater.**, 214 (2019), pp. 326-336

ZHU, J.; BIRGISSON, B.; KINGOS, N. Polymer modification of bitumen Advances and challenge. **Europe Polymer Journal**. v. 54, p. 18-38. 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.eurpolymj.2014.02.005>.

APÊNDICE

AJUSTES DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DE DANO

Figura 1 - Função potência ajustada para as três amostras ensaiadas da mistura com o CAP 50/70

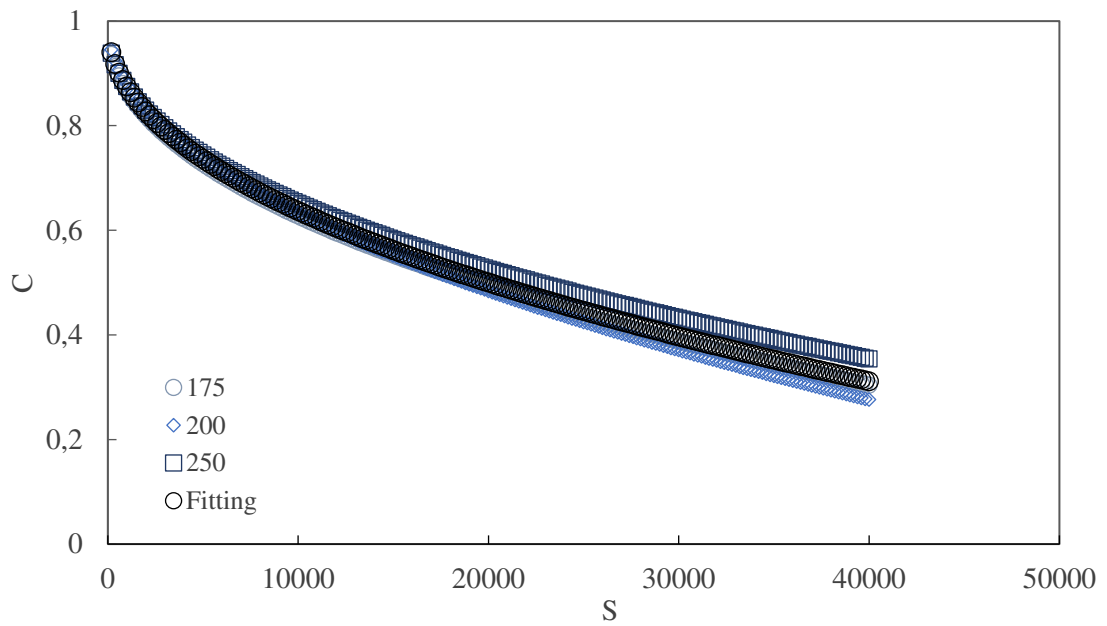


Figura 2 - Função potência ajustada para as três amostras ensaiadas da mistura com o AMP 55/75

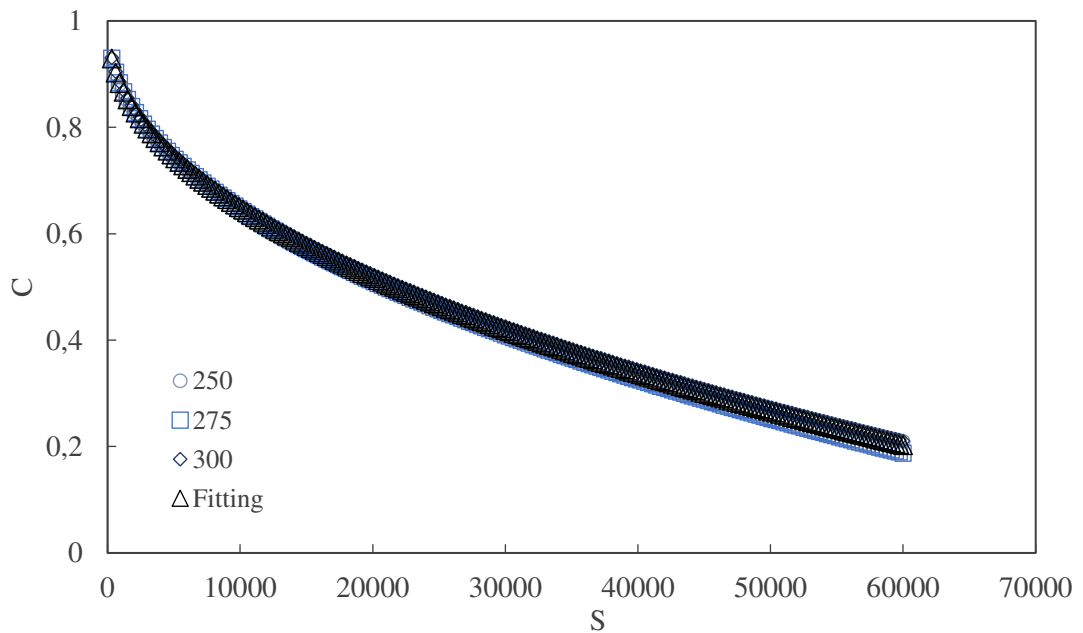


Figura 3 - Função potência ajustada para as três amostras ensaiadas da mistura com o CAP 50/70 modificado

