

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Andressa Ambrós De Oliveira

**ESTUDO DA RIGIDEZ E DA RESISTÊNCIA AO DANO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS COM LIGANTES MODIFICADOS POR BORRACHA E
POLÍMERO**

Santa Maria, RS
2019

Andressa Ambrós de Oliveira

**ESTUDO DA RIGIDEZ E RESISTÊNCIA AO DANO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS COM LIGANTES MODIFICADOS POR BORRACHA E
POLÍMERO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como Requisito parcial para obtenção do título de **Engenheira Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS
2019

Andressa Ambrós de Oliveira

**ESTUDO DA RIGIDEZ E RESISTÊNCIA AO DANO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS COM LIGANTES MODIFICADOS POR BORRACHA E
POLÍMERO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como Requisito parcial para obtenção do título de **Engenheira Civil**.

Aprovada em 10 de julho de 2019:

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

Evelyn Paniz Possebon, Me. (UFSM)

Fernando Dekeper Boeira, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2019

Dedico este trabalho aos meus pais, Josemar Portilho de Oliveira e Eni Fátima Ambrós de Oliveira, à minha irmã Andriele Ambrós de Oliveira e ao meu noivo Taiur Schumacher.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por me dar força e sabedoria durante todo o percurso.

Aos meus pais, Josemar Portilho de Oliveira e Eni Fátima Ambrós de Oliveira, pessoas maravilhosas, por todo o carinho, motivação e suporte. Que sempre estiverem ao meu lado, independente das escolhas, seja para chorar junto ou para comemorar cada nova conquista. Por todos os conselhos e principalmente por acreditarem em mim, o meu muito obrigada!

À minha irmã, Andriele Ambrós de Oliveira, pela amizade e disposição em me ajudar sempre que necessário, independente da tarefa. Sou muito lisonjeada de saber que te sirvo de inspiração. Obrigada por ter me ajudado em alguns dias de moldagem também!

Ao meu noivo, Taiur Schumacher, pelo apoio incondicional durante todo o processo de graduação até chegar aqui. Obrigada por todo incentivo, paciência e amor. Em especial, quero te agradecer por todo companheirismo e auxílio na realização de ensaios dessa pesquisa (inclusive nos finais de semana). Sem você essa trajetória teria sido bem mais complicada!

Ao meu orientador, professor Luciano Pivoto Specht, pela paciência e confiança para realização desse trabalho, bem como pelos ensinamentos e disponibilidade durante este processo. És uma pessoa admirável e inspiradora.

Agradeço a todos os integrantes e amigos do GEPPASV pelo convívio, informações e auxílio. Principalmente, devo sinceros agradecimentos: à Chaveli Brondani que me auxiliou com o entendimento de questões práticas e teóricas da pesquisa, ao Eduardo Druzian pela ajuda com equipamentos e retificação dos CPs, à Évelyn Possebon que me acompanhou e auxiliou desde o início e durante toda a pesquisa, ao Fernando Boeira pela ajuda e dicas nos procedimentos de ensaio, ao Pablo Vestena que me ajudou com a modelagem 2S2SP1D e ao Silvio Schuster que me ajudou com os ensaios e posteriores análises.

Em especial, agradeço as meninas Victória Nunes, Ketrily Saraiva e Karine Wille, que não mediram esforços para me ajudar com a parte braçal da pesquisa, desde separação do material para peneirar até as moldagens, com toda a certeza vocês foram essenciais para confecção deste trabalho, obrigada pela companhia, alegria e amizade de vocês!

Agradeço ao CNPQ pela bolsa disponibilizada nesse último semestre da graduação e a ANP/Petrobrás pelos investimentos realizados no GEPPASV/UFSM.

À Coordenação de Engenharia Civil, ao LMCC e à UFSM pelo suporte pessoal, material e equipamentos disponibilizados.

Enfim, à todos aqueles que fazem parte da minha vida, independente de estarem longe ou perto, que contribuíram de alguma forma na minha trajetória e para conclusão desta pesquisa, a minha gratidão. Muito obrigada!

RESUMO

ESTUDO DA RIGIDEZ E RESISTÊNCIA AO DANO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM LIGANTES MODIFICADOS POR BORRACHA E POLÍMERO

AUTORA: ANDRESSA AMBRÓS DE OLIVEIRA
ORIENTADOR: PROF. DR. LUCIANO PIVOTO SPECHT

A qualidade das rodovias brasileiras, geralmente constituídas por concreto asfáltico, é inadequada ao fluxo constante e pesado de veículos que circulam diariamente. Considerando que elas caracterizam o principal meio de transporte de cargas e passageiros, a ascensão socioeconômica do país é prejudicada, bem como a segurança e o conforto das pessoas que trafegam por estas vias. Com o intuito de suprir as mazelas do pavimento, é significativo o estudo do comportamento de misturas compostas por distintos ligantes asfálticos, já que o desempenho destes têm uma relação direta com a qualidade do pavimento. Nesse contexto, o conhecimento da rigidez da mistura é fundamental para compreender a atuação dos ligantes sobre ela, quando é submetida à diferentes temperaturas e frequências de carregamento, como também sua resistência à deformação permanente e à fadiga. Assim, essa pesquisa visa avaliar, por meio de ensaios laboratoriais, as propriedades mecânicas de misturas originadas por dois ligantes asfálticos modificados, AMP 60/85 modificado por polímero e AMB 08, modificado por borracha, compostas pelo mesmo esqueleto pétreo, com granulometria de acordo com a faixa C do DNIT. As misturas foram dosadas em conformidade com a metodologia Superpave e submetidas aos ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Complexo para analisar a rigidez; e o ensaio Flow Number para mensurar o dano à deformação permanente. Também, foi realizado o ensaio de Fadiga Tração – Compressão, cuja análise foi feita utilizando a abordagem clássica pelas curvas de Wöhler e o S-VECD como premissa para inferir o dano por fadiga. A fim de compreender os resultados obtidos dos ensaios de Módulo Complexo foi empregada a modelagem 2S2P1D, pois as misturas possuem comportamento viscoelástico. Foi possível constatar que as misturas com ligante modificado por borracha possuem maior rigidez que as com polímero e ambas têm resultados melhores que os CAPs convencionais para este critério. Quanto às questões de deformação permanente, a mistura com polímero suportou maior número de ciclos de carga do que a com borracha e ambas apresentaram resultados inferiores quando comparadas a mistura com ligante 50/70 REFAP, analisado por ser do mesmo estado Brasileiro que as dessa pesquisa. Quanto às questões de Fadiga, pelo método de Nascimento (2016), as misturas modificadas têm supremacia, destacando-se a com polímero.

Palavras-Chaves: Ligantes modificados. Misturas asfálticas. Fadiga tração-compressão uniaxial. Flow Number. 2S2P1D. S-VECD.

ABSTRACT

STUDY OF STIFFNESS AND RESISTANCE TO THE DAMAGE OF ASPHALTIC MIXTURES WITH RUBBER AND POLYMER MODIFIED BINDERS

AUTHOR: ANDRESSA AMBRÓS DE OLIVEIRA
ADVISOR: PROF. DR. LUCIANO PIVOTO SPECHT

The quality of Brazilian highways, generally constituted by asphalt concrete, is inadequate to the constant and heavy flow of vehicles that circulate daily. Because of this and considering that they are the main means of transport of cargo and passengers, the socioeconomic rise of the country is impaired, as well as the safety and comfort of the people who travel through these routes. The study of the behavior of mixtures composed of different asphalt binders is important in order to overcome the problems in the pavement, since their performance has a direct relation with the quality of the pavement. In this context, the knowledge of the stiffness of the mixture is fundamental to understand the performance of the binders on it when it is subjected to different temperatures and loading frequencies, as well as its resistance to permanent deformation and fatigue. Thus, this research aims to evaluate, through laboratory tests, the mechanical properties of mixtures caused by two modified asphaltic binders, polymer modified AMP 60/85 and Ecoflex B 3G, modified by rubber, composed of the same skeletal stone, with grain size according to the DNIT C range. The blends were dosed according to the Superpave methodology and subjected to the Resilience Module and Complex Module tests to analyze stiffness; as well as Flow Number to measure the damage to permanent deformation. Also, the Direct Tension Fatigue test was done, using the classic approach by the Wöhler curves and the S - VECD as a premise to infer the fatigue damage. In order to understand the results obtained from the Complex Modulus tests, the 2S2P1D modeling was used, since the mixtures have viscoelastic behavior. It has been found that mixtures with rubber modified binder have higher stiffness than those with polymer and both have better results than conventional CAPs for this criterion. Regarding issues of permanent deformation, the mixture with polymer supported more cycles of loading than with rubber and both presented inferior results when compared to the 50/70 REFAP binder, analyzed for being of the same State as those of this research. As for the fatigue questions, by the Nascimento (2016) method, the modified mixtures have supremacy, especially with polymer.

Key-words: Modified binders. Asphalt mixtures. Direct Tension Fatigue. Flow Number. 2S2P1D. S-VECD

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos.	21
Figura 2 - Domínios típicos do comportamento mecânico de materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura.	26
Figura 3 - Domínios típicos do comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos.	27
Figura 4 - Domínios típicos do comportamento de concretos asfálticos.	28
Figura 5 - Representação do modelo 2S2P1D.	34
Figura 6 -Formações geológicas do Estado do RS	44
Figura 7- Brita 3/4” (esquerda), Brita 3/8” (centro) e Pó de Pedra (direita).....	45
Figura 8 - Curva granulométrica dos agregados da pesquisa	45
Figura 9 – Curva de Composição granulométrica das misturas estudadas.	49
Figura 10 - Em a) Série de peneiras utilizadas para obter o pó de pedra e em b) bandejas com as frações peneiradas.	51
Figura 11 – Misturador Infratest: fechado e aberto com mistura, a. e b., respectivamente. À direita Compactador Giratório Servopac.....	52
Figura 12 – Montagem do equipamento para execução do teste Rice.	54
Figura 13 - Prensa de realização dos ensaios - UTM -25.	55
Figura 14 - Equipamento e montagem do ensaio de MR.	55
Figura 15 - Equipamento para colagem dos pinos, à esquerda e CP antes e após ser retificado com pinos colados, à direita.	57
Figura 16 – Na esquerda, CPs confinados para realização do ensaio de módulo dinâmico e na direita ensaio de módulo dinâmico na temperatura de -10°C.	58
Figura 17 - Ensaio de Módulo Dinâmico a 54°C, com ênfase para a colocação de elásticos ao redor do CP.	59
Figura 18 - Equipamento montado para realizar RT e CP rompido.....	61
Figura 19- gabarito de colagem dos CPs.	62
Figura 20 - Aparato do ensaio de Fadiga tração compressão Uniaxial e equipamento pronto para ensaio, com os LVDTs.	62
Figura 21 - Dados entrada AEMC-Sispav.	65
Figura 22 - Posições das análises de deformação no fundo do revestimento asfáltico sob o carregamento das rodas do eixo padrão	66
Figura 23 -FN pronto para ensaio e FN rompido.....	69
Figura 24 - Curva de deformação permanente acumulada para o ensaio uniaxial de cargas repetidas.....	70
Figura 25 - Parâmetros volumétricos mistura com ligante AMP 60-85.....	74
Figura 26 - Parâmetros volumétricos mistura com ligante AMB 08.....	74
Figura 27 - Volume de Vazios versus teor de ligante das misturas dosadas.	75
Figura 28 - Resultados de MR: colunas em rosa e verde, desta pesquisa. Demais colunas referentes a Possebon (2018).....	76
Figura 29- Isoterma de módulo dinâmico a 21°C.	77
Figura 30 - Isoterma de ângulo de fase a 21°C.....	78
Figura 31 - Isócronas de módulo dinâmico a 10Hz.	78
Figura 32 - Isócronas de ângulo de fase a 10 Hz.....	79

Figura 33 - Comparação das linhas de tendência lineares das curvas $\log [a(T)]$ para as misturas a 21°C	82
Figura 34 - Espaço Cole Cole das amostras ensaiadas (1,2,3, média) e modelagem 2S2P1D com média dos dados experimentais, respectivamente, para a mistura AMP 60/85.....	83
Figura 35 - Espaço Black das amostras ensaiadas (1,2,3, média) e modelagem 2S2P1D com média dos dados experimentais, respectivamente, para a mistura ECOFLEX B-3G.....	84
Figura 36 - Diagrama Cole-cole obtido pelo 2S2P1D das misturas estudadas.	86
Figura 37- Diagrama de Black para todas as misturas obtido pelo 2S2P1D.	87
Figura 38 - Curvas mestras de Módulo dinâmico para todas as misturas.	88
Figura 39 - Curvas mestras de Módulo dinâmico para todas as misturas nas baixas frequências.	89
Figura 40-Curvas mestras de Ângulo de fase para todas as misturas	90
Figura 41-Inferência empírica ao dano por fadiga a 21°C	91
Figura 42 - Inferência empírica à deformação permanente a 37°C.	92
Figura 43 - Resultados de RT das misturas dessa pesquisa e de Possebon (2018).	93
Figura 44 - Curvas de Wöhler das misturas estudadas.	94
Figura 45 - Curvas de Wöhler deste estudo em comparação com às de Posebon (2018) e Boeira (2018).....	95
Figura 46- Módulo dinâmico e ângulo de fase versus número de ciclos de ensaio ..	97
Figura 47- Curvas de integridade do material (C) versus acúmulo de dano (S) de cada amostra e curva fitting da mistura ECOFLEX B-3G	98
Figura 48 - Curvas de integridade do material (C) versus acúmulo de dano (S) de cada amostra e curva fitting da mistura AMP 60/85	98
Figura 49 - Curvas Gr versus Nf de cada mistura.....	99
Figura 50 - Curvas geradas pela união dos pontos (modelo) de NfN calculados pela equação de Nascimento (2016).....	100
Figura 51 - Superposição das curvas geradas pela união dos pontos (modelo) de Nf gerados pela equação de Nascimento (2016) e as curvas de Wöhler (experimental)	102
Figura 52 - Resultados de FN para as misturas dessa pesquisa e de Possebon (2018).	103
Figura 53 - Diagrama comparativo entre os resultados de todos os ensaios.	104
Figura 54- Comparação dos resultados de todos os ensaios normalizados.....	105
Figura 55 - Laudo do ligante asfáltico modificado por polímero - AMP 60/85.....	120
Figura 56 - Laudo do ligante asfáltico modificado por borracha – AMB 08 (ECOFLEX B - 3G).....	121
Figura 57 - Laudo do CAP 50/70 REFAP.	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número de giros especificados na norma de dosagem Superpave	30
Tabela 2 - Diferenças entre o MR e o $ E^* $	33
Tabela 3 - Propriedades dos agregados pétreos	46
Tabela 4- Resumo de resultados de análise morfológica pelo AIMS 2	46
Tabela 5- Resultados de ensaios da cal calcítica.....	47
Tabela 6- Resultados do AMP 60/85.....	47
Tabela 7- Resultados do AMB 08.....	47
Tabela 8- Parametros Bailey.....	48
Tabela 9 - Composição granulométrica da mistura asfáltica conforme limites da faixa C do DNIT ES-031/06.	49
Tabela 10 - Quantidade de corpos de prova moldados por ensaio.....	50
Tabela 11 - Peneiras utilizadas para separação dos agregados.....	51
Tabela 12 - Temperaturas dos agregados, mistura e compactação para moldagem.	53
Tabela 13 - Tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura dos corpos de prova para ensaio de E^*	57
Tabela 14 - Resultados de ϵ_t (μS) no fundo do revestimento simulando o pavimento no AEMC com os $ E^* $ das misturas.....	66
Tabela 15 - Critérios de FN para diferentes níveis de tráfego para os autores	71
Tabela 16- Resultados de Gmm e VV para cada teor analisado.....	72
Tabela 17- Resultado do teor de ligante de projeto, VAM, RBV, MEA e FAD.....	73
Tabela 18 - Resultados de MR de cada amostra, média por amostra, desvio padrão, coeficiente de variação e resultado de MR médio por mistura.....	75
Tabela 19 - Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 de cada mistura.	80
Tabela 20 - Correlação dos parâmetros do modelo 2S2P1D com propriedades dos materiais.....	81
Tabela 21 -Resultados do ensaio de RT e as médias de DP e CV de cada mistura.....	92
Tabela 22-Valores de deformação e Nf utilizados para gerar o gráfico das curvas de Wöhler.....	94
Tabela 23-Resultados de Nfw utilizando as equações das curvas de Wöhler	96
Tabela 24 - Resultados de Nf e Gr para cada amostra	99
Tabela 25 - Parâmetros C11, C12, Y, Δ , α e $ E^* _{ve}$ utilizados para calcular NfN pela equação de Nascimento (2016).	100
Tabela 26 - Valores de deformação médias do ensaio e NfN calculado.	100
Tabela 27 - Resultados de Nf utilizando as equações das curvas geradas pelos pontos de Nf calculados por Nascimento (2016) para simulações de pavimentos de cada mistura.....	101
Tabela 28 - Resultados de FN, DP, CV e coeficientes do modelo de Francken	102
Tabela 29 - Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura AMP 60/85.....	118
Tabela 30 - Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura ECOFLEX B -3G.	119

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
AG	Agregados Graúdos
AIMS	<i>Aggregate Image Measurement System</i>
ANP	Agência Nacional do Petróleo
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AMB	Asfalto Modificado por Borracha
AMP	Asfalto Modificado por Polímero
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATR	Afundamento de Trilho de Rodas
BGS	Brita Graduada Simples
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Concreto Asfáltico de Petróleo
CAM	Cimento Asfáltico Modificado
CAUQ	Concreto Asfáltico Usinado a Quente
Cenpes	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello
CGS	Compactador Giratório Superpave
CP	Corpo de Prova
CV	Coefficiente de variação
DMR	<i>Dynamic Modulus Ratio</i>
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DP	Desvio Padrão
E*	Módulo Complexo
E*	Módulo Dinâmico
EUA	Estados Unidos da América
FAD	Faixa de Agregado Dominante
FAF	Proporção Fina de Agregados Finos
FN	<i>Flow Number</i>
GAF	Proporção Graúda de Agregados Finos

GEPPASV	Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária
Gmm	Densidade máxima medida
LAPAV	Laboratório de Pavimentação
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MEA	Massa Específica Aparente
MR	Módulo de Resiliência
MS	Macadame Seco
N	Número de Ciclos
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
PG	<i>Performance Grade</i>
RBV	Relação Betume Vazios
REDUC	Refinaria Duque de Caxias
REFAP	Refinaria Alberto Pasqualini
REGAP	Refinaria Gabriel Passos
REPAR	Refinaria Presidente Getúlio Vargas
REPLAN	Refinaria de Paulínia
REMAN	Refinaria Isaac Sabbá
REVAP	Refinaria Henrique Lage
RLAM	Refinaria Landulpho Alves
RT	Resistência à Tração por Compressão Diametral
SBS	<i>Styrene-Butadiene-Styrene</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
Superpave	<i>Superior Performance Asphalt Pavements</i>
S-VECD	<i>Simplified Viscoelastic Continuum Damage</i>
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
UTM	<i>Universal Testing Machine</i>
VAM	Vazios no Agregado Mineral
VV	Volume de Vazios
2S2P1D	<i>2 Springs, 2 Parabolic, 1 Dashpot</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVO GERAL	18
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1	LIGANTES ASFÁLTICOS	19
2.1.1	Composição química dos ligantes asfálticos	19
2.1.2	Comportamento dos ligantes asfálticos	20
2.1.3	Ligantes modificados	21
2.1.3.1	<i>Ligantes asfálticos modificados por polímeros</i>	22
2.1.3.2	<i>Ligantes asfálticos modificados por borracha</i>	24
2.2	MISTURAS ASFÁLTICAS	25
2.2.1	Dosagem de misturas asfálticas	28
2.2.1.1	<i>Dosagem Superpave</i>	29
2.2.1.2	<i>Seleção granulométrica das misturas asfálticas</i>	30
2.2.1.3	<i>Influência do teor de ligante asfáltico</i>	31
2.2.2	Propriedades mecânicas das misturas asfálticas	31
2.2.2.1	<i>Rigidez</i>	32
2.2.2.2	<i>Deformação permanente</i>	36
2.2.2.3	<i>Fadiga</i>	39
2.2.2.3.1	<i>Modelo Viscoelástico de Dano Contínuo Simplificado (S -VECD)</i>	42
3	METODOLOGIA	43
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	43
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS	43
3.2.1	Agregados	44
3.2.2	Ligantes asfálticos	47
3.2.3	Misturas asfálticas	48
3.3	ENSAIOS LABORATORIAIS	50
3.3.1	Dosagem das misturas asfálticas	50
3.3.2	Módulo de Resiliência	54
3.3.3	Módulo complexo	56
3.3.4	Resistencia a tração por compressão diametral	60
3.3.5	Fadiga	61
3.3.6	Flow Number	68

4	RESULTADOS	72
4.1	<i>DOSAGEM</i>	72
4.2	<i>MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....</i>	75
4.3	<i>MÓDULO COMPLEXO.....</i>	77
4.4	<i>RESISTÊNCIA A TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....</i>	92
4.5	<i>FADIGA TRAÇÃO – COMPRESSÃO UNIAXIAL.....</i>	93
4.5.1	<i>Abordagem clássica.....</i>	94
4.5.2	<i>Análise através da metodologia S-VECD</i>	96
4.6	<i>FLOW NUMBER.....</i>	102
4.7	<i>CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS</i>	104
5	CONCLUSÕES.....	107
5.1	<i>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</i>	109
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
	APÊNDICE A - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO.....	118
	ANEXO A – LAUDOS DOS LIGANTES ASFÁLTICOS.....	120

1 INTRODUÇÃO

O crescimento da frota de veículos nas rodovias brasileiras demonstra a importância do transporte rodoviário na economia e organização social do país, sendo indispensável o correto dimensionamento e especificação de materiais para proporcionar o conforto, durabilidade e segurança aos usuários. Para que se possa atender aos requisitos técnicos e de qualidade dos pavimentos asfálticos é preciso lançar mão de adequados projetos estruturais do pavimento, bem como dosagem compatível da mistura asfáltica com as outras camadas escolhidas. Tal dosagem passa pela escolha adequada de materiais, para que assim resistam às solicitações previstas do tráfego e do clima (Bernucci et al., 2010). A mistura ideal deve garantir a segurança dos usuários da via, atender aos requisitos da norma e reduzir o risco de patologias.

Os tipos de defeitos mais frequentes encontrados em pavimentos asfálticos no Brasil são o trincamento por fadiga e a deformação permanente. Segundo Mahmoud e Bahia (2004), a deformação permanente nos revestimentos asfálticos é caracterizada por depressões longitudinais nas trilhas de roda, as quais aumentam com a solicitação das cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos. Trata-se de um problema observado principalmente em lugares de clima tropical, onde a temperatura dos pavimentos asfálticos chega a ultrapassar 60°C, cenário não incomum no Brasil. Já Nascimento (2015), comenta que o trincamento por fadiga é o principal defeito dos pavimentos de concreto asfáltico no Brasil, sendo caracterizado por trincas induzidas por carregamento repetido do tráfego incidente no pavimento.

Diante deste fato, percebe-se a importância de pesquisas que busquem materiais ou combinações que retardem e/ou amenizem estes defeitos. Muitos estudos abordaram a modificação de ligantes asfálticos com utilização de diversos tipos de aditivos. Essas modificações visam a melhoria de propriedades da mistura asfáltica tais como: resistência à deformação permanente, resistência à fadiga, resistência ao trincamento térmico, resistência ao dano por umidade (melhoria da aderência na interface agregado-ligante), entre outras.

De acordo com Bates e Worch (1987), as principais características oferecidas por um ligante asfáltico modificado por polímero são o aumento de parâmetros como recuperação elástica, ponto de amolecimento, viscosidade, força de coesão e ductilidade. Por outro lado, a utilização de borracha de pneus, além de trazer

benefícios em termos resistência a fadiga, a deformações permanentes e maior durabilidade, mostra-se uma possibilidade para aproveitamento sustentável da inúmera quantidade de pneus descartados por dia.

Dentre os fatos apresentados, essa pesquisa traz o estudo de comparação entre misturas asfálticas modificadas e misturas convencionais, em termos de rigidez, resistência a deformação permanente e resistência ao dano por fadiga, tendo como parâmetro de diferenciação apenas o tipo e teor de ligante asfáltico.

1.1 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo desta pesquisa é avaliar, por meio de ensaios laboratoriais, as propriedades mecânicas de misturas originadas a partir de dois ligantes asfálticos modificados, AMP 60/85, modificado por polímero, e Ecoflex B 3G, modificado por borracha, ambas compostas pelo mesmo esqueleto pétreo e granulometria de acordo com a faixa C do DNIT.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como forma de complementação do objetivo principal, foram elencados os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a rigidez das misturas asfálticas por meio de abordagem elástica e viscoelástica através dos ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Complexo;
- Avaliar a deformação permanente das misturas asfálticas através do ensaio de *Flow Number*;
- Avaliar a resistência ao dano por fadiga das misturas asfálticas, utilizando o S-VECD;
- Comparar os resultados dessa pesquisa com os de Possebon (2018), misturas com CAP 50/70, devido ao fato de ambas as misturas possuírem a mesma granulometria, tendo como único parâmetro diferente o tipo de ligante asfáltico.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão revisados os itens que interferem diretamente na qualidade do pavimento. A primeira parte da revisão é referente aos ligantes asfálticos, no que diz respeito a composição química, comportamento e características dos ligantes modificados. Já a segunda parte da revisão trata sobre as misturas asfálticas, quanto ao método de dosagem e as propriedades mecânicas dessas misturas.

2.1 LIGANTES ASFÁLTICOS

De acordo com o Asphalt Institute (2002), o asfalto é um material cimentício, de coloração escura, cujo constituinte predominante é o betume, podendo ocorrer diretamente na natureza ou ser obtido através do processo de destilação do petróleo. Em relação aos betumes, estes são definidos como uma classe de substâncias com propriedades cimentícias, compostas principalmente por hidrocarbonetos de alto peso molecular.

No Brasil, os asfaltos que apresentam qualidade e consistência para aplicação direta nas obras de pavimentação recebem a denominação de Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAPs), os quais também são conhecidos como ligantes asfálticos. Conforme o Relatório NCHRP 673 (AAT, 2011), os ligantes correspondem, em massa, a cerca de 5% das misturas asfálticas, sendo os 95% restantes constituídos por agregados minerais. Em termos volumétricos, estas proporções correspondem a aproximadamente 10% de ligantes, 85% de agregados e 5% de vazios. Quanto ao comportamento, são materiais termossensíveis, além de serem sensíveis às variações de velocidade, tempo e intensidade de carregamento (BERNUCCI et al., 2010). Apesar da pequena proporção nas misturas asfálticas, este comportamento dos ligantes é transferido a elas, que também são sensíveis às mudanças nestas variáveis.

2.1.1 Composição química dos ligantes asfálticos

As propriedades dos ligantes asfálticos dependem da fonte e do processo de refino que o originou. O conhecimento da química do CAP é vital para o esclarecimento de processos que ocorrem na pavimentação. O CAP é composto

basicamente por duas frações, os maltenos - constituídos pelos compostos saturados, aromáticos e resinas, que apresentam baixa polaridade e os asfaltenos - que constitui a fração mais pesada e polar do ligante asfáltico (Morales *et al.*, 2004).

O fracionamento químico, mais empregado em Centros de Pesquisas na Europa e nos Estados Unidos de acordo com Masson *et al.* (2001), separa o CAP em compostos saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos.

As propriedades do CAP estão relacionadas com a proporção relativa dos componentes destas frações (Corbett e Petrovski, 1978). Os saturados influenciam negativamente a susceptibilidade térmica e os aromáticos contribuem para a melhoria de propriedades físicas do ligante. As resinas melhoram a ductibilidade e dispersão dos asfaltenos e estes contribuem com o aumento da viscosidade e tornando os asfaltos menos susceptíveis a variações de temperatura. Os asfaltenos são os mais reativos frente ao oxigênio, seguidos das resinas, aromáticos e saturados. O envelhecimento oxidativo do ligante é responsável pela alteração das características físicas, químicas e reológicas do asfalto. Fatores adicionais, como a temperatura, os efeitos da luz, água e reações químicas com os agregados, também contribuem para este processo.

2.1.2 Comportamento dos ligantes asfálticos

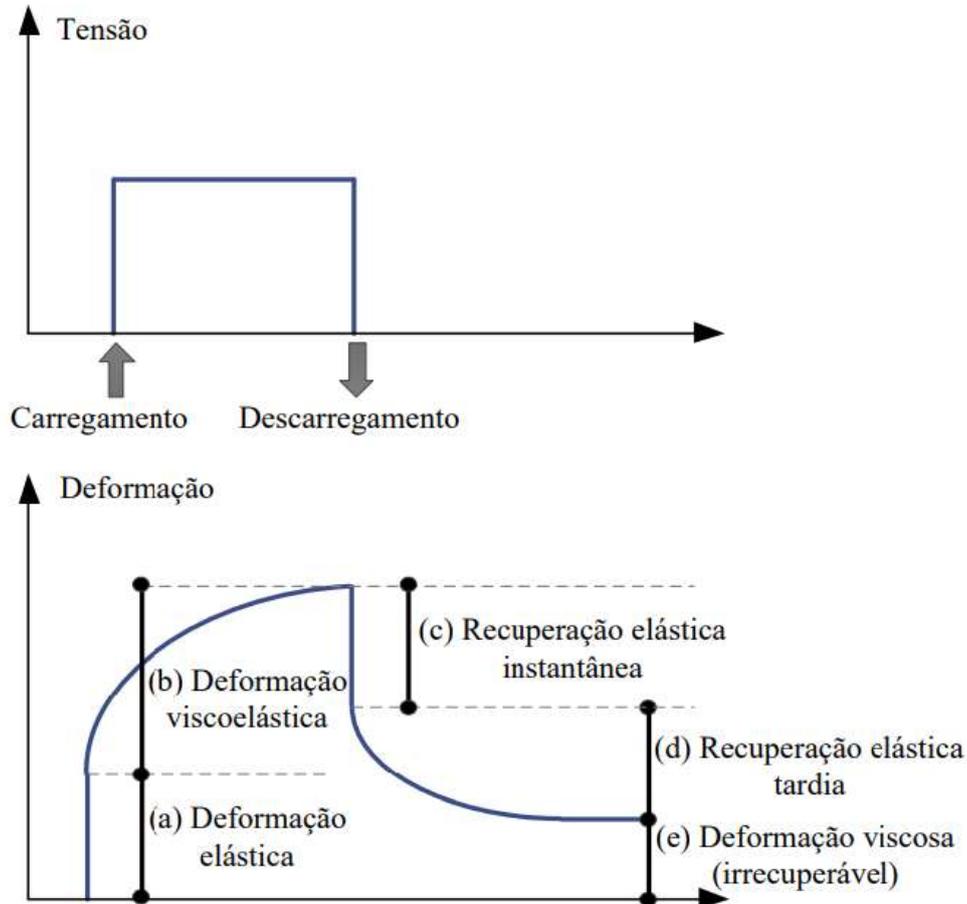
Sob o ponto de vista de características do material, as propriedades são comumente associadas à sua temperatura. Além de ser um material que tem suas propriedades alteradas de acordo com a temperatura, os ligantes asfálticos são viscosos, a combinação destas propriedades o torna um material termoviscoplastico no domínio das pequenas deformações.

Quando solicitado, um material pode apresentar comportamento elástico, viscoso ou viscoelástico. Os materiais elásticos são aqueles que retornam à sua conformação inicial depois de cessado o carregamento, ao contrário dos materiais viscosos, os quais mantêm a conformação gerada pela carga mesmo após a sua retirada. Entre estes extremos, encontra-se a resposta dos materiais viscoelásticos, cujo comportamento é caracterizado pelo retorno parcial das deformações quando o carregamento é cessado (ASKELAND; FULAY; WRIGHT, 2011).

Quando submetidos a baixas temperaturas ou carregamentos de curta duração, os ligantes asfálticos comportam-se predominantemente como sólidos

elásticos. Por outro lado, a altas temperaturas ou carregamentos lentos, apresentam comportamento de líquido viscoso. Em temperaturas de serviço nas rodovias, estes materiais apresentam resposta intermediária, ou seja, viscoelástica (MORGAN; MULDER, 1995). Este comportamento dos CAPs é ilustrado na Figura 1.

Figura 1 - Comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos.



Fonte: Adaptado de Morgan e Mulder (1995).

2.1.3 Ligantes modificados

Cordeiro e Pinto (2018), afirmam que asfalto modificado é aquele que, quando aditivado, tem suas características físicas e químicas melhoradas, de modo que seu desempenho em serviço seja superior ao do asfalto convencional. Esses aditivos são basicamente materiais poliméricos do tipo elastômeros.

Para a maioria das aplicações rodoviárias, os ligantes asfálticos convencionais têm bom comportamento, satisfazendo plenamente os requisitos necessários para o desempenho adequado das misturas asfálticas sob o tráfego e sob as condições

climáticas. No entanto, para condições de volume de veículos comerciais e peso por eixo crescente, ano a ano, em rodovias especiais ou nos aeroportos, em corredores de tráfego pesado canalizado e para condições adversas de clima, com grandes diferenças térmicas entre inverno e verão, tem sido cada vez mais necessário o uso de modificadores das propriedades dos asfaltos.

As propriedades das misturas usinadas a quente - CAUQ são sensíveis à variação do teor de CAP. Uma variação positiva, mesmo dentro do intervalo admissível em usinas, pode gerar problemas de deformação permanente por fluência e/ ou exsudação, com fechamento da macrotextura superficial. Por outro lado, a falta de ligante gera um enfraquecimento da mistura e de sua resistência à formação de trincas, uma vez que a resistência à tração e sua vida de fadiga ficam muito reduzidas. Uma das formas de reduzir a sensibilidade dos concretos asfálticos a pequenas variações de teor de ligante e torná-lo mais resistente e durável em vias de tráfego pesado é substituir o CAP por asfaltos modificados por polímero ou por asfalto borracha (Bernucci et al. 2010).

Em outras palavras, a modificação do CAP visa reduzir as variações de suas propriedades em relação às temperaturas de serviço afim de evitar grandes alterações no comportamento mecânico do pavimento em função das solicitações de tráfego, tais como:

- Aumento do ponto de amolecimento e da elasticidade;
- Melhoria das características adesivas e coesivas;
- Maior resistência ao envelhecimento, à deformação permanente e às trincas de fadiga/térmicas

2.1.3.1 Ligantes asfálticos modificados por polímeros

Conforme Bernucci et al. (2010), na Europa, as primeiras misturas asfálticas modificadas com polímeros foram empregadas na década de 1970. Zhu, Birgisson e Kringos (2014) destacam que, desde aquela época, estudos na área de ligantes modificados por polímeros têm sido intensamente desenvolvidos.

Na atualidade, este tema ainda se constitui como um assunto de elevado interesse no âmbito das pesquisas acadêmicas envolvendo materiais para a pavimentação rodoviária, em virtude das melhorias conferidas pelos polímeros aos materiais asfálticos.

A aplicação de ligantes modificados com polímeros propicia melhor desempenho das misturas asfálticas em relação à deformação permanente, ao trincamento por fadiga, ao trincamento térmico e ao envelhecimento. Outra propriedade melhorada com a modificação por polímeros é a adesividade entre ligante e agregados (ROBINSON, 2004).

Segundo Read e Whiteoak (2003), a redução da deformação permanente das misturas asfálticas a partir da modificação de ligantes pode ocorrer com base em dois mecanismos distintos: Aumento da rigidez do ligante, o que implica na redução da resposta viscoelástica total da mistura asfáltica ao sofrer carregamentos e, conseqüentemente, na redução da componente de deformação viscosa; e/ou aumento da componente elástica da deformação sofrida pelo material, o que também implica na redução da componente de deformação viscosa.

Robinson (2004) destaca que a redução da deformação permanente por meio do aumento da rigidez do ligante é proporcionada quando são utilizados polímeros modificadores de comportamento plastomérico. Por outro lado, polímeros de comportamento elastomérico (como o SBS) trabalham a partir do princípio de aumento da resposta elástica dos materiais e conseqüente redução da resposta viscosa.

A incorporação de um polímero elastomérico em um ligante asfáltico faz com que haja um aumento na componente de deformação elástica quando o material é submetido a um carregamento, reduzindo-se a sua deformação viscosa. Como conseqüência, cessado o carregamento, tem-se uma maior componente relacionada à recuperação elástica do material, resultando na redução da deformação irreversível. Esta característica é altamente desejável, por exemplo, para a redução de trilhas de roda em revestimentos asfálticos.

O melhor desempenho das misturas modificadas por polímeros pode ser justificado devido ao fenômeno de inchamento do polímero em parte dos maltenos do ligante, o que aumenta a elasticidade e a resistência ao estiramento do CAP, exercendo influência também em outras características deste material. Leite (1999), relata que devido ao inchamento, o ligante modificado passa a ser composto por duas fases, em escala micro: uma fase rica em polímero (composta pelo polímero e pela parte dos maltenos por ele adsorvida) e uma fase rica em asfaltenos (constituída pelos componentes do ligante que não são adsorvidos pelo polímero).

2.1.3.2 *Ligantes asfálticos modificados por borracha*

A reutilização de borracha de pneu já é uma realidade em outros países como os Estados Unidos da América (EUA). Porém, somente em 1999 é que se iniciou uma maior atenção de estudos e pesquisas quanto asfalto modificado por borracha (AMB) no Brasil. Os estudos realizados visavam a utilização de borracha tendo o intuito de melhoria da qualidade do asfalto convencional, mas somente em 2001 é que houve realmente a efetivação de pesquisas e utilização do asfalto modificado por borracha no Brasil, de acordo com a GRECA ASFALTOS, 2011.

Conhecido nacionalmente como asfalto de borracha, Araújo (2015) relata que esse tipo de asfalto recebe borracha moída de pneus inservíveis da seguinte forma:

- Via seca: A borracha é adicionada diretamente no misturador da usina de asfalto ou na própria obra. Neste caso a borracha entra como agregado, porém, perde-se a maior parte das propriedades da borracha.

- Via úmida: Segundo a norma DNIT 112/2009-ES, a borracha de pneu é adicionada ao asfalto a quente em usina própria, tendo uma maior homogeneidade, o que aproveita ao máximo as características de elasticidade e resistência da borracha.

O asfalto-borracha apresenta em sua composição pneus sem utilidades, e que para obtenção de tal material pode ser reciclado e preparado para ser incorporado a ligantes asfálticos utilizado no processo de pavimentação. A borracha de pneus que antes iriam ser descartados no meio ambiente então passou a ser utilizados como material ligante ou até mesmo na obtenção de revestimento de camada seladora do asfalto.

As borrachas de pneus possuem excelentes propriedades tanto físicas como químicas, que incorporadas a ligantes, trazem várias melhoras em pavimentos como durabilidade, resistência, diminuição da suscetibilidade térmica, além de ser uma matéria prima de produção.

Specht (2004), em pesquisa de análise sobre incorporação de borracha reciclada de pneus em laboratório e em campo, verificou tanto a superioridade dos ligantes modificados como das misturas asfálticas preparadas com tais ligantes. O autor conclui que a incorporação de 12% a 18% de borracha ao ligante, seja por via seca ou via umida, leva a misturas com maior resistência a fadiga, a deformações permanentes e maior durabilidade.

Segundo Bernucci et al., (2010) há uma maior resistência ao trincamento e as deformações permanentes (trilhos de rodas), uma vez que a mistura asfáltica adquire uma parte da capacidade elástica da borracha, e dessa forma, é capaz de deformar na passagem dos veículos e voltar a sua posição inicial, diminuindo assim as deformações indesejáveis.

Segundo Mendes e Nunes (2009), a reflexão de trincas em pavimentos construídos com asfalto de borracha chega a ser 3 vezes menor que nos pavimentos convencionais, ou seja, as trincas levam 3 vezes mais tempo para aparecer na superfície do revestimento asfáltico.

O uso de borracha nos pavimentos asfálticos também contribui para questões ambientais, como relata Specht (2004), a restauração de pavimento com esse tipo de asfalto pode usar até mil pneus por quilômetro, reduzindo muito o depósito desse material em aterros ou fora deles.

2.2 MISTURAS ASFÁLTICAS

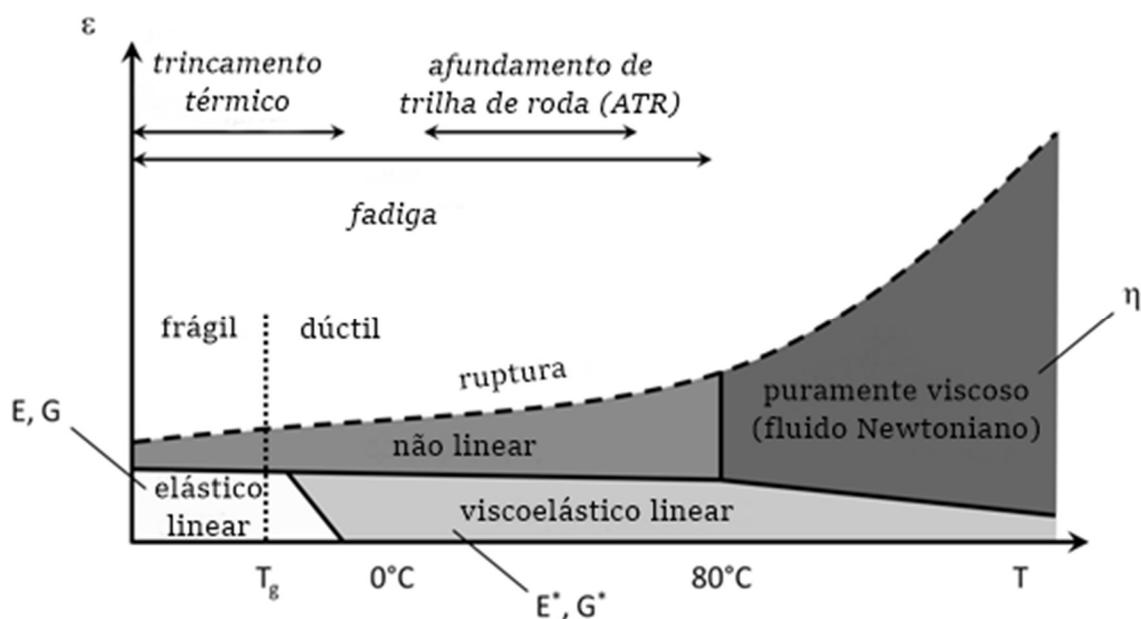
O pavimento asfáltico é um sistema composto por múltiplas camadas constituídas de materiais com características distintas em relação à sua composição, destinado a resistir os esforços do tráfego e do clima, bem como garantir conforto, segurança e economia ao usuário. Esse sistema está em constante interação entre si, pois cada camada tem função de receber a carga superior e conduzi-la de forma minorada para a camada inferior subsequente, resultando em uma estrutura com comportamento estrutural complexo no que diz respeito ao cálculo de tensões e deformações.

Basicamente, revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do sub-leito são as quatro camadas principais que estruturam o pavimento. Dentre estas, a camada de revestimento asfáltico merece uma atenção especial devido ao fato de receber e distribuir diretamente para as demais as ações referentes ao clima e ao tráfego de veículos. Em resposta a essas intervenções surgem tensões que, segundo Fontes (2009), apresentam valores e progresso dependentes das condições climáticas e dos materiais constituintes. Tais materiais são os agregados minerais e os ligantes asfálticos, podendo também a mistura asfáltica receber material de enchimento, como filer mineral, aditivos, entre outros.

O ligante asfáltico confere comportamento viscoelástico às misturas, por isso elas são sujeitas a variações de temperatura e frequência de carga. Esse comportamento faz com que a reação do pavimento asfáltico seja diferente para carregamentos estáticos e dinâmicos. Nesse sentido, interpreta-se que quando esses materiais são submetidos a carregamentos rápidos, altas frequências em um pequeno tempo de duração, apontam características próximas dos sólidos elásticos. Em contrapartida, ao aplicar o carregamento por um longo período, baixas frequências e elevado tempo de duração, as características aproximam-se dos fluidos viscosos.

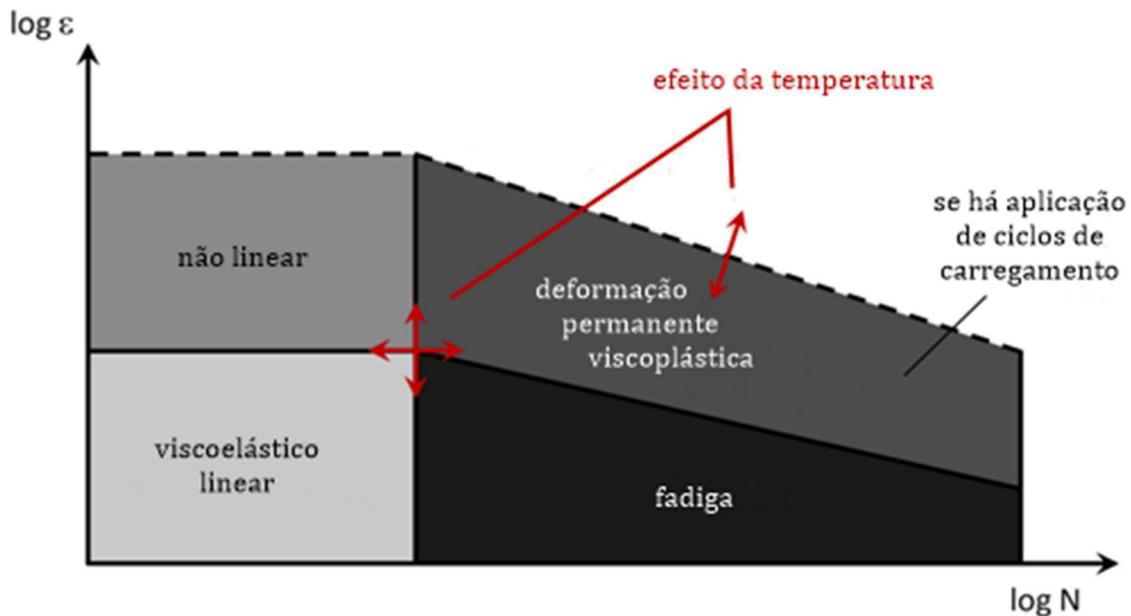
Mangiaficio (2014) relata que a nível macroscópico, o material asfáltico pode ser considerado contínuo, homogêneo e isotrópico, e três fatores influenciam seu comportamento: temperatura, amplitude de deformações e número de ciclos de carga. De acordo com os valores desses fatores, distintos domínios de comportamento mecânico são definidos. Através da Figura 2 pode-se analisar os domínios do comportamento dos materiais asfálticos dependendo da deformação (ϵ) e da temperatura (T). Já na Figura 3 a análise dos distintos domínios de comportamento é feita através da amplitude de deformação (ϵ) e do número de ciclos (N).

Figura 2 - Domínios típicos do comportamento mecânico de materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura.



Fonte: Adaptado de Mangiaficio (2014).

Figura 3 - Domínios típicos do comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos.

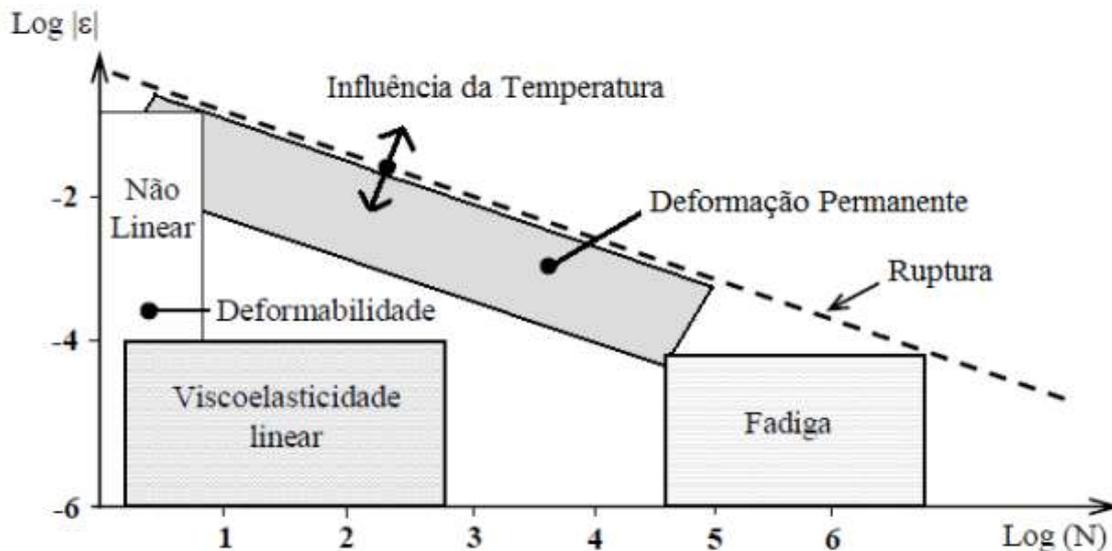


Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014).

Diante disso, é possível observar que para uma tensão de pequena amplitude e número de ciclos reduzido, em baixas temperaturas, o material exibe comportamento viscoelástico linear, desprezando a parcela viscosa. Porém, ao aplicar uma tensão pequena com número de ciclos elevado, há probabilidade de ocorrer fadiga, levando a falha do material. Em contrapartida, se o material está submetido a grandes tensões de amplitude, tem comportamento não linear. No entanto, a transição entre os domínios não ocorre tão bruscamente, os valores de fronteira entre eles são apresentados apenas como índice das ordens de magnitude.

De acordo com Cardona *et al.* (2015), as misturas betuminosas denotam comportamento viscoelástico linear para um número de ciclos limitado e um domínio de pequenas deformações ($\epsilon < 100 \mu\text{m}/\text{m}$), reduzindo a probabilidade de induzir dano ao material. Além disso, Di Benedetto *et al.* (2013) comenta que a caracterização viscoelástica não deve atingir o comportamento não linear, para que não haja deformabilidade. A Figura 4 apresenta o comportamento mecânico observado para os concretos asfálticos, conforme a amplitude da deformação aplicada e a quantidade de ciclos de carga.

Figura 4 - Domínios típicos do comportamento de concretos asfálticos.



Fonte: Adaptado de Di Benedetto et al. (2013).

2.2.1 Dosagem de misturas asfálticas

O revestimento asfáltico assume papel de destaque na estrutura do pavimento por receber diretamente a ação do tráfego e do clima. Devido a essa função, as misturas asfálticas devem apresentar propriedades essenciais como: estabilidade, durabilidade, flexibilidade, impermeabilidade e resistência ao cisalhamento, pois qualquer interferência nessa camada pode ser transferida para as subjacentes a ela. Para que esses critérios sejam respeitados é necessário, entre outros aspectos como qualidade dos materiais e execução correta, ter uma boa dosagem. Em outras palavras, um revestimento mal projetado e mal dosado é responsável pelo surgimento de defeitos prematuros na superfície da via, que podem levar a problemas nas camadas inferiores.

A dosagem de uma mistura asfáltica consiste em variar o teor de ligante a fim de encontrar um teor ótimo de projeto, a partir de uma faixa granulométrica estabelecida e tem o propósito de representar em laboratório a compactação realizada no campo. Conforme o Asphalt Institute (2002) o principal objetivo da dosagem é produzir uma composição que agregue trabalhabilidade satisfatória e a melhor combinação possível das propriedades essenciais das misturas asfálticas.

No Brasil, o método de dosagem mais utilizado é o Marshall, em que a compactação é feita por impacto. Todavia, o método Superpave que realiza a

compactação por amassamento, utilizado e difundido nos Estados Unidos, é o principal objeto de estudos na área de pesquisas em pavimentação do país. Em conjunto com a dosagem, os métodos de escolha da granulometria da estrutura de agregados, como o método Bailey e a Metodologia Faixa de Agregado Dominante (FAD), devem ser considerados para atingir um pavimento com desempenho adequado.

2.2.1.1 Dosagem Superpave

Diante da necessidade de obter uma mistura asfáltica compactada que se aproxime ao máximo das condições reais de densidade e índice de vazios encontrados em campo, surgiu a metodologia Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavement System – Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior*), em 1987 pelo Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária (SHRP) americano.

Conforme Marques (2004), esse método especifica materiais, projeta e verifica misturas asfálticas e presume desempenho de pavimentos através de equipamentos de ensaios, métodos e critérios. Nesse sentido, o método facilita a escolha e a combinação de agregados, ligantes e modificadores para alcançar o nível pretendido de desempenho do concreto asfáltico. A compactação realizada pelo método é feita por amassamento (giros) em um compactador giratório, que se assemelha a um rolo compactador de campo.

De acordo com Bernucci *et al.* (2010), a metodologia divide em três níveis os projetos de misturas, dependendo do tráfego e da relevância da rodovia. Todavia, no Brasil é utilizado apenas o nível 1 – referente a tráfego com carga de eixo equivalente abaixo de 10^6 e solicitado apenas projeto volumétrico. Tal nível, compreende a moldagem de corpos de prova no Compactador Giratório Superpave (CGS) e a escolha do teor de ligante é baseada na porcentagem de vazios (VV), nos vazios do agregado mineral (VAM), na porcentagem de vazios preenchidos com asfalto e a razão filler/asfalto.

Desse modo, para a moldagem dos corpos de prova determina-se um teor estimado de ligante asfáltico e molda-se no CGS o teor estimado e as porcentagens de +0,5%, +1% e -0,5% referentes a ele, até um número de giros de projeto ($N_{projeto}$). Este, é definido de acordo com o tráfego (N), conforme Tabela 1. O critério de projeto é alcançar o teor de ligante para de 4% de volume de vazios.

Tabela 1 - Número de giros especificados na norma de dosagem Superpave

Número de giros	Tráfego
50	Muito leve (local)
75	Médio (rodovias coletoras)
100	Médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
125	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesado)

Fonte: (Adaptado de Bernucci et al., 2010).

2.2.1.2 Seleção granulométrica das misturas asfálticas

A definição da granulometria de uma mistura é fundamental para garantir misturas com resistência a deformação permanente e durabilidade satisfatória em longo prazo com agregados provenientes de locais próximos à obra a ser executada. No Brasil a seleção granulométrica segue a especificação da norma do DNIT 031/2004 – ES, que é caracterizada pelo empirismo pois depende apenas da experiência do projetista, relata Almeida Júnior (2016).

Em busca de uma melhor seleção, foi criado em 1980, nos EUA, o método Bailey que segundo Nascimento (2008) permite selecionar uma estrutura de agregados para a mistura buscando maior intertravamento dos agregados graúdos e pode ser usado em conjunto com qualquer metodologia de dosagem. Esse intertravamento ajuda o pavimento a resistir a deformação permanente e confere um teor de ligante essencial, através da melhor distribuição dos vazios, para garantir uma boa durabilidade. Almeida Junior (2016) também avaliou esta metodologia em sua dissertação, com agregados provenientes do município de Sarandi-RS e percebeu que o método contribui para o aumento da rigidez das misturas, mesmo que em um nível menor de influência quando comparado com o efeito dos ligantes asfálticos.

Outra metodologia existente para escolha de faixas granulométricas, proposta por Kim (2006), é a Faixa de Agregados Dominantes (FAD), que tem propósito de analisar a formação do esqueleto pétreo quanto à resistência à deformação permanente. Essa metodologia avalia apenas a distribuição granulométrica da mistura, especialmente a estrutura formada pelos agregados graúdos maiores que 1,18 mm, e a porosidade de matérias granulares no estado solto, não levando em consideração o tipo de ligante asfáltico e a quantidade de finos.

2.2.1.3 *Influência do teor de ligante asfáltico*

No que diz respeito à rigidez a aos danos de fadiga e deformação permanente, o ligante asfáltico exerce grande influência no comportamento das misturas. O emprego de quantidades excessivas de ligante asfáltico é um dos grandes causadores do ATR (afundamento de trilha de rodas), segundo a literatura. Quando em excesso, o ligante age como lubrificante reduzindo o atrito interno e o intertravamento da estrutura pétreo da mistura. Quando o teor de ligante é menor que o necessário, há uma menor resistência à tração, diminuindo assim a vida de fadiga do concreto asfáltico. Logo, para segurar o pavimento dos danos de deformação permanente e fadiga deve-se definir corretamente o tipo de ligante e projetar a mistura com teor equilibrado.

Bardini (2013) afirma que o teor de ligante asfáltico influencia a durabilidade das misturas, pois a partir do momento que a película que cobre a interface agregado ligante torna-se mais espessa, há redução do volume de vazios e assim diminuição da infiltração de água dentro da camada. Almeida Jr. (2016) constatou que a influência do ligante pode ser maior do que a da estrutura dos agregados, quando se trata de deformação permanente em condições de intertravamento ideal dos agregados, pois uma pequena variação na quantidade de ligante pode ser significativa.

Kamel & Miller (1994) indicaram que misturas contendo ligante acima do teor ótimo de projeto podem apresentar problemas como escorregamento da massa asfáltica e volume de vazios insuficiente, levando a redução da estabilidade.

Por outro lado, Nascimento (2008) afirma que baixos teores de asfalto comprometem a durabilidade do material em termos de fadiga e envelhecimento precoce, além de tornar a mistura segregável e de difícil aplicação, conferindo baixa trabalhabilidade e um volume de vazios mais elevado.

2.2.2 Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

Para o desempenho satisfatório do pavimento ao longo de sua vida útil é fundamental o conhecimento das propriedades mecânicas das misturas asfálticas. Apesar da dificuldade de reproduzir em laboratório o comportamento dos materiais asfálticos e suas respostas às solicitações sofridas, devido a influência de inúmeras

variáveis, como clima, tempo de aplicação e frequência de carga dos veículos, são feitos ensaios mecânicos para avaliar o comportamento das mesmas.

Segundo Melo (2014) para analisar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas é importante considerar os aspectos de rigidez e sua evolução com o tempo, da deformação permanente e o acúmulo deste problema, da fadiga e do início das trincas, bem como a propagação destas.

2.2.2.1 Rigidez

A rigidez das misturas asfálticas indica a capacidade de resistir à deformação e depende da temperatura. Assim, a deformabilidade maior ou menor do pavimento é condicionada pelas variações de temperatura do ar ou das condições meteorológicas de um modo geral, conforme relatam Medina e Motta (2015). De acordo com Kim (2009) a rigidez em concretos asfálticos é um parâmetro do material, onde nada mais é que a inclinação de curva de tensão-deformação, sendo essa uma propriedade única (independente do ensaio, do tamanho ou geometria da amostra). Kim também afirma que a rigidez em concreto asfáltico é influenciada por vários fatores tais como: a taxa de deformação, temperatura, o estado de tensão, as partículas do agregado, o tipo de ligante, a película de ligante asfáltico que envolve os agregados, os finos na massa, os vazios, o envelhecimento da mistura asfáltica, a reatividade com o oxigênio, e os modificadores que foram adicionados à mistura asfáltica.

No Brasil, a avaliação de rigidez dos pavimentos é pelo ensaio de Módulo de Resiliência (MR), também conhecido como módulo de elasticidade (E), tendo a mesma definição pela teoria da elasticidade, porém, determinado a partir de cargas repetidas. No ensaio de MR a carga é aplicada no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica regular, provocando uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação de carga. Por essa razão, verifica-se o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal numa certa temperatura (MEDINA e MOTTA, 2015; BERNUCCI *et al.* 2010). O ensaio é padronizado no Brasil por meio da norma DNIT-ME 135/2010 e ABNT NBR 16018/2011.

Atualmente o ensaio MR é essencial para o dimensionamento de pavimentos (após o desenvolvimento dos métodos mecanísticos). Em alguns países é utilizado corriqueiramente o módulo complexo para avaliar rigidez, enquanto no Brasil o módulo complexo está restrito ao meio acadêmico e de pesquisas. No ensaio de módulo

complexo podem-se contabilizar os efeitos da temperatura e principalmente o tempo de carregamento nas propriedades dos materiais asfálticos. Características viscoelásticas lineares são obtidas por meio deste ensaio que consiste na aplicação de um carregamento de compressão axial senoidal em CPs cilíndricos e na medição dos deslocamentos verticais correspondentes, considera diferentes frequências e temperaturas

Specht et al. (2017) discutem e comparam os ensaios de MR e E^* , que apesar de medirem a rigidez das misturas asfálticas, são métodos com características diferentes. A *Tabela 2* resume as principais diferenças entre o MR e o E^* .

Tabela 2 - Diferenças entre o MR e o $|E^*|$.

Parâmetros	MR	$ E^* $
Carga	Carregamento repetido (0,1 s e 0,9 s repouso)	Carregamento dinâmico (tempo de aplicação e repouso depende da frequência)
Temperatura	25°C	-10°C, 4°C, 21°C, 37°C e 54°C
Frequência	10Hz	25Hz, 20Hz, 10Hz, 5Hz, 2Hz, 1Hz, 0,5Hz, 0,2Hz, 0,1Hz e 0,01Hz
Dimensão do CP	100mm de diâmetro e 63,5mm de altura	100mm de diâmetro e 150mm de altura

Fonte: Adaptado de Boeira (2018).

Sides et al. (1985) declaram que a determinação das propriedades viscoelásticas em misturas asfálticas é de fundamental importância para o estudo do comportamento mecânico. Esta propriedade é uma herança do ligante asfáltico que acaba tornando as misturas asfálticas suscetíveis à variação de temperatura e de frequência de aplicação da carga. Desta forma os autores acreditam que o comportamento é dependente da taxa de aplicação de carga e seu desempenho mecânico pode variar de elástico a viscoelástico linear, para baixas temperaturas e altas taxas de carregamento e, viscoelástico não linear a viscoplástico, para altas temperaturas e baixas taxas de carregamento.

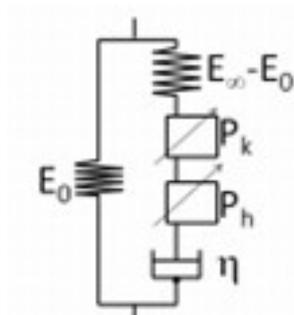
Um aspecto relevante do estudo da pavimentação é compreender o comportamento viscoso linear, onde o material dissipa a energia acumulada sem que haja deformação permanente. Dessa forma, a tensão está ligada à taxa de deformação pela lei de proporcionalidade linear relacionada ao coeficiente de viscosidade (η). Os comportamentos de elasticidade e de plasticidade desconsideram esta parcela que possui grande participação no comportamento dos materiais asfálticos.

As misturas asfálticas não possuem a capacidade de armazenar e dissipar totalmente a energia que lhes é fornecida, sendo representadas satisfatoriamente por modelos diferenciados de Elasticidade (mola) e Viscosidade (amortecedor). Os materiais viscoelásticos possuem características de materiais elásticos e viscosos, onde a deformação depende do tempo.

Quando submetidos a pequenas deformações, os materiais asfálticos apresentam comportamento viscoelástico linear, de acordo com Bahia et al. (1999). A linearidade se dá quando são desconsiderados os efeitos do tempo, dessa forma a relação tensão deformação do material fica proporcional. A reprodução dos carregamentos e das deformações de campo em laboratório restringem as condições que os pavimentos estão submetidos. Além disso, as modelagens baseadas na teoria da elasticidade e viscosidade limitam ainda mais as condições de campo, deixando de considerar temperatura, variação de carga e recuperação da deformação da mistura.

Em vista disso, a utilização de modelos matemáticos que se aproximem das variáveis reais é de suma importância, como por exemplo, o 2S2P1D (2 Springs - molas, 2 Parabolic – elementos parabólicos, 1 Dashpot - amortecedor) desenvolvido por Di Benedetto et al. (2004). O modelo foi desenvolvido para simulação de propriedades viscoelásticas lineares tanto de ligantes quanto de misturas asfálticas. Di Benedetto et al. (2004) experimentaram variadas misturas a fim de compreender seu comportamento viscoelástico linear. Caracterizaram as misturas através da interpretação dos testes de módulo complexo, em temperaturas e frequências variadas, que forneceram dados para utilização do modelo 2S2P1D desenvolvido pelos autores. A *Figura 5* representa o sistema descrito.

Figura 5 - Representação do modelo 2S2P1D.



Fonte: (Adaptado de Somé et al., 2015).

Para representação correta do comportamento viscoelástico do material, o modelo 2S2P1D possui parâmetros de calibração em termos de módulo, ângulo de fase e coeficiente de Poisson para temperatura e frequência de carregamento variado. Neste modelo o coeficiente de Poisson atua de forma a modelar tridimensionalmente o comportamento da mistura frente ao carregamento.

Através do modelo 2S2P1D é possível melhorar a aproximação das simulações com as curvas reais, encontradas através dos dados colhidos durante a realização de testes em laboratório, conforme relatam Olard *et al.* (2003). Após a inserção dos resultados no 2S2P1D são geradas e ajustadas as curvas no plano Cole-Cole, diagrama de Black, curvas mestras de módulo dinâmico e ângulo de fase. O Cole-Cole é a representação dos dados colhidos em escala aritmética de E_1 (parte real) juntamente com E_2 (perda) ou parte imaginária, dando origem a uma curva na forma de semicírculo. Já o diagrama de Black é originado a partir dos valores de ângulo de fase e módulo dinâmico. Este diagrama permite compreender as mudanças no comportamento do material em diferentes temperaturas, relacionando o módulo dinâmico e o ângulo de fase.

Além disso, são geradas duas curvas mestras, uma de ângulo de fase que proporciona a verificação do comportamento viscoso do material em diferentes temperaturas e frequências e outra de módulo dinâmico que permite a análise da variação do módulo em diferentes temperaturas e frequências. Atrelado a isso, Onofre (2012) afirma que no módulo complexo há uma curva de frequência ou tempo por módulo dinâmico ou ângulo de fase para cada temperatura. O módulo complexo é dado pela divisão entre a amplitude da tensão aplicada e a amplitude da deformação correspondente de cada mistura, e, quanto maior for o módulo dinâmico da mistura, mais rígida tende a ser. Já o ângulo de fase varia de 0 a 90° , o qual quanto mais perto de 0° , a mistura tende a apresentar um comportamento elástico (maior a parcela elástica), e valor estiver próximo de 90° , a mistura tende a apresentar um comportamento mais viscoso (maior a parcela viscosa).

Com as curvas mestras dos materiais, é possível estabelecer uma comparação entre as curvas mestras obtidas de diversas misturas de acordo com suas inclinações, de forma que as maiores inclinações ocorrem para materiais mais elásticos. Assim, Babadopulos (2013) afirma que desta forma, pode-se dizer que o Módulo Complexo é uma característica mais próxima do material.

2.2.2.2 Deformação permanente

Moura (2010) disserta que o trincamento por fadiga e a deformação permanente são os principais defeitos estruturais encontrados no Brasil. Outros defeitos como perda de adesividade e durabilidade por oxidação e desagregação são importantes, mas podem ser solucionados ou contornados na fase de definição e escolha dos materiais.

A deformação permanente em misturas asfálticas pode ser descrita através da ocorrência conjunta entre a deformação plástica do agregado pétreo e da deformação viscosa do ligante asfáltico. Ambos possuem um importante papel no comportamento mecânico da mistura asfáltica. O ligante, por decorrência de sua consistência e reologia, e o agregado, por razão das forças de fricção internas entre suas partículas, relatam Joliet e Malot (2000).

De acordo com Yoder & Witczac (1975), a deformação permanente pode ser definida como uma distorção na superfície do pavimento causado pela consolidação de uma ou mais camadas do pavimento. Ainda, deformação permanente ou afundamento de trilha de roda (ATR), pode ser definida como o acúmulo irrecuperável de pequenas quantidades de deformações, levando a uma distorção da superfície do pavimento, resultante da aplicação de carga dos veículos. Esta distorção aparece tipicamente como depressões longitudinais em trilhas de roda, geralmente acompanhadas de elevações laterais adjacentes ao trilho. Já Muraya (2007), define a deformação permanente nas camadas de concreto asfáltico como a deformação cumulativa irrecuperável que ocorre, principalmente, em temperaturas elevadas, nas trilhas de roda, como resultado da repetição de cargas oriundas do tráfego.

A norma DNIT 005/2003-TER afirma que a deformação permanente é caracterizada por uma depressão na superfície do pavimento. Pode ser acompanhada, ou não, de elevação e pode, ainda, apresentar afundamento plástico ou de consolidação. Na referida norma ainda consta que os afundamentos plásticos ou por consolidação são classificados como locais, quando apresentam até 6m de comprimento, ou ao longo da trilha de rodas, quando acima de 6m. Os afundamentos por consolidação se originam pela deformação acentuada das camadas inferiores granulares, ou de solo, com a diminuição de volume, ou ainda pela perda de resistência e possível ruptura quando há saturação dos materiais. Já a causa dos afundamentos plásticos, é a excessiva fluência da mistura asfáltica devido à ação do

tráfego e elevadas temperaturas, ou a canalização/baixa velocidade e intensa ação do tráfego; ou ainda a excessiva deformação plástica das camadas inferiores do pavimento.

A deformação permanente causa desconforto e insegurança para os usuários, prejudicando a serventia, uma vez que nesses locais, pode haver depósito de água, possibilitando a aquaplanagem dos veículos. A solução para as deformações permanentes, na maioria dos casos, é a escolha e dosagem correta na composição das misturas asfálticas, bem como dos materiais das camadas inferiores ao revestimento.

Conforme explana Onofre (2012), a deformação permanente em revestimentos asfálticos ocorre em temperaturas próximas de 60°C, onde é analisada a redução da rigidez do ligante asfáltico na mistura. Com isso, a mistura diminui a sua capacidade estrutural, ocasionando deformações. Mesmo a rigidez do ligante sendo um fator importante na resistência à deformação permanente, o intertravamento dos agregados e suas características (angularidade, forma e textura) são normalmente citados como os principais responsáveis pela resistência ao ATR. Atrelado a isso, A FHWA (*Federal Highway Administration*) descreve que os agregados correspondem por 80% da responsabilidade de precaver o ATR. Isso demonstra a importância de a mistura asfáltica possuir um esqueleto mineral bem dimensionado e a importância dos agregados para o mesmo.

Por outro lado, Joliet e Malot (2000) afirmam que a deformação permanente é simultaneamente a deformação viscosa do ligante asfáltico e a deformação plástica da estrutura mineral. Por isso, além da influência dos materiais e suas proporções outros fatores devem ser investigados pois nas misturas asfálticas os problemas são complexos.

Para Sousa, Craus e Monismith (1991), os principais fatores que afetam a resistência à deformação permanente em misturas asfálticas são as características dos agregados, ligantes asfálticos e da própria mistura, além das condições de campo. Essa afirmação também é observada por Nascimento (2008), que apresentou detalhadamente alguns fatores, como:

I. Agregados: Granulometria dos agregados - as misturas com agregados de maior dimensão e granulometria contínua apresentam melhor resistência à deformação permanente devido ao melhor intertravamento das partículas de agregado, oferecendo maior resistência; Forma dos Agregados - as misturas com

agregados cúbicos são mais resistentes à deformação permanente do que as compostas de agregados rolados, pois os agregados cúbicos fornecem melhor resistência por atrito;

II. Ligante Asfáltico: Excesso de ligante - tende a funcionar como lubrificante facilitando o movimento relativo entre as partículas; Viscosidade do ligante asfáltico - o uso de ligantes mais duros ou modificados aumenta a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Nascimento (2008) também afirma que tanto o ligante, como o agregado exercem papel fundamental no comportamento mecânico da mistura asfáltica. O teor de asfalto na mistura, a viscosidade e principalmente a modificação, são fatores importantes e que dependem diretamente do ligante asfáltico. De maneira geral, ligantes menos viscosos tornam misturas menos rígidas e mais propensas ao acúmulo de deformações permanentes.

Almeida Júnior (2016) estudou misturas asfálticas utilizando asfaltos modificados por polímeros (AMP 60/85) e não modificados (CAP 50/70) e constatou que o fator que mais alterou a rigidez e a resistência à deformação permanente das misturas foi o tipo de ligante asfáltico, dentre os quais o ligante modificado por polímero teve aumento significativo dos dois parâmetros. Essa melhora na resistência à deformação permanente ao utilizar-se ligantes modificados pode ser observada também nos trabalhos de Onofre (2012), Borges (2014), Bohn (2016) e Bastos (2016). O autor ainda comprovou que o método Bailey de seleção granulométrica também melhorou o comportamento das misturas em menor escala quando comparado à influência do ligante e ao tipo de dosagem. Ainda, relatou que o tipo de dosagem (Marshall ou Superpave) alterara os resultados das misturas, sendo as misturas dosadas pelo método Superpave mais resistentes à deformação permanente por terem menor teor de ligante.

Motta *et al.* (1996) dissertam que são sempre necessários ensaios laboratoriais para a caracterização dos materiais, independentemente do método ou modelo de previsão utilizado. Para a avaliação de misturas asfálticas a tendência é utilizar ensaios que consigam mensurar e representar os dois tipos de solicitações que tratam da deformação permanente: compressão e o cisalhamento. Logo, existem diversos métodos de ensaio disponíveis para avaliar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, tais como: ensaios de comportamento reológico tipo creep dinâmico e Flow Number (FN), modelos desenvolvidos a partir de resultados obtidos

com equipamentos simuladores de tráfego e correlações entre tráfego e afundamentos na trilha de roda. No Brasil, o único ensaio normalizado é o Flow Number, pela recente NBR 16505:2016.

2.2.2.3 Fadiga

O fenômeno de fadiga é de natureza complexa, e está relacionado a uma diversa gama de fatores, entre eles: as características estruturais do pavimento, as variáveis climáticas, a magnitude e modo de imposição de cargas, e as próprias propriedades intrínsecas dos ligantes asfálticos. Com o carregamento surgem micro trincas na superfície inferior do revestimento asfáltico, resultando na perda de rigidez do material e o acúmulo destas resulta no fenômeno de fadiga. Conforme é definido por Yoder e Witczak (1975), o fenômeno de fadiga em misturas asfálticas se caracteriza por trincas induzidas por carregamento repetido do tráfego devido à repetição dos estados de tensão ou deformação inferiores aos respectivos estados últimos de tensão ou deformação dos materiais.

As trincas por fadiga iniciam nas regiões de máximas tensões ou deformações de tração, já que se verifica que os materiais são mais resistentes a carregamento repetidos de compressão do que de tração. A carga das rodas é considerada uma carga vertical de compressão aplicada na superfície do pavimento, que geram nas fibras inferiores da camada asfáltica tensões de tração e de compressão devido ao carregamento e descarregamento repetido. As trincas geralmente surgem primeiro na superfície inferior da camada asfáltica, onde as forças de tração são maiores, e, posteriormente, propagam-se para a superfície do pavimento na forma de trincas interligadas, danificando o pavimento.

Na mesma linha de raciocínio, Pinto (1991) relata que o material sofre um processo de deterioração estrutural quando submetido a um estado repetido de tensões e deformações, resultando a perda da resistência, causando trincas e até mesmo a fratura completa do material, após um número de repetições suficientes relativas ao carregamento. Também, Balbo (2007), afirma que os níveis de deformação aplicados ao material, isoladamente, não são suficientes para leva-lo instantaneamente a falha por fadiga. Porém a aplicação cíclica geradora de deformações, vai causando passo a passo um acúmulo irreversível de zonas de plastificação, que ao longo da vida de serviço do pavimento, acabam definindo planos

de fratura e descontinuidades, levando a perda de rigidez e integridade do material e consequentemente a falha pelo processo de fadiga

Segundo Preussler (1983), os comportamentos à tensão ou deformação dependem tanto da espessura e da rigidez da camada de revestimento quanto da rigidez da estrutura subjacente. E, assim como as propriedades de rigidez e de deformação permanente em misturas asfálticas, o fenômeno de fadiga pode ser afetado por vários fatores.

Momm (1998) faz um apanhado sobre os principais fatores que afetam o comportamento a fadiga, divididos em três famílias:

I. Fatores de solicitação: Durante a evolução do teste de fadiga à tensão controlada a deformação cresce continuamente até a ruptura. No teste à deformação controlado a tensão reduz progressivamente; Os concretos asfálticos tendem à duração de vida menor nos ensaios com tensão controlada que com deformação controlada; Os resultados de duração de vida nos testes de tensão controlada, em geral, são menos dispersos que nos ensaios de deformação controlada; Os módulos de rigidez mais altos tendem a produzir duração de vida maior nos ensaios de tensão controlada do que nos ensaios de deformação controlada; Nos ensaios de tensão controlada, a deterioração do corpo de prova é forte e a propagação das fissuras é rápida, enquanto que nos ensaios de deformação controlada a deterioração é moderada e mais longa;

II. Fatores de formulação do concreto asfáltico: Existem muitos fatores de formulação que influenciam a fadiga dos concretos asfálticos, a seguir são apresentados os mais importantes: Natureza do Cimento Asfáltico; Teor de Cimento Asfáltico; Tempo de Repouso; Compacidade ou Percentagem de Vazios; Granulometria; e, A Forma e a Textura dos Granulares;

III. Fatores do meio ambiente: Os dois principais fatores do meio ambiente que afetam a resistência à fadiga dos concretos asfálticos são a temperatura e a velocidade da aplicação da carga (ou frequência).

As variações diárias e sazonais de temperatura também causam variações na rigidez e envelhecimento da mistura asfáltica, conforme descrito por Medina e Motta (2015). Dessa forma, a deformabilidade da mistura é condicionada pelas variações da temperatura do ar ou das condições climáticas de um modo geral. Atrelado a isso está o efeito do envelhecimento do ligante, tanto em usina quanto em aplicação ou serviço. O superaquecimento acarreta em um maior enrijecimento e consequentemente menor

resistência à fadiga. Da mesma forma, o envelhecimento é mais rápido quando a mistura asfáltica está exposta a altas temperaturas, ou seja, na usinagem, mas nas condições de campo, o envelhecimento é mais lento, uma vez que as temperaturas são mais baixas e a mistura está exposta ao ar.

Através de estudos laboratoriais sobre fadiga em misturas asfálticas, Pinto (1991) concluiu que a evolução do processo de degradação é dividida em três fases muito distintas: Fase de condicionamento, Fase estável e Fase de ruptura. A primeira, Fase de Condicionamento, corresponde a menos de 5% da vida útil da amostra e é caracterizada por um crescimento das deformações permanentes com alguma intensidade. A Fase Estável é caracterizada com o surgimento das primeiras trincas visíveis na parte externa do corpo de prova e corresponde a 70% da vida útil da amostra. Já na terceira fase ocorre um acréscimo acelerado das deformações elásticas e plásticas, levando ao colapso da amostra e corresponde a 25% da vida útil do corpo de prova.

É importante caracterizar o dano por fadiga das misturas asfálticas, uma vez que, segundo Martins (2014), é um dos defeitos mais comuns encontrados em pavimentos flexíveis no Brasil. No entanto é um objetivo complexo visto que existem muitas variáveis e ainda a dimensão das deformações e das tensões obtidas pela passagem do eixo variam em função do tipo de tráfego e das condições climáticas.

Podem ser feitas diferentes abordagens através do ensaio de fadiga. Os critérios de falha por fadiga tradicionais podem ser aplicados diretamente, por meio do monitoramento das tensões e deformações, do módulo dinâmico e do ângulo de fase durante o ensaio. Após a determinação do ciclo de falha (N_f) a abordagem pode seguir com o uso das curvas de Wöhler.

Também há a possibilidade de caracterização das misturas asfálticas por meio do modelo S-VECD, o qual necessita que antes seja feito o ensaio de módulo complexo para cada uma das misturas, visando a determinação das propriedades viscoelásticas lineares.

É importante ressaltar que para as diferentes abordagens de vida de fadiga, os dados provêm do mesmo ensaio, utilizando as mesmas configurações. Enquanto para a abordagem clássica é feita uma análise centrada em uma temperatura de referência, para o modelo S-VECD é obtida uma curva característica de dado que independe das temperaturas.

2.2.2.3.1 Modelo Viscoelástico de Dano Contínuo Simplificado (S-VECD)

De acordo com Martins (2014), O VECD é baseado em três conceitos principais: Teoria do trabalho potencial, princípio da correspondência elástico-viscoelástico e superposição tempo-temperatura com dano. Ao longo da vida útil de um pavimento ele sofre deformações, que causam microfissuras, que com o tempo crescem e se transformam em macrofissuras, que podem ser vistas a olho nu. É nesse caso, entre os pontos de microfissuras para macrofissuras, que é mais aplicável a evolução do dano contínuo, pois após esse ponto acontecerá a mecânica da fratura, de acordo com Underwood *et al.* (2006).

Conforme Schuster (2018), o VECD busca analisar o desempenho das misturas asfálticas, trazendo uma propriedade em relação ao dano por fadiga, em um protocolo de ensaios rápido e eficiente, simplificando a previsão do fenômeno fadiga em campo.

Underwood *et al.* (2010) e Underwood *et al.* (2012) levaram a uma simplificação desses modelos de danos contínuos para testes cíclicos e, portanto, à caracterização da falha por fadiga sob carga cíclica de misturas asfálticas, formulando então o modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD).

Babadopulos (2014) explica que para a caracterização do S-VECD são realizados ensaios cíclicos senoidais com amplitude constante. Depois da evolução suficiente de danos, a amostra rompe devido a fadiga e o momento da falha pode ser determinado através da queda do ângulo de fase.

Para Nascimento *et al.* (2014), uma das principais vantagens do S-VECD é a obtenção da propriedade de dano das misturas, independentemente das condições de ensaio (temperatura, amplitude e se a forma de controle é por tensão ou deformação). Assim, ensaios feitos em uma condição específica, permitem a obtenção do comportamento do material em diversas outras condições, reduzindo o número de amostras e consequentemente o trabalho.

O S-VECD, de acordo com Underwood e Kim (2009), pode ser utilizado de várias formas, porém duas valem destaque: a obtenção de curvas de fadiga em diferentes condições daquela ensaiada, e, para analisar pavimentos, a mecânica do dano contínuo viscoelástico. Desta forma, é possível avaliar as misturas utilizando a mecânica do dano contínuo com um número reduzido de ensaios.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão relatados o planejamento da pesquisa, as características das misturas asfálticas e materiais utilizados, bem os procedimentos laboratoriais realizados para satisfazer os objetivos.

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa foi dividida em cinco etapas, a fim de organizar os procedimentos necessários para alcançar os objetivos propostos, como segue abaixo:

- I. Processo de dosagem de misturas asfálticas para determinação do teor de ligante asfáltico de projeto;
- II. Moldagem dos corpos de prova necessários para a realização dos ensaios;
- III. Ensaio laboratoriais para verificação do comportamento das misturas quanto à rigidez e ao dano: Módulo de Resiliência, Resistência à Tração Compressão Diametral, Módulo Dinâmico, Flow Number e Fadiga Tração-Compressão uniaxial;
- IV. Análise dos resultados dos ensaios laboratoriais

Foram moldados corpos de prova para realizar ensaios em duas misturas distintas, formadas por dois ligantes asfálticos modificados, um por polímero e outro por borracha, e pelo mesmo esqueleto pétreo e faixa granulométrica das misturas da pesquisa de Possebon (2018). A autora comparou misturas asfálticas compostas por ligantes convencionais de várias refinarias brasileiras, por tal motivo a presente pesquisa usa os mesmos agregados e faixa granulométrica, mudando apenas o CAP convencional para modificado, com o intuito de comparar os resultados obtidos.

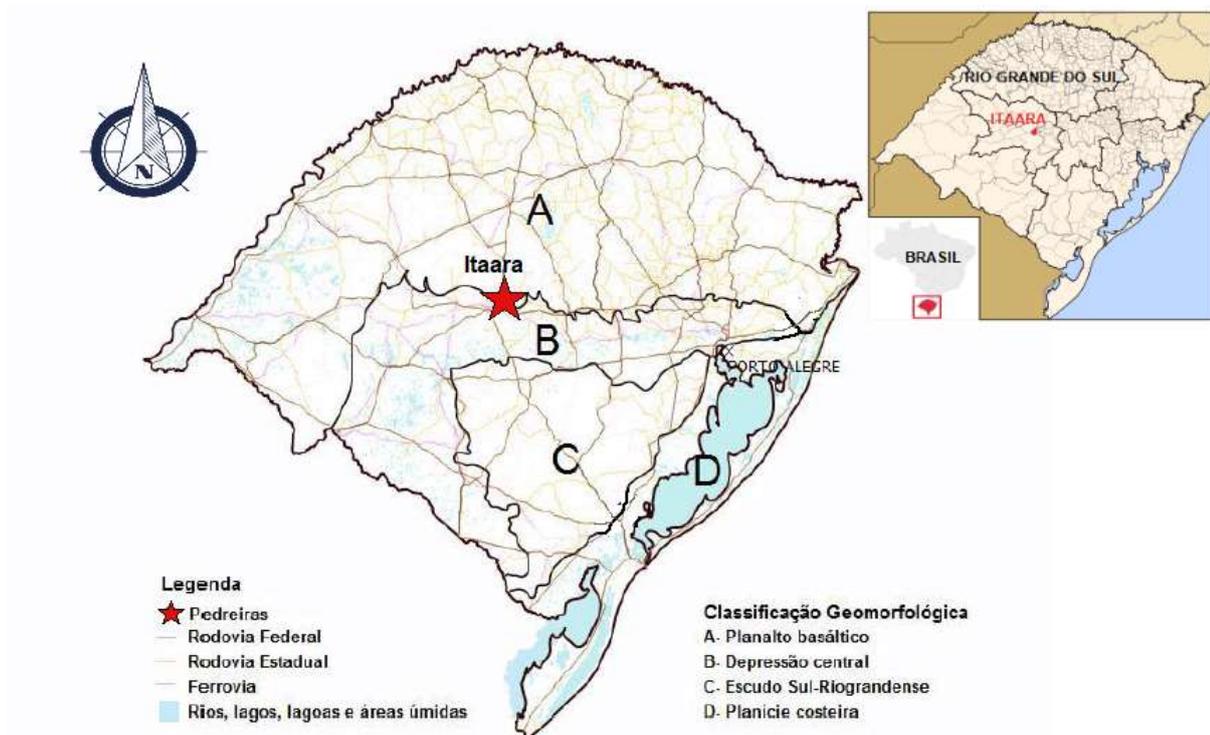
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados neste estudo são os normalmente aplicados em obras rodoviárias: agregados, cal e ligantes asfálticos, que constituem o revestimento de concreto asfáltico (CA).

3.2.1 Agregados

Os agregados pétreos utilizados nas misturas asfálticas dessa pesquisa são provenientes do município de Itaara, no Rio Grande do Sul e foram fornecidos pela empresa Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA. Dentre as quatro formações geológicas que constituem o Estado, como observado na *Figura 6*, o agregado da pesquisa pertence a formação geológica do Planalto Basáltico, caracterizado como uma rocha de origem Vulcânica. A jazida de agregado mineral está localizada na coordenada geográfica 29°34'39.7"S, 53°48'14.4"W.

Figura 6 -Formações geológicas do Estado do RS



Fonte: (Autora).

Na composição das misturas, foram utilizadas as frações: brita 3/4", brita 3/8" e pó de pedra, conforme *Figura 7*. Também foi incorporada na mistura uma porcentagem de cal calcítica, proveniente do município de Colombo, no Paraná, que foi escolhida devido ao fato de ser mais reativa que a dolomítica. Desde 2009, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), sugere a adição de cal em misturas de Concreto Asfálticos (CA). Outro fato que contribuiu para adição de cal nas misturas foi o fato de que EULA (2010) afirmou que a interação química entre

a cal hidratada e os grupos ácidos dos ligantes asfálticos corroboram para a elevação da resistência ao envelhecimento e a adesividade das misturas.

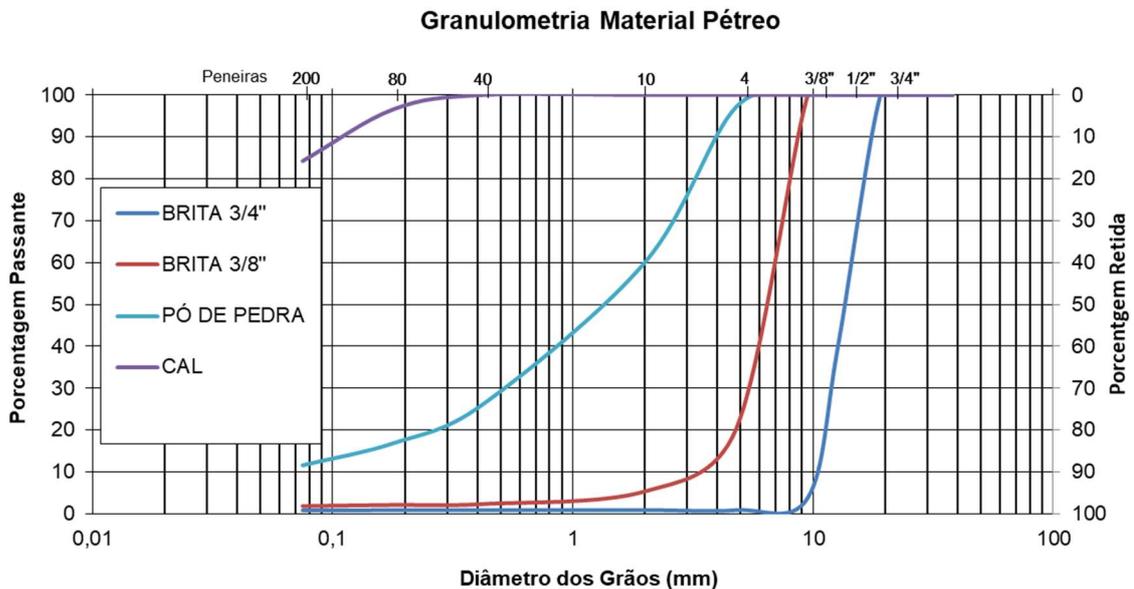
Figura 7- Brita 3/4" (esquerda), Brita 3/8" (centro) e Pó de Pedra (direita)



Fonte: Possebon (2018)

A composição granulométrica das misturas asfálticas segue a Faixa C do DNIT juntamente com enquadramento nos parâmetros Bailey e FAD, de forma que as especificações do DNIT sejam prioridade. A curva granulométrica dos materiais se encontra na Figura 8. Possebon (2018) realizou em sua dissertação os ensaios de índice de forma, índice de lamelaridade, sanidade, abrasão, massa específica, equivalente de areia, índice de vazios, adesividade, entre outros e averiguou que os limites propostos pelo DNIT ES-031/2006 são respeitados, conforme Tabela 3.

Figura 8 - Curva granulométrica dos agregados da pesquisa



Fonte: (Autora).

Tabela 3 - Propriedades dos agregados pétreos

Propriedades	Norma	Limites DNIT	Resultados
Abrasão "Los Angeles" (%)	DNER-ME 035/98	≤50	13
Índice de forma	DNER-ME 086/94	>0,50	3/4": 0,94 3/8": 0,78
Sanidade (%)	DNER-ME 089/94	<12	0,44
Equivalente de areia (%)	DNER-ME 054/97	≥55	80,04
Índice de Lamelaridade	DAER/RS-EL 108/01	-	3/4": 9,20 3/8": 27,4
Absorção (%)	DNER-ME 195/97	-	2,9306
Massa específica agregado miúdo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	-	2,667
Massa unitária (kg/m ³)	NBR NM45/2006	-	3/4": 1388,88 3/8": 1417,75 Pó: 1523,07
Índice de vazios (%)	NBR NM45/2006	-	3/4": 48,16 3/8": 46,56 Pó: 42,89
Adesividade	DNER-ME 078/94	-	Satisfatória

Fonte: (Possebon 2018).

Amostras do material granular desta pesquisa foram enviadas para a COPPE, na UFRJ, com intuito de realizar uma análise de morfologia por imagem, com o ensaio denominado Aggregate Image Measurement System 2 (AIMS 2). Os resultados apresentaram, de um modo geral, que os agregados são cúbicos (esfericidade alta), moderadamente rugosos e não alongados, como pode ser visto na *Tabela 4*. Todos atendem ao critério Superpave.

Tabela 4- Resumo de resultados de análise morfológica pelo AIMS 2

Agregado	Esfericidade	Angularidade	Fiat & Enlogated	Textura	Forma 2D
3/4"	alta	moderada	≥ 1:1 = 98,3% > 1:2 = 26,1% > 1:3 = 0,4%	moderada	-
3/8"	extrema	moderada	≥ 1:1 = 67,2% > 1:2 = 5,4%	moderada	moderada
Pó-de-Pedra	-	moderada	-	-	moderada

Fonte: (Possebon 2018).

Quanto a cal, foram realizados ensaios, segundo a norma NBR 6473:2003, de determinação de: resíduo insolúvel, óxidos de ferro e alumínio, óxido de cálcio total, óxido de magnésio, perda ao fogo e óxido de cálcio disponível, pela empresa Cientec. Os resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5- Resultados de ensaios da cal calcítica

Determinação	Resultados cal calcítica
Resíduo insolúvel (RI+SiO ₂), %	8,3
Óxidos de ferro e alumínio (R ₂ O ₃), %	1
Óxido de cálcio total (CaO), %	44,7
Óxido de magnésio (MgO), %	5,4
Perda ao fogo (1000 ± 50 °C), %	40,3
Óxido de cálcio (CaO) disponível, %	0,6

Fonte: (Possebon 2018).

3.2.2 Ligantes asfálticos

Foram utilizados dois tipos de ligantes asfálticos modificados nesta pesquisa, o AMP 60/85-E, modificado por polímero, e o AMB 08, modificado por borracha. As especificações dos ligantes asfálticos estão apresentadas nas Tabela 6 e Tabela 7. Os resultados foram obtidos a partir dos laudos dos fabricantes, apresentados no Anexo A, cedidos pelas empresas.

Tabela 6- Resultados do AMP 60/85.

AMP 60/85			
PROPRIEDADE/UNIDADE	NORMA	ESPECIFICAÇÃO	RESULTADO
Penetração (0,1mm)	NBR 6576	40 a 70	58
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	60 min	67
Viscosidade Brookfield a 135°C	NBR 15184	3000 máx	918
Viscosidade Brookfield a 150°C	NBR 15184	2000 máx	437
Viscosidade Brookfield a 177°C	NBR 15184	1000 máx	153
Ponto de Fulgor (°C)	NBR 11341	235 min	>236
Densidade relativa a 20/4 °C	NBR 6296	NA/Anotar	1

Fonte: (Adaptado dos laudos da Betunel disponíveis no Anexo A).

Tabela 7- Resultados do AMB 08.

AMB 08			
PROPRIEDADE/UNIDADE	NORMA	ESPECIFICAÇÃO	RESULTADO
Penetração (0,1mm)	NBR 6576	30 a 70	50
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	55 min	58
Viscosidade Brookfield a 175°C	NBR 15529	800-2000	1618
Ponto de Fulgor (°C)	NBR 11341	235 min	>240
Densidade relativa a 20/4 °C	NBR 6296	Anotar	1,01

Fonte: (Adaptado dos laudos da Della Pasqua disponíveis no Anexo A).

O ligante asfáltico AMP 60/85 foi disponibilizado pela empresa Triunfo Concepa e o AMB 08, também chamado de ECOFLEX B-3G, foi cedido pela empresa Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA, ambas do Estado do Rio Grande do Sul.

Os ligantes foram coletados diretamente do caminhão para que não existisse interferência da modificação nos reservatórios das empresas. As temperaturas de mistura e compactação e para o AMP 60/85 foram de 163°C e 148°C e para o AMB 08 foram de 178°C e 155°, respectivamente.

3.2.3 Misturas asfálticas

As misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa foram realizadas com dois ligantes asfálticos modificados, descritos anteriormente, com o mesmo esqueleto pétreo, com TMN de 19mm, e adição de 2% de cal, valor geralmente adotado nos projetos do RS. Ademais, utilizou-se uma curva granulométrica, enquadrada na Faixa C do DNIT e atendendo aos parâmetros Bailey e FAD e um tipo de dosagem, Superpave.

Segundo o Asphalt Institute (2011) a mistura analisada é considerada miúda pois 5,7% do material é passante na peneira 4,75mm, que é a peneira controle para este TMN. A partir disso, foi feita a análise da mistura conforme os limites do método Bailey, Tabela 8, definindo as proporções de agregados graúdos (AG), proporção graúda dos agregados finos (GAF) e proporção fina dos agregados finos (FAF).

Na *Tabela 9* é possível observar a composição granulométrica definida em função da adequação aos limites da Faixa C do DNIT 031/2006, prioritariamente, em conjunto com os parâmetros Bailey e FAD. Diante disso, e depois de ajustes para melhor enquadramento na Faixa C do DNIT, a proporção de agregados ficou definida em 29% de brita 3/4", 23% de brita 3/8", 46% de pó de pedra e 2% de cal.

Tabela 8- Parametros Bailey.

LIMITES de acordo com DMN	ROPORÇÃO	RESULTADOS PARA A MSTURA
0,6 a 1,00	AG	0,73
0,35 a 0,5	GAF	0,44
0,35 a 0,5	FAF	0,55

Fonte: (Adaptado de Possebon 2018).

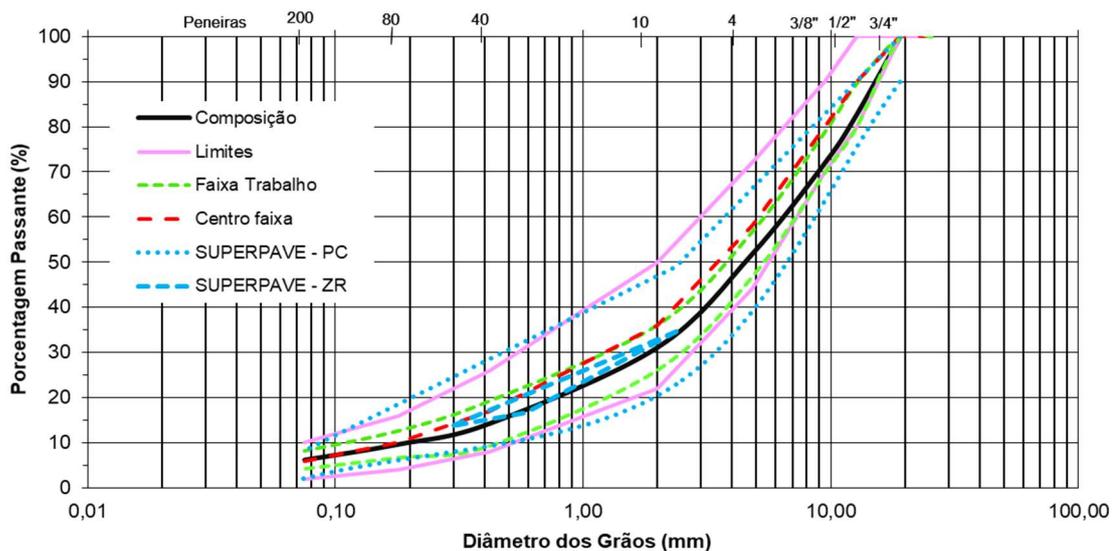
Tabela 9 - Composição granulométrica da mistura asfáltica conforme limites da faixa C do DNIT ES-031/06.

ESPECIFICAÇÃO E MISTURA- FAIXA C DNIT							
PENEIRA	mm	Limites		Centro faixa	Faixa trabalho		MISTURA
1 1/2"	38,1	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1/2"	12,7	80,0	100,0	90,0	80,0	89,6	82,6
3/8"	9,5	70,0	90,0	80,0	70,0	79,1	72,1
n 4	4,8	44,0	72,0	58,0	46,7	56,7	51,7
n 10	2,0	22,0	50,0	36,0	26,1	36,1	31,1
n 40	0,4	8,0	26,0	17,0	9,3	19,3	14,3
n 80	0,2	4,0	16,0	10,0	6,7	12,7	9,7
n 200	0,1	2,0	10,0	6,0	4,2	8,2	6,2

Fonte: (Adaptado de Possebon 2018).

Na Figura 9 está representada a curva de composição granulométrica das misturas estudadas. Pode-se analisar que entre as curvas de limite da faixa C do DNIT (rosa), há o encaixe da curva de composição das misturas (preta) e o ajuste entre a faixa de trabalho (curvas verdes). Também foram seguidos os limites e a zona de restrição da metodologia *Superpave*. A forma de escolha da granulometria da mistura de agregados nesta metodologia inclui os conceitos de pontos de controle mínimos e máximos, conforme SHRP (1994).

Figura 9 – Curva de Composição granulométrica das misturas estudadas.



Fonte: (Autora).

3.3 ENSAIOS LABORATORIAIS

Este trabalho tem como foco principal avaliar o comportamento das misturas asfálticas em questões de rigidez e dano, tendo como variável apenas o tipo de ligante asfáltico. Para tal, este capítulo apresenta os procedimentos de ensaio e equações preconizadas nas normas ou na literatura que foram fundamentais para obter resultados quanto aos parâmetros desejados.

De forma a satisfazer os objetivos propostos, foi feita a dosagem das misturas asfálticas para posterior moldagem de CPs e realização dos ensaios. Para avaliar a rigidez das misturas foram realizados os ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Complexo. Para averiguar o dano os CPs foram submetidos a ensaios de Resistência à tração por compressão diametral, *Flow Number* e Fadiga Tração - Compressão Uniaxial. Todos os ensaios foram realizados no GEPPASV, na Universidade Federal de Santa Maria. Na Tabela 10 estão listados os ensaios e número de corpos de prova necessários para cada um.

Tabela 10 - Quantidade de corpos de prova moldados por ensaio.

Ligante asfáltico	Dosagem	Ensaio para avaliar rigidez			Ensaio para avaliar dano		Total
		MR	Módulo Complexo	Fadiga Tração-compressão	RT *	Flow Number	
AMP 60/85	16	3	3	4	3	3	29
AMB 08	16	3	3	4	3	3	29
Total de corpos de prova moldados							58

*No ensaio de RT foram utilizados os mesmos CPs do ensaio de MR.

Fonte: (Autora).

3.3.1 Dosagem das misturas asfálticas

Para a realização da dosagem os materiais pétreos foram separados por peneiras, de acordo com a Tabela 11 e Figura 10, posteriormente foram lavados nas respectivas peneiras e levados a estufa para secar e armazenar em sacos plásticos as frações separadas. A cal foi incorporada ao agregado graúdo seco, retido na peneira nº4, antes da adição de ligante asfáltico.

Tabela 11 - Peneiras utilizadas para separação dos agregados.

Material	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
Peneira utilizada para separação	1/2"	n 4	n 10
	3/8"		n 40
			n 80
			n 200
			Passante 200

Fonte: (Autora).

Figura 10 - Em a) Série de peneiras utilizadas para obter o pó de pedra e em b) bandejas com as frações peneiradas.



Fonte: (Autora).

A mistura dos agregados com o ligante asfáltico foi realizada no misturador *Infratest*, Figura 11 e posteriormente os corpos de prova foram moldados segundo a metodologia *Superpave*, no Compactador Giratório *Superpave* (CGS), da marca *Servopac* (Figura 11). De acordo com Bernucci *et al.* (2010), a metodologia consiste em estimar o teor provável de ligante asfáltico do projeto através do conhecimento da granulometria dos agregados e da fixação do volume de vazios. Também, por este método os requisitos volumétricos devem ser respeitados, VV de 4%, VAM maior que 13% (para o TMN de 19mm) e RBV entre 65 e 75%.

Figura 11 – Misturador Infratest: fechado e aberto com mistura, a. e b., respectivamente. À direita Compactador Giratório Servopac.



Fonte: (Autora).

O CGS utiliza diâmetros de amostras de 150 ou 100mm, ângulo de giro de $1,25 \pm 0,02^\circ$, taxa de 30 rotações por minuto e pressão vertical no cilindro compactador de 600kPa e. Foi adotado um $N_{projeto}$, que é o número de giros, de 100, devido ao tipo de tráfego que corresponde a vias de tráfego médio a alto.

O processo de moldagem para a realização da dosagem dos CPs consistiu em separar, no dia anterior, as frações de agregado já lavados e secos e a quantidade de ligante asfáltico necessária, de acordo com a composição granulométrica estipulada. Os materiais ficavam nas estufas, uma com o ligante e outra com o material pétreo, durante a noite na temperatura de 100 a 125 °C e na manhã seguinte entre 7 e 8 horas a temperatura era aumentada para os valores descritos na Tabela 12. Esses valores de temperatura de mistura e compactação foram atribuídos conforme os laudos dos ligantes, já a temperatura dos agregados foi definida como sendo a temperatura de mistura acrescida de 10°C, pois o material perde temperatura no trajeto entre a estufa

e o misturador. A mistura modificada por pó de pneus não seguiu esse padrão pois a empresa fabricante definiu que a temperatura dos agregados deveria ser de 160°C.

Tabela 12 - Temperaturas dos agregados, mistura e compactação para moldagem.

Mistura	Temperatura dos agregados (°C)	Temperatura de mistura (°C)	Temperatura de compactação (°C)
AMP 60/85-E	173	163	145
AMB 08	160	175	155

Fonte: (Autora).

Ao atingir a temperatura desejada, os agregados eram colocados no misturador para misturarem sozinhos pelo tempo de 100 segundos e posteriormente colocava-se o ligante asfáltico para misturar por 400 segundos. Terminado o tempo de mistura mecânica, abria-se o misturador para averiguar, misturando manualmente, se não havia acúmulo de finos no fundo do misturador. Com a mistura pronta, colocava-se aproximadamente 1250 gramas de material em bandejas de alumínio para levar à estufa por duas horas, simulando o envelhecimento a curto prazo. Ao atingir o tempo de envelhecimento, as amostras foram colocadas no molde de 100 cm de diâmetro do CGS, já aquecido na temperatura de compactação.

No total, para cada teor testado foi introduzido no misturador aproximadamente 7kg de massa asfáltica para satisfazer a quantia de CPs utilizada por teste. Foram feitos três corpos de prova por teor estimado de ligante asfáltico, com 1200g cada, 100 mm de diâmetro e altura entre 65 e 75 mm. Também, foi separada uma amostra de 1500 gramas de cada teor testado para a realização do ensaio de determinação da densidade máxima medida (Gmm), através do método Rice (Figura 12), que obedece a norma AASHTO T 209-15 - *Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Hot Mix Asphalt*, normatizada no Brasil através da NBR 15619:2012 para misturas asfálticas. Através desse parâmetro de densidade foi possível calcular, em média, o volume de vazios para cada teor, e conseqüentemente, determinar o teor ótimo de projeto para cada mistura, correspondente a um volume de vazios (VV) igual a 4,0%.

Figura 12 – Montagem do equipamento para execução do teste Rice.



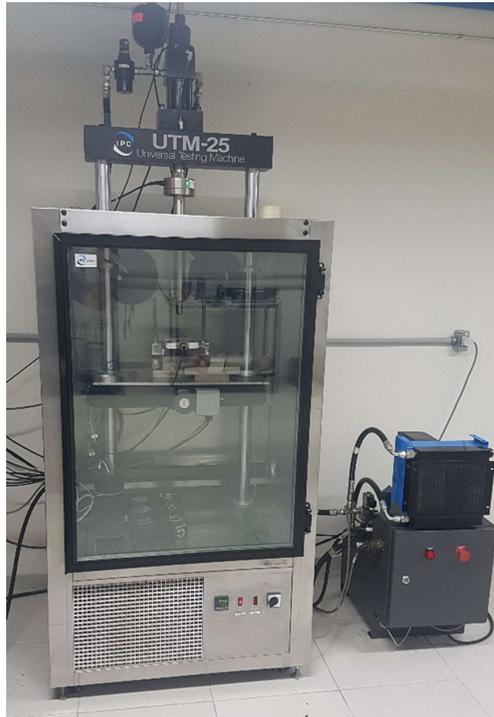
Fonte: (Autora).

3.3.2 Módulo de Resiliência

O ensaio de módulo de resiliência (MR) é padronizado pela norma DNIT 135/2010 e foi realizado na prensa hidráulica modelo *Universal Test Machine* - UTM 25 da IPC Global, Figura 13. A prensa possui uma câmara com temperatura controlada e é composta por um pistão, conectado a um controlador de tempo e frequência, que confere um carregamento pulsante, possibilitando assim a execução do ensaio em diversas temperaturas e frequências de carregamento. O ensaio tem como objetivo mensurar a capacidade que um corpo elástico tem de armazenar energia e retornar ao estado inicial após a aplicação de uma carga.

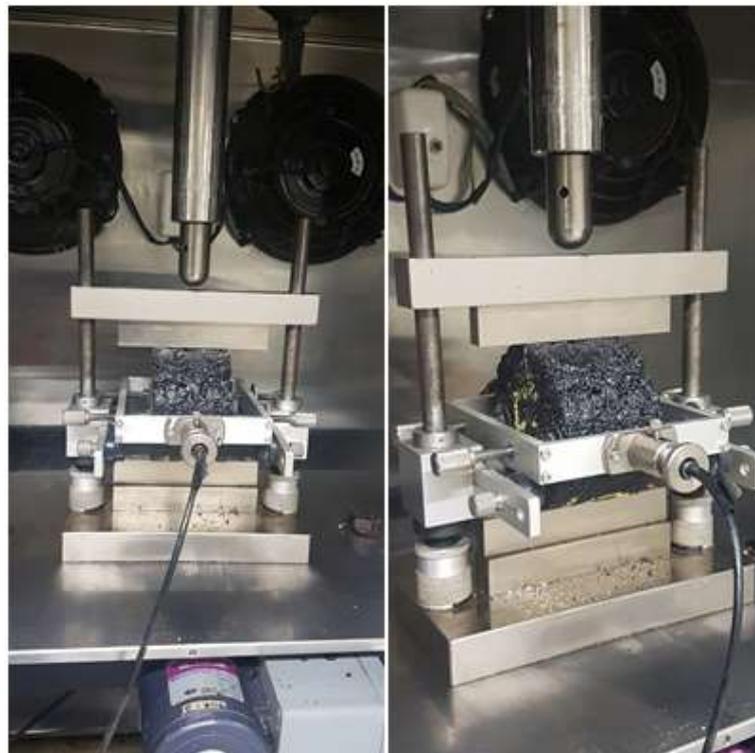
Para obter resultados com o ensaio foram moldados três corpos de prova por mistura com $4 \pm 1\%$ VV, 6,3 cm de altura e 10 cm de diâmetro, e ensaiados nas direções de 0° e 90° , pois considerou-se a influência do arranjo granulométrico. Os CPs foram condicionados a 25°C , por no mínimo 12 horas, antes do início do ensaio. No momento do ensaio o corpo de prova é encaixado no suporte para posicionar os LVDTs (Linear Variable Differential Transducer) em sua face, alinhando-o na horizontal, vertical e centralizado no cilindro de aplicação da carga, como observado na Figura 14.

Figura 13 - Prensa de realização dos ensaios - UTM -25.



Fonte: (Autora).

Figura 14 - Equipamento e montagem do ensaio de MR.



Fonte: (Autora).

O módulo de resiliência é medido na temperatura de $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$, com coeficiente de Poisson de 0,30 e a partir da aplicação do carregamento dinâmico, que simula o efeito do tráfego, a uma frequência de 60 ciclos por minuto com tempo de 0,1s de duração e 0,9s de repouso. O carregamento utilizado é o mínimo suficiente para deformar a amostra. Dessa forma, a carga aplicada gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga e a amostra sofre deformações horizontais, que são medidas através dos LVDTs ligados a um microcomputador, que coleta e arquiva todas as informações.

A partir dos dados obtidos o MR é calculado por meio da Equação 1, cujo valor já é apresentado diretamente pelo software da prensa relativo a este ensaio.

$$M_R = \frac{P}{\Delta h} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (1)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência (MPa);

P = carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova (N);

Δ = deformação elástica ou resiliente medida nos ciclos particulares de repetição de carga (P) (mm);

h = altura do corpo-de-prova (mm);

μ = o coeficiente de Poisson (0,30 para 25°C).

3.3.3 Módulo complexo

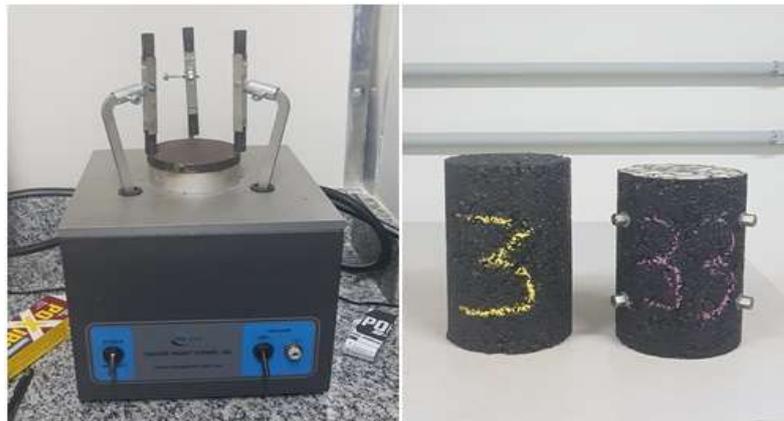
O ensaio de Módulo Complexo (E^*), realizada na prensa UTM-25, foi baseado na norma da AASHTO T 342-11 – *Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt* (HMA) e consiste na aplicação de um carregamento axial semi-senoidal compressivo no corpo-de-prova cilíndrico para medir os deslocamentos verticais. Seguindo essa norma, as temperaturas de ensaio foram de -10°C , 4°C , 21°C , 37°C e 54°C , as frequências de carregamento foram 0,1, 0,5, 1, 5, 10 e 25Hz (para cada temperatura) e o tamanho do corpo-de-prova deve ter um diâmetro entre 100 e 104 mm, altura de 147,5 e 152,5mm e tamanho máximo nominal de agregados de 19 mm.

Para a análise de resultados do ensaio foram utilizados 3 corpos de prova por mistura com $5,5 \pm 0,5$ % VV, que tiveram as superfícies retificadas afim de ter uma melhor aderência ao equipamento de ensaio, atingindo 150 mm de altura. Após

retificados, foram colados 6 pinos em cada CP, como mostra a Figura 15, que serviram de suporte para fixar um conjunto de três LVDTs em geratrizes igualmente espaçadas.

Para cada combinação de frequência e temperatura, foram ensaiadas três amostras de cada mistura. O ensaio durou cinco dias, cada dia com uma das temperaturas, começando pela menor, para tal, as amostras foram condicionadas na temperatura desejada no intervalo de um dia para o outro. Algumas das temperaturas poderiam ter sido condicionadas por menos tempo, como constatado na Tabela 13, porém, pelo tempo decorrido para ensaiar cada mistura foi optado por ser feito da forma comentada.

Figura 15 - Equipamento para colagem dos pinos, à esquerda e CP antes e após ser retificado com pinos colados, à direita.



Fonte: (Autora).

Tabela 13 - Tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura dos corpos de prova para ensaio de E^* .

Temperaturas de ensaio (°C)	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura da sala de ensaio de 25°C (h)	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura de teste anterior (h)
-10	Uma noite	Uma noite
4	Uma noite	4 horas ou uma noite
21	1	3
37	2	2
54	3	1

Fonte: Adaptado de AASHTO T 342 – 11.

Quando a temperatura adequada ao ensaio era atingida o CP era colocado no aparato de ensaio, como ilustrado na *Figura 16*, para iniciar o procedimento de aplicação de carga. Então com a média dos deslocamentos dos três sensores, foram

calculadas as deformações axiais. Dessa forma, para uma determinada frequência e temperatura foi calculado um valor de módulo dinâmico, conforme a Equação 2.

$$|E^*(w)| = \frac{|\sigma|}{|\varepsilon|} \quad (2)$$

Onde:

$|E^*(w)|$ = valor de módulo dinâmico para a frequência w em MPa;

$|\sigma|$ = amplitude de tensão em MPa;

$|\varepsilon|$ = amplitude deformação axial média

Figura 16 – Na esquerda, CPs confinados para realização do ensaio de módulo dinâmico e na direita ensaio de módulo dinâmico na temperatura de -10°C .



Fonte: (Autora).

É válido comentar que nas temperaturas mais altas, mais especificamente na de 54°C , os pinos tendem a cair devido ao aquecimento da mistura asfáltica. Ao cair o pino, o LVDT que está seguro por ele vai começar a oscilar e não há leitura. Para amenizar tal fato foram colocados elásticos, Figura 17 ao redor dos fixadores presos aos pinos. A tendência de queda dos pinos foi bem menor depois desse procedimento.

Figura 17 - Ensaio de Módulo Dinâmico a 54°C, com ênfase para a colocação de elásticos ao redor do CP.



Fonte: (Autora).

O módulo complexo (E^*) é um número complexo que relaciona tensão dinâmica máxima e a deformação axial recuperável máxima para materiais viscoelásticos subordinados a carregamento senoidal aplicado em determinado domínio de frequência, constatando que o valor absoluto do módulo complexo é o módulo dinâmico. Já, a defasagem entre a aplicação do carregamento e a resposta é definida como ângulo de fase da mistura asfáltica (φ). Este, infere que para 0° tem-se materiais elásticos e para 90° materiais viscosos.

O limite de pequenas deformações para o regime viscoelástico linear de misturas asfálticas proposto por Olard e Di Benedetto (2003) é $100 \mu\text{m/m}$, por esta razão a deformação a ser atingida no ensaio foi limitada na faixa de 50 a $75 \mu\text{m/m}$.

A partir dos resultados experimentais, foi utilizada a modelagem física matemática 2S2P1D, desenvolvida por Di Benedetto & Corté (2005), que possibilita interpretar os resultados do ensaio para carregamentos bidimensionais, sem considerar o coeficiente de Poisson. O modelo 2S2P1D aplicado a este caso possui parâmetros de calibração para representação correta do comportamento viscoelástico do material em termos de módulo e ângulo de fase para variadas temperaturas e

frequências de carregamento, através de curvas no plano Cole-Cole, Diagrama de Black e curvas mestras de ângulo de fase e módulo dinâmico.

3.3.4 Resistência a tração por compressão diametral

Os mesmos corpos de prova ensaiados quanto ao MR foram posteriormente submetidos ao ensaio de Resistência à tração por compressão diametral (RT), também na UTM-25. Este ensaio é normatizado pelo DNIT-ME 136/2010, e consiste na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, com objetivo de obter as tensões de tração através do diâmetro horizontal, perpendicularmente à carga, como na Figura 18. Para cada mistura, foram ensaiados três corpos de prova que passaram por um pré-condicionamento de 12 horas, a $25 \pm 0,1^\circ\text{C}$. A medição do deslocamento vertical e da carga foi feita em função do tempo, com isso, realizaram-se os testes com deformação controlada vertical, aplicando-se uma taxa de deslocamento de 48 mm/min (0,8 mm/s). Diante disso, obtém-se a força de ruptura (F) do CP, necessária ao cálculo dos valores de RT, conforme a Equação 3.

$$RT = \frac{2F}{1000\pi DH} \quad (3)$$

Onde:

RT = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F = carga de ruptura (N);

D = diâmetro do corpo-de-prova (cm);

H = altura do corpo-de-prova (cm);

Para o valor de de RT, o DNIT (031/2006) especifica o valor mínimo de 0,65MPa para misturas asfálticas densas.

Figura 18 - Equipamento montado para realizar RT e CP rompido.



Fonte: (Autora).

3.3.5 Fadiga

Após anos de pesquisas lideradas por Y. Richard Kim, da North Carolina State University, nos Estados Unidos, propôs-se uma nova técnica para a determinação da vida de fadiga de misturas asfálticas, em que é possível obter curvas experimentais por tração direta e com interpretação teórica mais consistente, como relata Nascimento et al. (2014). O ensaio de fadiga consiste em aplicar no corpo de prova uma deformação cíclica senoidal, de amplitude constante, até que ocorra a ruptura ou a queda do ângulo de fase.

O ensaio segue as prescrições da norma AASHTO TP 107-14 - Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests e é realizado na mesma prensa utilizada nos outros ensaios, onde são coletados e monitorados o deslocamento do atuador, a deformação, a carga, as temperaturas de núcleo e superfície, o ângulo de fase e o módulo dinâmico da amostra ensaiada.

Além da UFSM, apenas o Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (Cenpes) da Petrobras, o laboratório de pavimentação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (UFC) e o Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) estão realizando este ensaio no Brasil. Na Figura 19 está representado o gabarito de colagem e na Figura 20 o

aparato de ensaio, que foram desenvolvidos por Boeira (2018) durante sua tese de doutorado.

Figura 19- gabarito de colagem dos CPs.



Fonte: (Autora).

Figura 20 - Aparato do ensaio de Fadiga tração compressão Uniaxial e equipamento pronto para ensaio, com os LVDTs.



Fonte: (Autora).

As amostras das duas misturas foram moldadas no compactador giratório do Superpave (CGS) nos teores de projeto determinados pela dosagem Superpave nas dimensões de 10x16cm e com volume de vazios de $5,5\% \pm 0,5\%$. Foram moldados 4 CPs para cada mistura, porém para os ensaios usou-se os resultados de apenas 3 por mistura.

Após a retificação nas superfícies, suas dimensões finais ficaram iguais a 10x13cm. Depois de retificados foram colados com cola epoxilica, de alta resistência e baixa plasticidade, nas placas top e down, aproximadamente 1mm de cola, e conectadas à UTM-25 utilizando parafusos e rótula de tração. O procedimento de colagem foi feito com auxílio do gabarito para que o topo e a base do CP ficassem alinhados com o aparato. As amostras ficaram entre 20 e 24 horas no gabarito. Os ensaios foram realizados a uma frequência de 10Hz e temperatura de 19°C variando a amplitude de deformação (entre 150 a 300 μm), buscando atingir a ruptura em um intervalo entre 1000 a 100000 ciclos.

A execução do ensaio consiste em duas fases. Inicialmente, foi feito um *fingerprint*, que consiste na aplicação de um pequeno carregamento, provocando deformações de cerca de 50 a 75 μm , medido nos LVDTs acoplados ao corpo de prova, em cada amostra, para determinar o módulo dinâmico nas condições do ensaio de fadiga (10Hz e 19°). Esta primeira etapa serve para corrigir a diferença entre a rigidez obtida no ensaio completo de módulo complexo, e das amostras produzidas pelas mesmas misturas, mas agora ensaiadas a fadiga na análise S-VECD. Estes dados então são utilizados para calcular o *Dinamic Modulus Ratio* (DMR). Para Nascimento *et al.* (2014), uma das principais vantagens do S-VECD é a obtenção da propriedade de dano das misturas, independentemente das condições de ensaio (temperatura, amplitude e se a forma de controle é por tensão ou deformação). Desta forma, ensaios feitos em uma condição específica, permitem a obtenção do comportamento do material em diversas outras condições, reduzindo o número de amostras e conseqüentemente o trabalho

Em seguida, as amostras foram submetidas ao ensaio de fadiga, em que o atuador é programado para chegar a um deslocamento de pico constante em cada ciclo de carga até atingir o colapso. A falha, no entanto, não coincide necessariamente com a fratura visível da amostra, sendo esta definida como o ponto em que ocorre a deformação, pico de ângulo de fase durante o ensaio. Para cada corpo de prova ensaiado foi gerado uma curva característica de dano, e a partir das curvas obtidas, ajustado um modelo matemático de potência para representar a curva característica de dano (C vs S) média do material.

Durante o ensaio é possível determinar a movimentação do atuador e com isso consegue-se aproximar uma tensão que gera deformações próximas às desejadas. Desta forma, as deformações utilizadas nas análises são as deformações de ensaio,

ou seja, as medidas pelos LVDTs que podem ser obtidas após a rotina no MATLAB. A rotina de cálculo é dividida em mais de uma parte. Na primeira delas, os dados brutos do ensaio, dispostos em diversas planilhas distintas são processados e combinados em uma única formatação. Desta maneira é possível plotar o primeiro gráfico de interesse, que traz as informações de módulo dinâmico e ângulo de fase durante os ciclos de carga. Usando estes dados de processamento do ensaio, executa-se a segunda rotina de cálculo, referente a evolução da integridade do material, e a evolução do acúmulo de dano. Para assumir então que a curva característica de dano (C vs S) é uma propriedade do material, independente das condições de carregamento e das temperaturas ensaiadas, as curvas obtidas em função do número de ciclos para cada corpo de prova, em diferentes níveis de deformação, devem agora aparecer umas sobre as outras quando analisadas em relação a integridade do material pelo dano acumulado

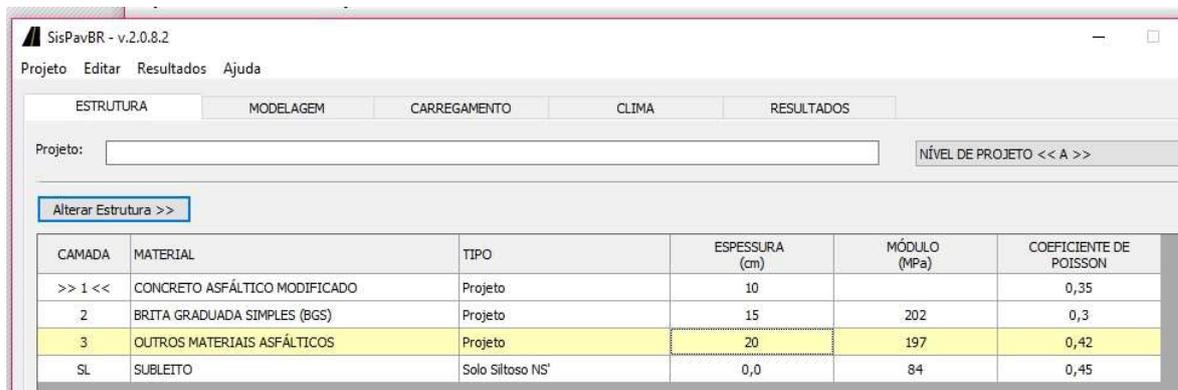
De forma a analisar os resultados obtidos no ensaio de fadiga tração-compressão, foram utilizadas duas equações para ranquear as misturas: As equações das curvas de Wöhler e as equações propostas por Nascimento (2016).

A análise pelas curvas de Wöhler das misturas consistiu em criar um gráfico com dois eixos: um com os resultados de deformação (ϵ) medidos pelos LVDTs para cada corpo de prova ensaiado e outro com o número de ciclos (Nf) que cada CP sofreu antes de romper no ensaio, em escala log. Após verificar a equação da curva, é possível calcular o Nf para qualquer deformação escolhida. Para esta pesquisa as deformações escolhidas para calcular os Nf foram as obtidas pela simulação de um pavimento no *Software AEMC-Sispav*, que é um aplicativo de análise elástica para estruturas de múltiplas camadas.

No software as duas misturas foram simuladas com a mesma espessura de camadas e valores de módulos, exceto o valor do módulo do revestimento asfáltico que mudou conforme a mistura. Considerou-se as camadas do pavimento como sendo não aderidas entre si, carga de eixo duplo igual a 8200Kgf e pressão de inflação dos pneus igual 0,56MPa e raio do carregamento de 10,79m. Ainda, o pavimento proposto possui 4 camadas, sendo que o revestimento asfáltico tem 10cm de espessura, a base considerada de brita graduada simples (BGS) 15cm, a sub-base de macadame seco (MS) 20cm e o subleito de solo considerado infinito, conforme os dados de entrada apresentados na Figura 21.

Os valores dos módulos da camada superior utilizados foram os Módulos dinâmicos, a 19°C e 10Hz, de cada mistura obtidos pelos ensaios de Módulo Complexo realizados nesta pesquisa. Os valores de MR adotados para as camadas de base e sub-base foram amplamente pesquisados e são a média dos resultados encontrados por Ribas (2014). O valor de módulo do subleito adotado foi encontrado por Santos (2016) para os solos da região central do Rio Grande do Sul. Adotou-se para o coeficiente de Poisson os valores sugeridos por Balbo (2007), sendo estes: 0,35 para o revestimento; 0,30 para a camada de base (BGS); 0,42 para a camada de sub-base (Macadame seco); 0,45 para o subleito.

Figura 21 - Dados entrada AEMC-Sispav.

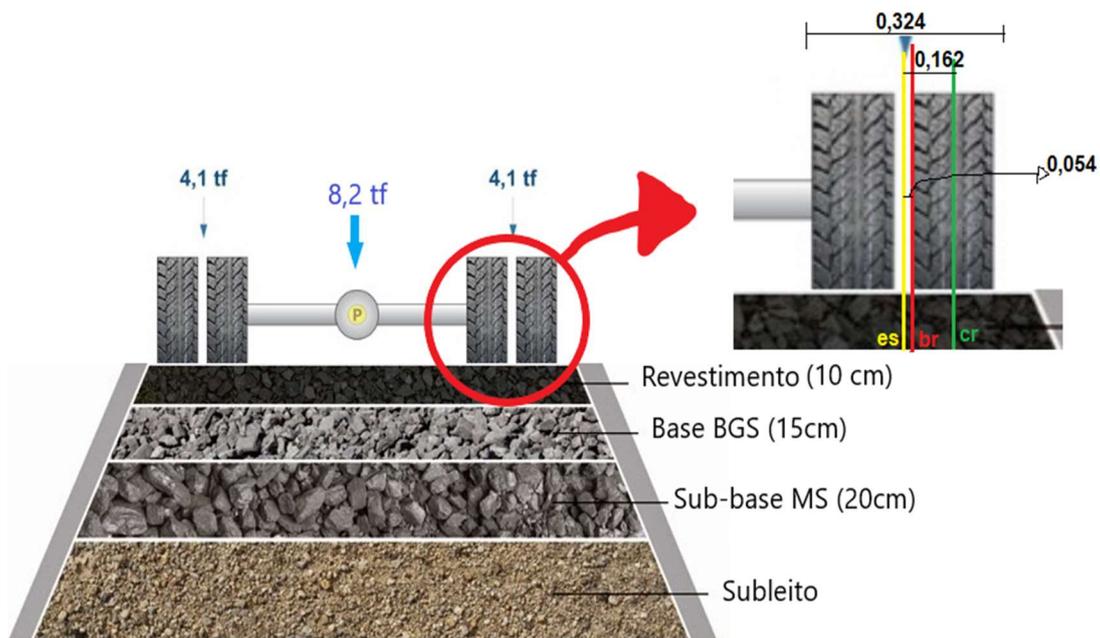


CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO MODIFICADO	Projeto	10		0,35
2	BRITA GRADUADA SIMPLES (BGS)	Projeto	15	202	0,3
3	OUTROS MATERIAIS ASFÁLTICOS	Projeto	20	197	0,42
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS'	0,0	84	0,45

Fonte: (Autora).

As deformações de tração na estrutura do pavimento foram analisadas na fibra inferior do revestimento asfáltico, a uma profundidade igual a 0,099m, ou seja, 0,0001m antes do fim desta camada asfáltica. Estas análises foram feitas em três posições distintas: no eixo de simetria (es), bordo da roda (br) e centro da roda (cr), como mostra a *Figura 22*.

Figura 22 - Posições das análises de deformação no fundo do revestimento asfáltico sob o carregamento das rodas do eixo padrão



Fonte: (Autora).

Os resultados de deformação de tração no fundo do revestimento com os valores de $|E^*|$ utilizados para simular cada mistura estão na *Tabela 14*. O valor escolhido dentre os três pontos analisados foi o que teve o maior valor negativo (maior tensão de tração ϵ_t) e, para todas as misturas simuladas, os maiores valores negativos de tensão foram encontrados no ponto imediatamente abaixo da roda (cr).

Tabela 14 - Resultados de ϵ_t (μS) no fundo do revestimento simulando o pavimento no AEMC com os $|E^*|$ das misturas

MISTURA	$ E^* $ @ 25°C e 10Hz (MPa)	ϵ_t no fundo do revestimento (μS)
AMP 60/85	8272	-201
AMB 08	9150	-193

Fonte: (Autora).

Também, foi realizada uma análise com os resultados obtidos no ensaio de fadiga tração-compressão utilizando a Equação 4 desenvolvida por Nascimento (2016). As curvas de Wöhler são um bom parâmetro para analisar os dados e é um método mais difundido na literatura para comparar misturas, no entanto a equação proposta por Nascimento (2016) abrange mais parâmetros obtidos nos resultados dos

ensaios e, dessa forma, o Nf encontrado é considerado mais próximo da realidade do ensaio. Os dados de entrada para o conjunto de Equações de 4 a 8 são retirados dos resultados dos ensaios refinados pela rotina do MATLAB. No entanto, não são utilizados apenas os valores de C e S, mas todas as variáveis descritas após as equações.

$$Nf = \left(\frac{\delta}{Y \left(\frac{C_{12}}{p} \right) + 1} \right)^{\frac{1}{\Delta + 1 - \left(\frac{C_{12}}{p} \right)}} \quad (4)$$

Onde:

$$\delta = \frac{1}{2} (\varepsilon^R_{TA})^2 C_{11} \left(\frac{(p(C_{11}C_{12}))^\alpha (\varepsilon^R_{TA})^{2\alpha}}{f_R^{2\alpha}} \right)^{\left(\frac{C_{12}}{p} \right)} \quad (5)$$

$$\varepsilon^R_{TA} = \frac{1}{E_R} \frac{\beta + 1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i |E^*|_{LVE} \right) \quad (6)$$

$$p = \alpha - \alpha C_{12} + 1 \quad (7)$$

$$Gr = Y(Nf)^\Delta \quad (8)$$

- ε^R_{TA} : amplitude da pseudo-deformação;
- α : taxa de evolução do dano;
- C_{11} e C_{12} : coeficientes da curva CxS média das amostras;
- f_R : Frequência reduzida;
- Gr : taxa de variação média da energia de pseudo deformação liberada (por ciclo) durante todo o ensaio;
- Nf : número de ciclos até a falha;
- Y : coeficiente do critério de ruptura da curva Gr versus Nf ;
- Δ : expoente da equação Y ;
- C (S): integridade do material ou a pseudo rigidez;
- S : parâmetro de dano;
- $\varepsilon_{0,pp}$: amplitude de deformação pico a pico;
- β : parcela do ciclo em que ocorre tensão de tração (o valor usual é -0,08 e na prática significa que ocorre compressão em 8% do ciclo);
- $|E^*|_{LVE}$: módulo dinâmico viscoelástico linear nas condições de temperatura e frequência do ensaio.

Após a rotina de cálculo de Nf pelas equações de Nascimento (2016), é obtido o valor de Nf para cada mistura. Com esses valores foi possível montar uma curva de

Nf versus as deformações encontradas no AEMC para ranquear as misturas quanto a fadiga.

3.3.6 Flow Number

O Ensaio Uniaxial de Carga Repetida, também chamado de *Flow Number* (FN) ou ainda de *Creep* Dinâmico é realizado para avaliar a resistência das misturas asfálticas a deformações permanentes através da aplicação de cargas repetidas. Trata-se de um teste de desempenho simples de misturas de concreto asfáltico para deformação permanente, baseado em cargas repetidas. O FN, resultado do ensaio, diz respeito ao número de repetições de ciclos de carga em que a deformação de cisalhamento é iniciada, a volume constante, ou seja, o ponto onde a deformação permanente acumulada na mistura passa a aumentar rapidamente, indicando o colapso da mesma. Ainda, é importante ressaltar que o FN está relacionado com a deformação permanente uma vez que, quanto maior o número de ciclos e menor a deformação acumulada, menor é a propensão do pavimento ao ATR.

Este ensaio é normatizado no Brasil, pela Norma ABNT NBR 16505:2016. Para este ensaio foram moldados três corpos de prova por mistura, com as dimensões de 160 mm de altura, 100 mm de diâmetro e volume de vazios de $7\pm 0,5\%$. Para realização do ensaio os CPs foram retificados de maneira a apresentarem superfície uniforme e exibirem $150\pm 0,2$ mm de altura.

As amostras a serem ensaiadas foram condicionadas por doze horas, na prensa UTM - 25, na temperatura de 60°C . O ensaio consiste na aplicação de pulsos de carga cíclica, semi-senoidal, de 204 KPa na direção axial de amostras cilíndricas, com tempo de carregamento de 0,1 s e repouso de 0,9 s, com frequência de 1 Hz. Para execução do ensaio, o corpo de prova é colocado na prensa e dois LVDTs, ligados a um microcomputador, são posicionados na parte superior para medida dos deslocamentos verticais gerados pelo carregamento axial cíclico de compressão.

O ensaio finaliza quando um dos casos ocorre: O *Flow Number* é atingido, ou seja, quando o número de ciclos em que a deformação de cisalhamento inicia sob volume constante. Este é o ponto em que a deformação permanente acumulada no corpo de prova aumenta rapidamente; ou quando o corpo e prova atinge 5% de deformação; ou ainda quando o número de ciclos atingir 10000. Na Figura 23 é

apresentado o corpo de prova pronto para o ensaio comparado ao corpo de prova rompido.

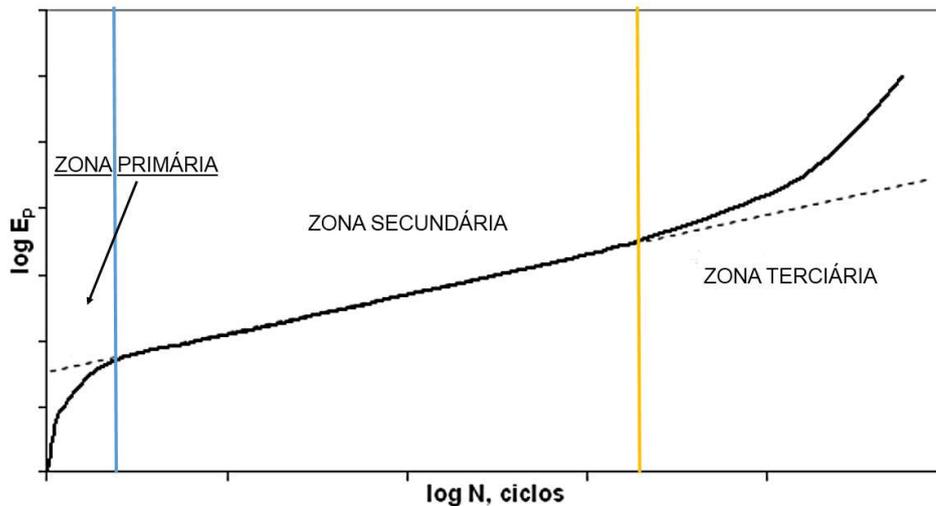
Figura 23 -FN pronto para ensaio e FN rompido.



Fonte: (Autora)

O resultado do ensaio é visualizado através de uma curva em um gráfico de deformação permanente versus ciclos. Nesta curva a deformação permanente acumulada pode ser dividida em três regiões distintas, conforme *Figura 24*. A zona primária é o período inicial do ensaio, onde acontece a consolidação da amostra e a queda da taxa de deformação plástica, nesta fase há grande variação do volume do corpo de prova devido a densificação da amostra, ou seja, acomodação dos agregados e consequente diminuição do VV. Ao adentrar a zona secundária a taxa de deformação é quase constante, com pequena variação no volume da amostra, dessa forma é uma região de resistência a deformação. Já a zona terciária, é referente ao período de elevação da taxa de deformação plástica, que se caracteriza pela ocorrência de cisalhamento a volume constante do material devido à perda de estabilidade da mistura.

Figura 24 - Curva de deformação permanente acumulada para o ensaio uniaxial de cargas repetidas



Fonte: (Adaptado de Nascimento, 2008).

O *Flow Number* é identificado na passagem da região secundária para a terciária, onde a amostra não apresenta tanta resistência ao carregamento e então a deformação ocorre a volume constante e a taxa de deformação volta a crescer.

A curva de deformação plástica vertical uniaxial de cada amostra ajustou-se ao modelo de Francken, que consiste de uma combinação dos modelos de potência e exponencial. Tal modelo propõe critérios de FN para misturas utilizadas em cruzamentos viários que são submetidos a baixas velocidades e, conseqüentemente, mais suscetíveis à deformação permanente. A equação 9 apresenta o modelo, onde N é o número de ciclos e as constantes A, B, C e D são determinadas para cada amostra ensaiada. O resultado destas constantes é obtido por meio de uma otimização numérica por intermédio dos mínimos quadrados.

$$\varepsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (9)$$

Para que uma determinada mistura asfáltica não apresente deformação permanente no campo, espera-se que os valores limites definidos (critérios de FN) para alguns volumes de tráfego sejam respeitados. Na Tabela 15 constam os critérios de FN para diferentes níveis de tráfego, estabelecidas por diversos autores. Nascimento (2008) estipulou valores limites para tráfego médio e pesado, através da pesquisa com diferentes TMN de agregado e CAP 20 REVAP. O autor recomendou

critérios de FN concomitantemente com critérios de CDI e TDI de misturas asfálticas densas utilizadas como camada de revestimento em rodovias brasileiras. Bastos (2017) formulou quatro critérios de FN em função das solicitações de tráfego utilizando dados de pistas experimentais brasileiras. Já Faccin (2018) obteve parâmetros para FN através da avaliação do desempenho em campo para a deformação permanente de quinze trechos monitorados do estado do RS.

Tabela 15 - Critérios de FN para diferentes níveis de tráfego para os autores

Pesquisas / Níveis de Tráfego (número N)	VV (%)	Temp. (°C)	Tensão (kPa)	Leve	Médio	Pesado	Extremamente pesado
				3×10^6	$[3 \times 10^6;$ $1 \times 10^7]$	$[1 \times 10^7;$ $3 \times 10^7]$	$> 3 \times 10^7$
Nascimento (2008)	6,5 a 7,5	60,0	204	-	300	750	-
Bastos et al. (2017)	5,5 a 7,5	60,0	204	<100	100	300	>1000
Faccin (2018)	6,4 a 7,5	60,0	204	-	300	600	>2000

Fonte: (Adaptado de Faccin, 2018)

4 RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados de todos os ensaios explanados na metodologia são apresentados e discutidos, com a finalidade de comparar as propriedades de rigidez e dano das misturas desta pesquisa com as misturas da dissertação de Possebon (2018), pois tem as mesmas características de composição e metodologias de ensaio, variando apenas o tipo de ligante asfáltico. Também serão feitas comparações com outros autores que utilizaram ligantes modificados, que é o foco principal desta pesquisa.

4.1 DOSAGEM

A dosagem foi de suma importância para a realização deste trabalho pois com ela é possível saber o teor de ligante de projeto de cada mistura, uma vez que a única variável para comparação da pesquisa é o tipo de ligante.

Para cada mistura foram testados quatro teores de ligante: 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5% com o intuito de descobrir qual o teor de projeto que satisfaça a condição de 4% de VV. Portanto, cada um desses teores teve uma amostra submetida ao ensaio Rice, para determinar a densidade máxima medida (Gmm). Os resultados estão na Tabela 16. Após tentativas falhas, percebeu-se que o teor que iria satisfazer a condição de VV requerida para a mistura modificada por pó de pneus estava acima de 5%, em vista disso para a dosagem correta não foram moldados CPs para satisfazer esse teor, por isso não aparece na tabela.

Tabela 16- Resultados de Gmm e VV para cada teor analisado

Mistura	Teor de ligante %	Gmm (g/cm ³)	VV(%)
AMP 60/85- E	5,00	2,383	4,90
	5,50	2,366	4,46
	6,00	2,355	3,78
	6,50	2,346	2,29
AMB 08	5,50	2,372	4,20
	6,00	2,361	3,16
	6,50	2,346	1,71

Fonte: (Autora).

Ademais, também foram considerados os limites dos valores da Relação Betume Vazios (RBV) e Vazios do Agregado Mineral (VAM), conforme apresentado no tópico 3.3.1 da Metodologia. Nota-se que para todas as misturas o valor de RBV ficou próximo de 77, acima do limite superior do RBV, 75. Todavia, este valor é aceito por ser muito próximo ao limite do *Superpave* e pela mistura ser exequível em campo. As misturas de Possebon (2018) também tiveram valores de RBV em torno de 77. A semelhança tem sentido, uma vez que a composição granulométrica é a mesma e os teores de projeto de ligante asfáltico foram parecidos. Ainda, observa-se que os valores de VAM são maiores que o limite inferior de 13% em todas as misturas.

Os resultados de teor de ligante que satisfazem a condição de 4% de VV, bem como os valores calculados de teor de ligante absorvido e efetivo, VAM, Relação Betume Vazios (RBV), Massa específica aparente (MEA) e FAD para estes teores estão representados na Tabela 17, juntamente com os resultados obtidos por Possebon (2018).

Tabela 17- Resultado do teor de ligante de projeto, VAM, RBV, MEA e FAD

Mistura	Teor de ligante de projeto (%)	Teor de ligante absorvido (%)	Teor de ligante efetivo (%)	VAM (%)	RBV (%)	MEA (g/cm ³)	FAD (%)
AMP 60/85	5,88	0,41	5,86	18,1	77,9	2,263	36,4
AMB 08	5,60	0,41	5,58	17,5	77,2	2,277	36,3
30/45 REGAP*	5,47	0,41	5,45	17,6	77,2	2,276	36,2
50/70 LUBNOR*	5,42	0,41	5,40	17,8	77,6	2,286	36,1
50/70 REFAP*	5,72	0,41	5,70	17,6	77,3	2,274	36,3
50/70 REGAP*	5,55	0,41	5,53	17,6	77,3	2,273	36,2
50/70 REPAR*	5,85	0,41	5,83	17,8	77,7	2,275	36,4
50/70 REVAP*	5,66	0,41	5,64	17,7	77,4	2,271	36,3

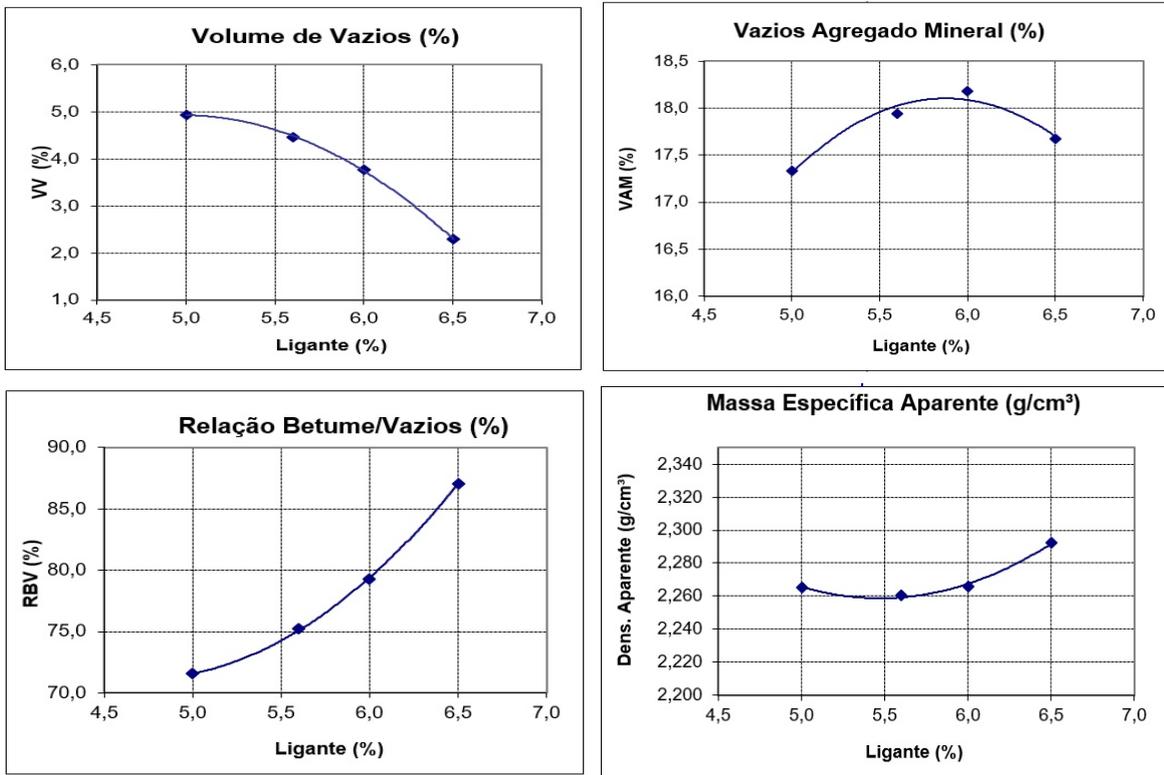
*misturas de Possebon (2018).

Fonte: (Autora).

Nas Figura 25 e Figura 26 encontram-se os parâmetros volumétricos apresentados na forma de gráficos. É possível visualizar a superposição das curvas de VV das misturas da pesquisa pelo teor de ligante, ressaltando o valor fixado de VV de 4% no eixo das ordenadas na Figura 27.

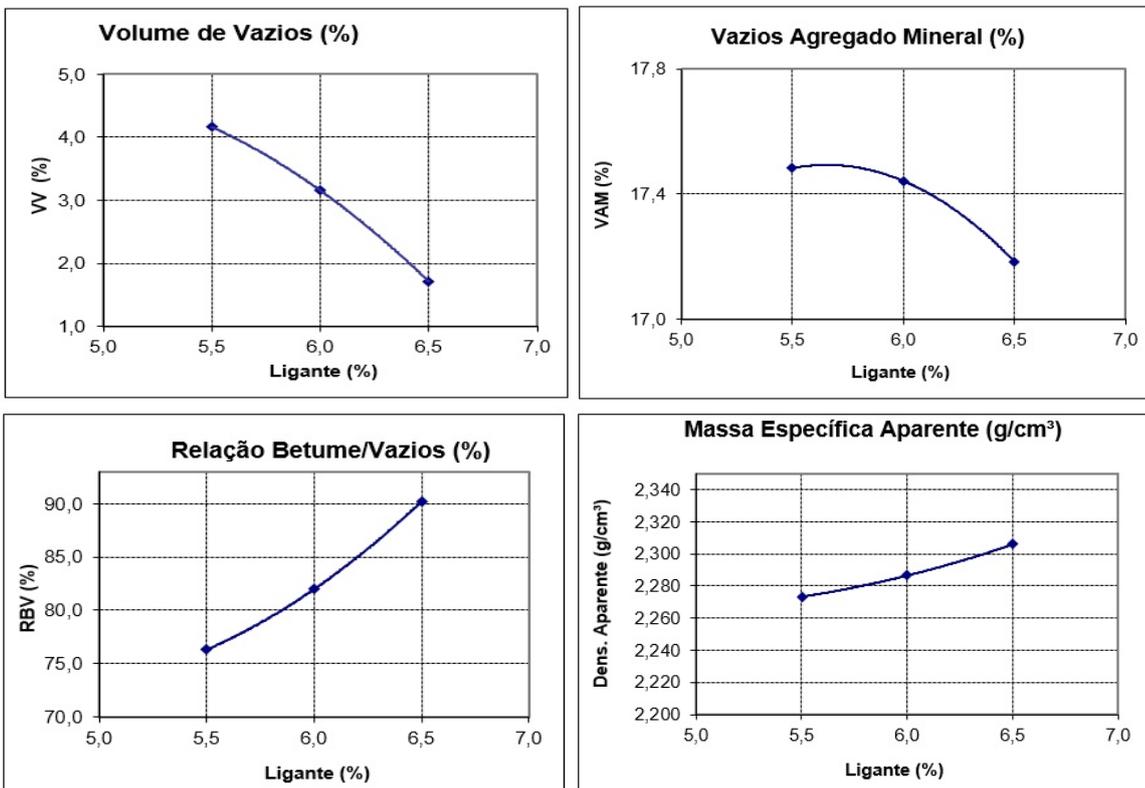
Os teores de projeto ficaram com valores próximos, o que já era esperado pois a composição granulométrica dos agregados seguiu exatamente o mesmo escopo, variando apenas o tipo de modificador do ligante asfáltico.

Figura 25 - Parâmetros volumétricos mistura com ligante AMP 60-85.



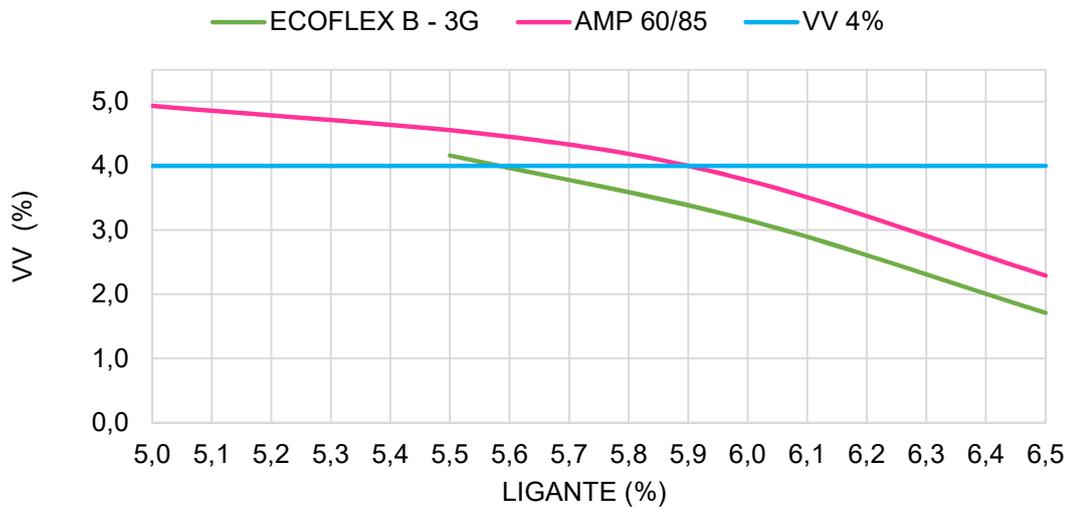
Fonte: (Autora).

Figura 26 - Parâmetros volumétricos mistura com ligante AMB 08.



Fonte: (Autora).

Figura 27 - Volume de Vazios versus teor de ligante das misturas dosadas.



Fonte: (Autora).

4.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os resultados do ensaio de MR para cada mistura estudada estão apresentadas na *Tabela 18*, assim como o número da amostra, o volume de vazios, a posição do ensaio, o coeficiente de variação e desvio padrão e o MR médio.

Tabela 18 - Resultados de MR de cada amostra, média por amostra, desvio padrão, coeficiente de variação e resultado de MR médio por mistura.

MISTURA	AMOSTRA	VV (%)	0°			90°			MR MÉDIO (MPa)
			MR	SD	CV%	MR	SD	CV%	
AMP 60/85	CP5	3,42	9197	554,82	6,03	9555	434,31	4,55	7014
	CP8	3,84	5149	439,37	8,53	6702	413,94	6,18	
	CP17	3,82	6195	565,45	9,13	5284	383,97	7,27	
	MÉDIA	3,82	6847	519,88	7,90	7180,33	410,74	6,00	
ECOFLEX B-3G	CP12	4,04	10307	786,4	7,63	7070	346,4	4,9	8443
	CP18	3,94	9343	286,17	3,06	7923	524,3	6,62	
	CP19	4,06	6443	422,41	6,56	9572	400,23	4,18	
	MÉDIA	4,04	8697,67	498,33	5,75	8188,33	423,64	5,23	

Fonte: (Autora).

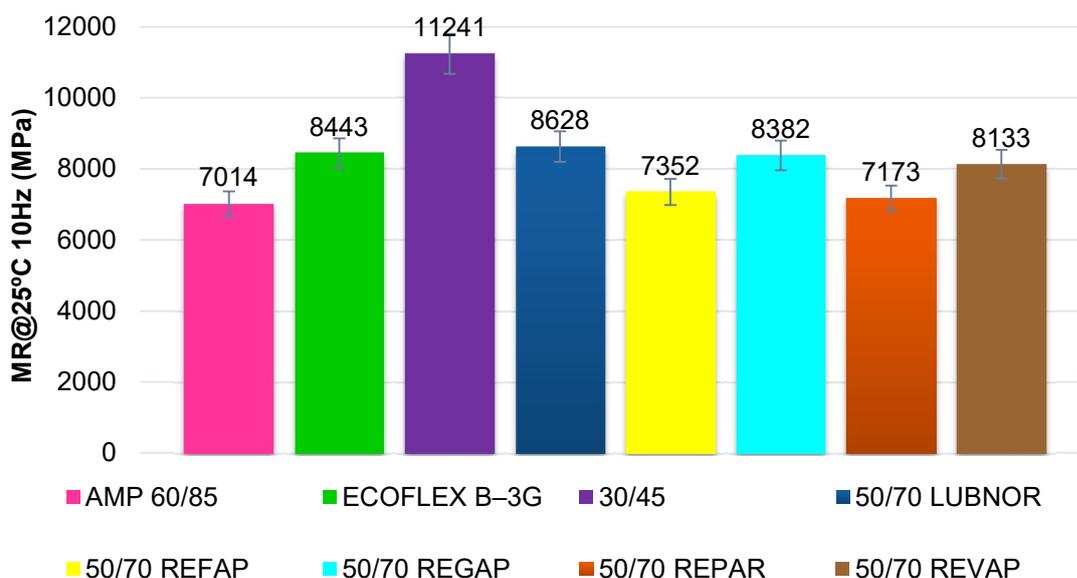
Valores típicos de MR para misturas asfálticas a 25°C geralmente estão entre 2000MPa e 8000MPa, afirma Bernucci et al. (2010). A mistura com ligante ECOFLEX B-3G possui MR médio com um valor um pouco mais elevado que a mistura com adição de polímero, fato que pode ser explicado devido ao ligante ser mais rígido, ou seja, menor penetração.

Possebon (2018) encontrou para suas misturas valores de MR próximos aos dessa pesquisa, como é verificado na *Figura 28*. Boeira (2018), Almeida Júnior (2016) e Faccin (2018) também utilizaram ligantes modificados, AMP 60/85, dosados pela metodologia *Superpave* em sua pesquisa e obtiveram resultados de MR, para a temperatura de 25°C a 10Hz, acima de 8000 MPa. De acordo com os autores citados, os ligantes modificados por polímero apresentam melhores resultados de MR do que os ligantes convencionais de suas pesquisas.

Todavia, Faccin (2018) relata que as misturas tipo asfalto borracha são as que apresentam menores valores de MR, assim como na pesquisa de Mensch (2017). Fato que destoa do resultado desta pesquisa para ligante modificado por pó de pneus, cujo resultado de MR ficou acima de 8000 MPa. Tal diferença acontece porque o teor de borracha em cada ligante é diferente, assim como a origem dos agregados. Para a pesquisa em questão, foram usados os mesmos agregados que Possebon (2018), que obteve resultados de MR parecidos, mesmo com ligante convencional. Outro critério que pode ter auxiliado na maior rigidez pode ser a adição de cal.

Salienta-se ainda que melhor comportamento resiliente não significa melhor comportamento em relação ao dano. Para tal, serão analisados resultados de ensaios de *Flow Number* e Fadiga tração-compressão uniaxial.

Figura 28 - Resultados de MR: colunas em rosa e verde, desta pesquisa. Demais colunas referentes a Possebon (2018)



Fonte: (Autora).

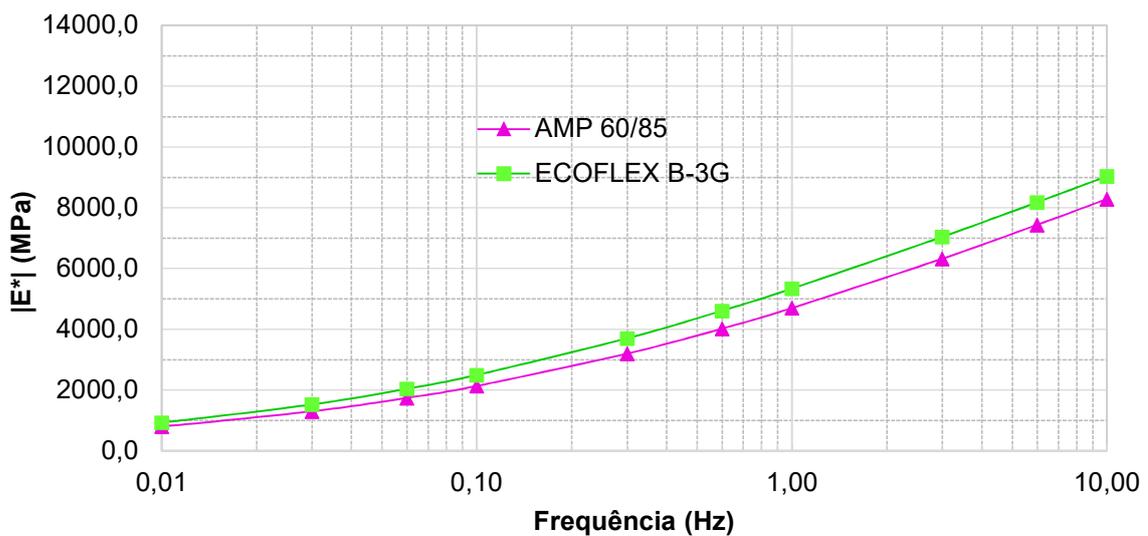
4.3 MÓDULO COMPLEXO

A apresentação e análise dos resultados obtidos no ensaio de Módulo Complexo segue o protocolo de Di Benedetto & Corté (2005). Os valores experimentais de módulo dinâmico e ângulo de fase de cada corpo de prova ensaiado por mistura são apresentados no Apêndice A. Serão apresentadas primeiramente, as isotermas, seguidas das isócronas, espaços Cole Cole, Diagramas de Black, curvas mestras de Módulo Dinâmico ($|E^*|$) e Ângulo de Fase (ϕ), e por fim as inferências à fadiga e deformação permanente. Os gráficos de cada mistura foram gerados a partir da média de resultados de três corpos de prova.

A seguir serão apresentadas as isócronas e isotermas escolhidas apenas como exemplo da metodologia 2S2P1D, cujos resultados completos serão analisados e discutidos posteriormente nos gráficos de curvas mestras, que demonstram com maior objetividade o comportamento das misturas.

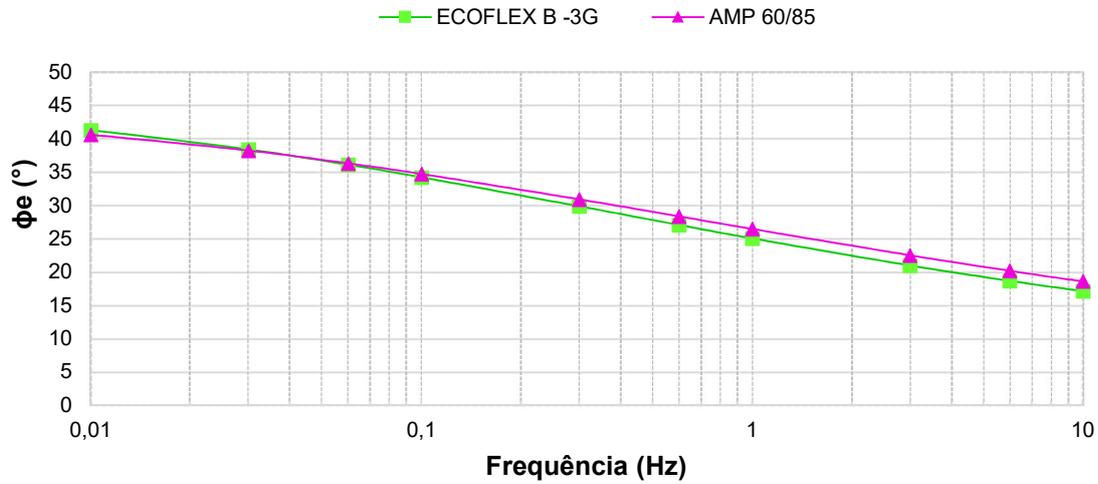
Nas Figuras 29 e 30, estão apresentadas as Isotermas de $|E^*|$ a 21°C e as Isotermas de ϕ nessa mesma temperatura. Esta, foi escolhida pelo motivo de ser a intermediária entre as estudadas e também por ficar mais próxima de 25°C, que é a temperatura padrão dos ensaios brasileiros.

Figura 29- Isoterma de módulo dinâmico a 21°C.



Fonte: (Autora).

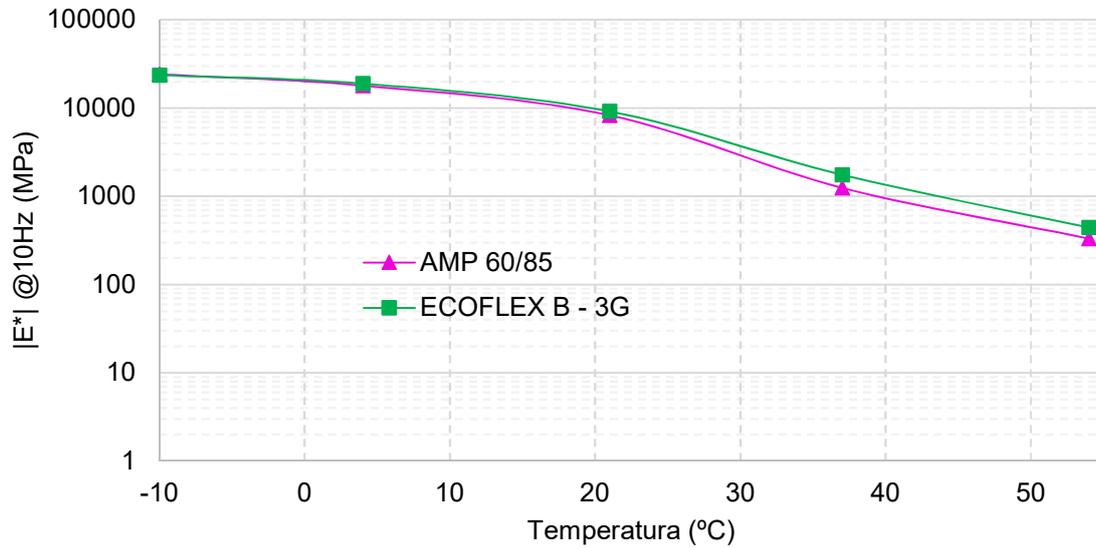
Figura 30 - Isoterma de ângulo de fase a 21°C.



Fonte: (Autora).

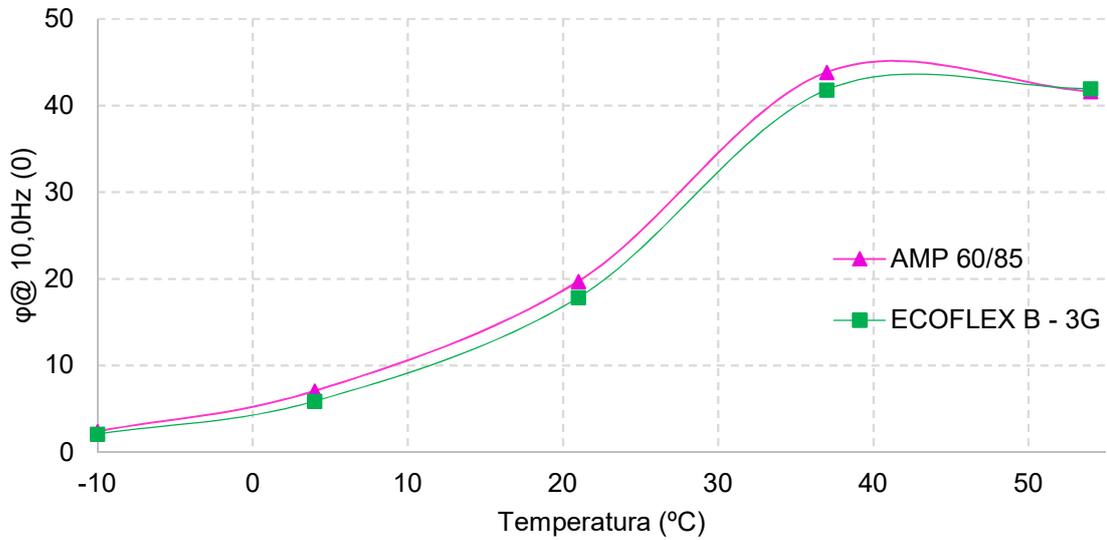
Nas figuras 31 e 32 estão apresentadas as Isócronas de Módulo Dinâmico e de Ângulo de Fase para a frequência de 10Hz, escolhida em função de ser a mesma frequência do ensaio de MR utilizado no Brasil.

Figura 31 - Isócronas de módulo dinâmico a 10Hz.



Fonte: (Autora).

Figura 32 - Isócronas de ângulo de fase a 10 Hz.



Fonte: (Autora).

Apesar das isotermas e isócronas servirem em um primeiro momento apenas como demonstração da etapa de metodologia 2S2P1D, é possível perceber, na figura 31, que a mistura com ligante asfáltico ECOFLEX B-3G possui maiores dados nos valores de módulo dinâmico à medida que aumenta a temperatura, fato que pode ser devido ao menor teor de ligante.

Os valores das médias dos dados experimentais obtidos foram processados no modelo reológico 2S2P1D. Os sete parâmetros de calibração e as constantes C1 e C2, de WLF (William, Landel e Ferry) utilizados no modelo são apresentados na Tabela 19. Na mesma tabela, a título de comparação, foram colocados os valores obtidos por Possebon (2018). Com isso foi possível a construção do espaço Cole Cole, Diagrama de Black e das curvas mestras de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase das misturas.

Tabela 19 - Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 de cada mistura.

Mistura	E*							WLF	
	E ₀₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	k	h	δ	t _E (s)	β	C1	C2 (°C)
AMP 60/85	21	27396	0,207	0,546	2,167	0,037	10000	22,705	156,690
ECOFLEX B -3G	30	26000	0,218	0,575	2,243	0,076	10000	23,020	166,911
CAP 30/45 REGAP*	45	27100	0,185	0,560	1,80	0,228	2000	30,495	203,598
CAP 50/70 LUBNOR*	47	25500	0,260	0,600	2,50	0,102	2000	19,910	149,005
CAP 50/70 REFAP*	55	26500	0,250	0,550	3,20	0,276	2000	21,066	148,793
CAP 50/70 REGAP*	40	26100	0,195	0,550	1,70	0,066	2000	30,855	203,526
CAP 50/70 REPAR*	55	23000	0,190	0,480	1,40	0,030	200	26,190	177,290
CAP 50/70 REVAP*	55	26000	0,185	0,540	1,75	0,040	20000	21,270	173,530

*Misturas de Possebon (2018)

Fonte: (Autora).

Yusoff *et al.*, 2011, comenta que a determinação de fatores de desvio ou deslocamento (*shift factors*) são associados com a mudança de temperatura dos parâmetros reológicos. Tal fato permite que as propriedades reológicas das misturas asfálticas sejam normalmente apresentadas em curvas mestras de módulo complexo e ângulos de fase. Ademais, a dependência da temperatura no comportamento viscoelástico das misturas é indicada pelo fator de deslocamento e expressa por $a(T)$, em escala logarítmica.

De acordo com os valores obtidos para os parâmetros e com auxílio da literatura, foi possível observar correlações entre os parâmetros e os constituintes das misturas asfálticas, como mostrado na Tabela 20. Em suma, os parâmetros E_{00} e E_0 estão relacionados ao esqueleto pétreo, enquanto os parâmetros k , h , δ , t_E e β estão relacionados com o tipo de ligante asfáltico.

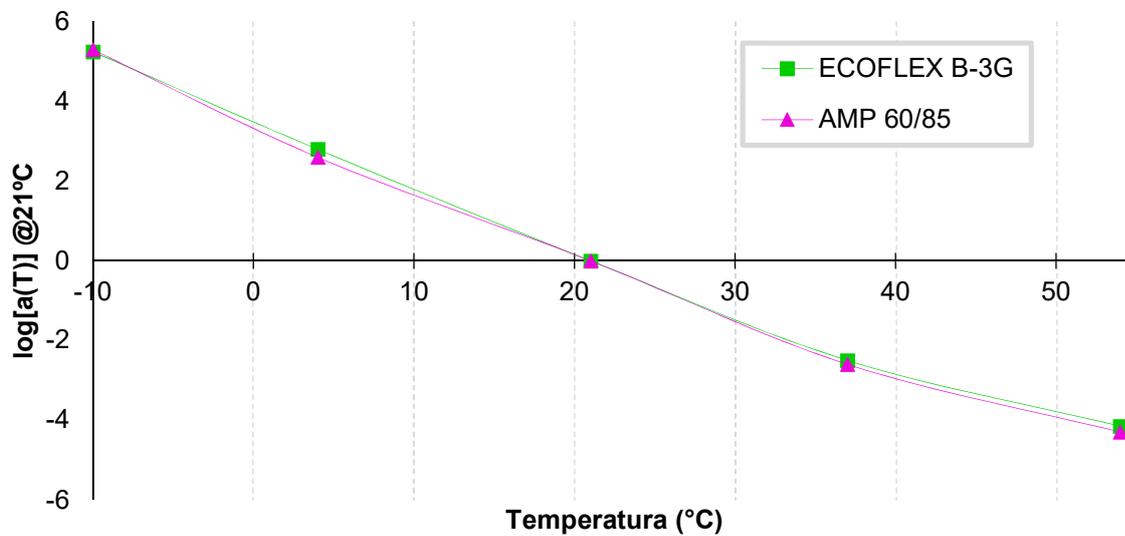
Tabela 20 - Correlação dos parâmetros do modelo 2S2P1D com propriedades dos materiais.

Parâmetro	Correlação	Fonte/Materiais analisados
E_{00}	Representa o intertravamento entre agregados (esqueleto mineral e Vv) - Contribuição do ligante para rigidez não é desprezível	Yusoff et al. (2012);
E_0	Aumenta com aumento do conteúdo de filler mineral. Também está associado ao intertravamento entre agregados - Contribuição do ligante para rigidez é desprezível	Yusoff et al. (2012); Di Benedetto et al. (2004)
k	Aumenta com aumento da penetração do ligante Diminui com aumento do ponto de amolecimento do ligante	Mangiafico et al. (2016)
h	Aumenta com aumento da penetração do ligante Diminui com aumento do ponto de amolecimento do ligante	Mangiafico et al. (2016)
δ	Aumenta com envelhecimento do ligante	Yusoff et al. (2012)
t_E	Diminui com aumento da penetração do ligante Diminui com aumento do ponto de amolecimento do ligante	Mangiafico et al. (2016)
β	Aumenta com aumento da viscosidade do ligante Aumenta com envelhecimento do ligante	Yusoff et al. (2012)

Fonte: (Autora).

Na Figura 33 consta o comparativo das curvas $\log [a(T)]$ para duas misturas estudadas. A inclinação das curvas permite inferir a respeito da suscetibilidade térmica das misturas, ou seja, quanto menos inclinada a curva, a mistura tende a ter maior estabilidade e melhor é seu comportamento quanto à suscetibilidade térmica. Nesse sentido, nota-se que as duas misturas têm uma inclinação muito próxima, porém a mistura com ligante modificado por pó de pneus é um pouco mais suscetível a temperatura, pois apresenta, por menor que seja, uma maior inclinação no sentido vertical.

Figura 33 - Comparação das linhas de tendência lineares das curvas $\log [a(T)]$ para as misturas a 21°C

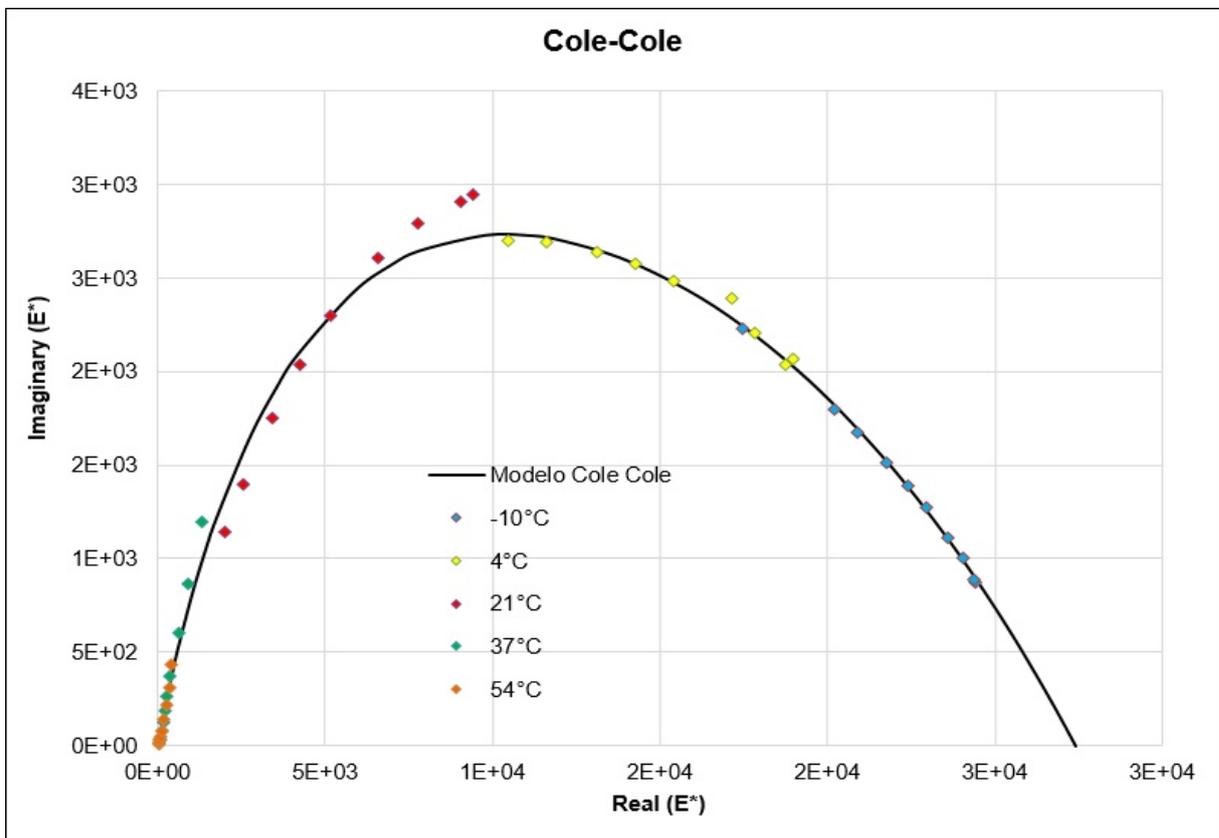
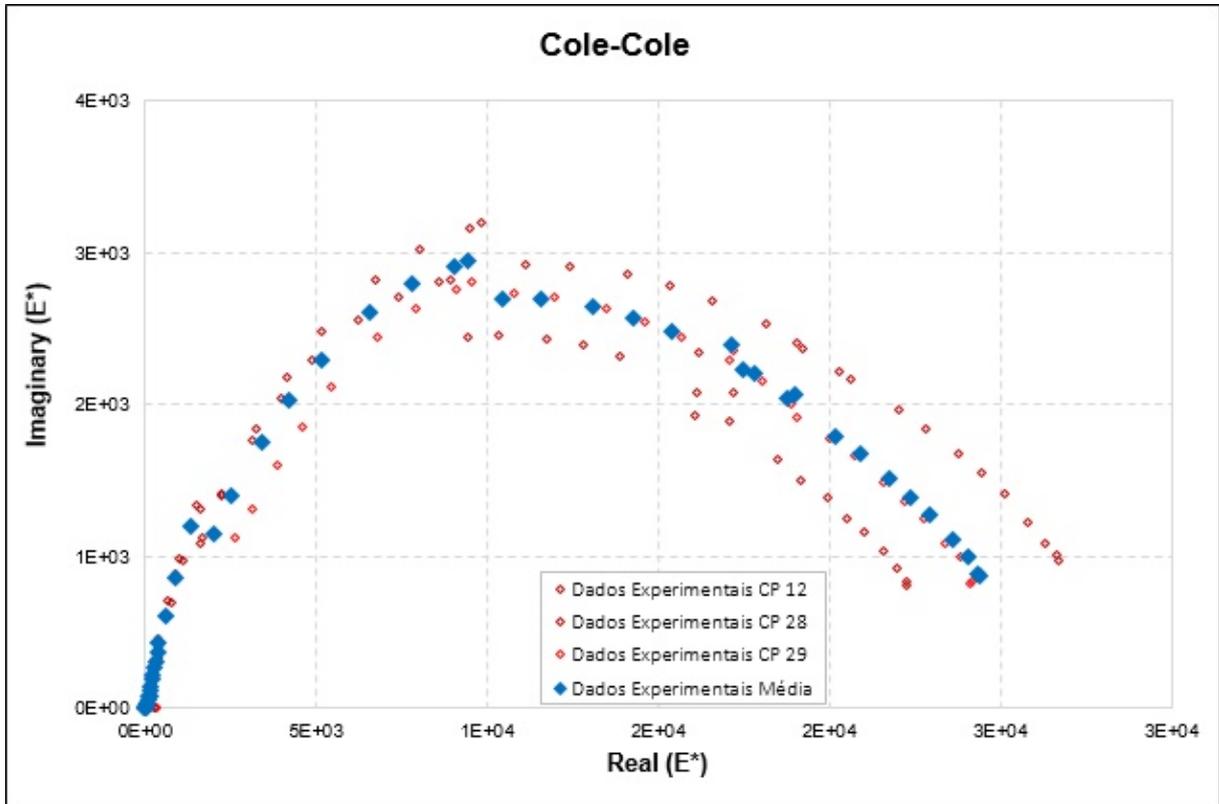


Fonte: (Autora).

O espaço Cole Cole mostra a parte real (E1) no eixo das abscissas e a parte imaginária (E2) no eixo das ordenadas e é semelhante a um arco de círculo. Na parte real pode-se verificar a parte recuperável da energia armazenada, e com a parte imaginária o comportamento viscoso do material por razão da dissipação de energia. Já o Diagrama de Black permite verificar a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase em diferentes temperaturas.

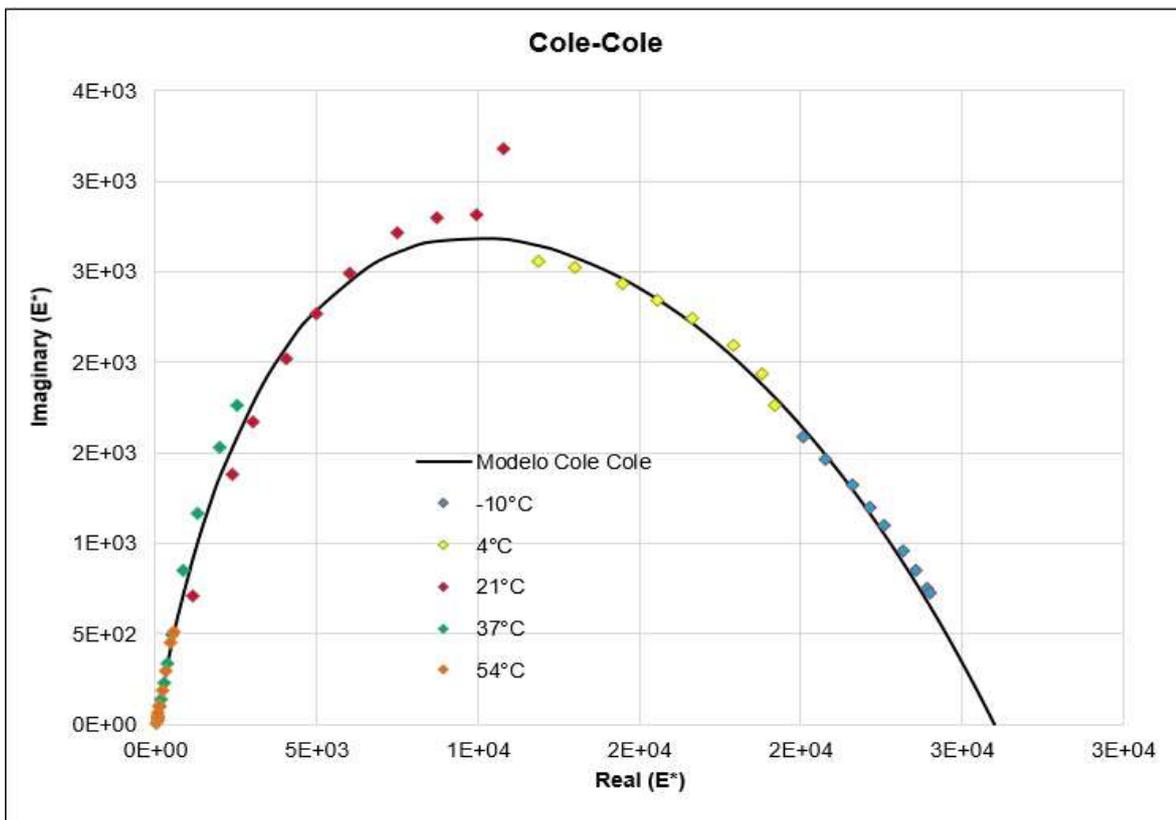
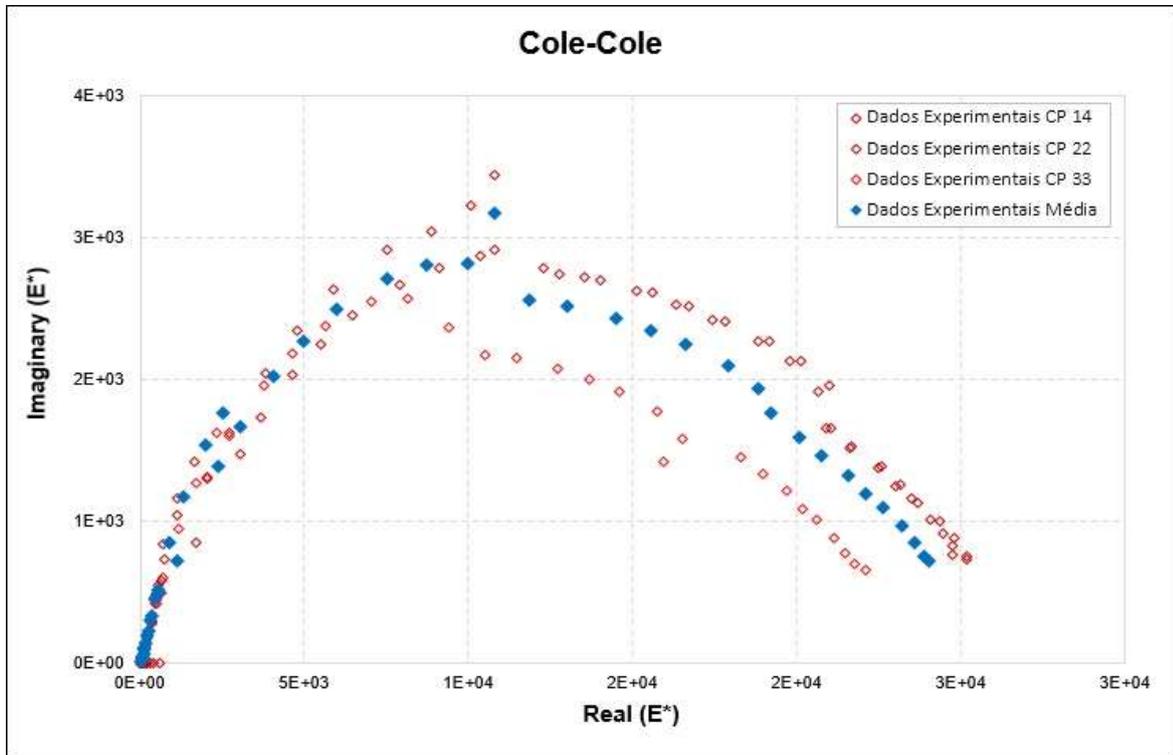
O espaço Cole Cole e o Diagrama de Black para as misturas estão apresentados nas figuras 34 e 35, a fim de mostrar os dados obtidos experimentalmente (amostras 1, 2, 3 e média) com a modelagem 2S2P1D, para cada mistura estudada. Observa-se ainda, que nas altas temperaturas, 37 e 54°C, o modelo não se ajusta completamente aos dados experimentais pois os LVDTs são muito sensíveis, e os pinos que os seguram se movimentam, devido ao aquecimento da amostra, gerando uma variação dos valores.

Figura 34 - Espaço Cole Cole das amostras ensaiadas (1,2,3, média) e modelagem 2S2P1D com média dos dados experimentais, respectivamente, para a mistura AMP 60/85.



Fonte: (Autora).

Figura 35 - Espaço Black das amostras ensaiadas (1,2,3, média) e modelagem 2S2P1D com média dos dados experimentais, respectivamente, para a mistura ECOFLEX B-3G.



Fonte: (Autora).

Pode-se verificar na *Figura 35* que até 37°C ocorre um aumento do ângulo de fase. Para temperatura acima (54°C), o valor do ângulo de fase diminui. Outra análise que pode ser realizada, que com o aumento da temperatura o $|E^*|$ diminui, acarretando uma diminuição da rigidez.

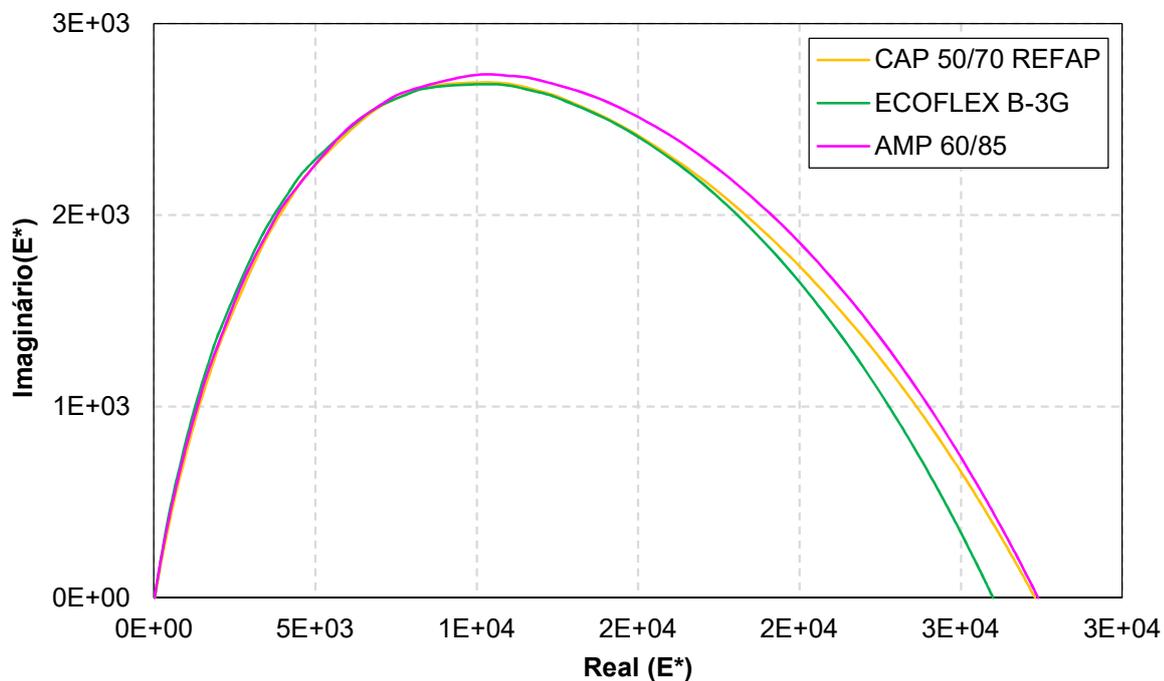
A modelagem 2S2P1D de cada mistura foi realizada a partir da análise da média dos dados obtidos pelo ensaio de cada corpo de prova. Foi feito o ajuste dos parâmetros da *Tabela 19* para cada mistura para obter a curva da modelagem.

Para as análises desse ensaio, as comparações quanto as misturas estudadas por Possebon (2018) serão feitas, porém serão plotados nas imagens apenas a mistura com CAP 50/70 da REFAP. Optou-se por essa forma para melhor visualizar os diagramas gerados na modelagem 2S2P1D e a escolha pelo CAP da REFAP se deu devido a ele também ser do Rio Grande do Sul.

Os resultados da modelagem 2S2P1D das misturas está representado na *Figura 36*. Percebe-se que a mistura modificada por polímero teve os maiores valores de E2, o que indica que ela tem comportamento viscosos maior em comparação as outras. Com o mesmo critério, a mistura com ligante modificado por pó de pneus apresenta o menor comportamento viscoso dentre as três analisadas, devido a apresentar os menores valores de E2.

Quanto a parte real, nota-se que a mistura que apresenta o maior comportamento elástico é a com polímero e a com menor comportamento elástico é a da ligante borracha.

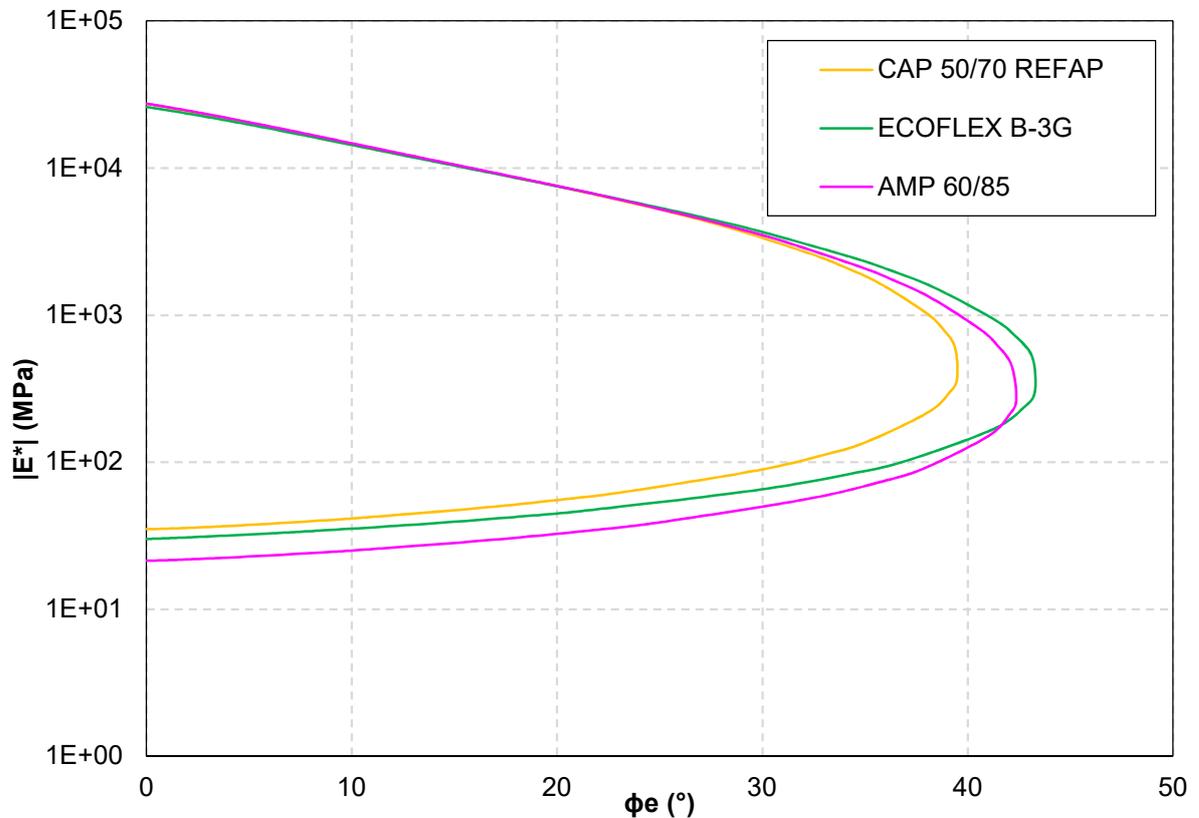
Figura 36 - Diagrama Cole-cole obtido pelo 2S2P1D das misturas estudadas.



Fonte: (Autora).

Ao avaliar o Diagrama de Black, Figura 37, é possível constatar que a mistura REFAP possui o menor valor de ângulo de fase, o que permite inferir que a mistura possivelmente possui um maior comportamento elástico quando comparada às demais. Por outro lado, a mistura modificada por borracha apresenta o maior valor de ângulo de fase, ou seja, apresentam uma parcela viscosa mais importante quando comparada à parcela elástica, o que representa uma maior dissipação de energia ou maior perda por atrito interno. Com isso, seria possível inferir que esta mistura apresentaria, em campo, maiores deformações plásticas quando comparada às outras duas.

Figura 37- Diagrama de Black para todas as misturas obtido pelo 2S2P1D.



Fonte: (Autora).

Com base nos dados obtidos dos ensaios de módulo dinâmico e ângulo de fase, foram concebidas curvas mestras empregando-se princípio da superposição tempo-temperatura (TTSP - *Time-Temperature Superposition Principle*), sendo as curvas determinadas pelo modelo reológico 2S2P1D. Isso foi feito devido ao fato de que a construção de curvas mestras apresenta vantagem, pois estas possibilitam a previsão de valores de uma determinada propriedade reológica ao longo de uma gama de frequências e temperaturas mais ampla do que a utilizada experimentalmente. A temperatura de referência de ajuste do modelo foi de 21°C. As curvas mestras foram ajustadas pelo modelo reológico 2S2P1D e encontram-se nas figuras 38, 39 e 40, onde a Figura 39 apresenta um destaque da

Figura 38 para visualizar o $|E^*|$ nas baixas frequências.

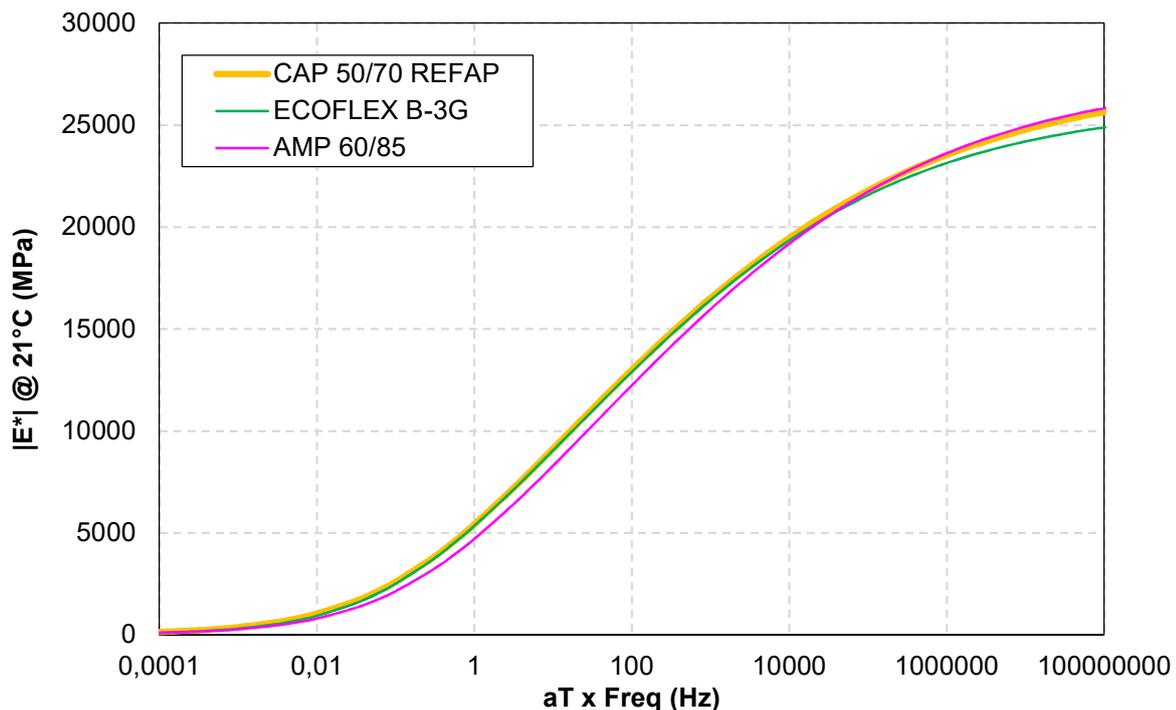
Nas três misturas asfálticas analisadas verifica-se que o módulo dinâmico cresce com o aumento da frequência, devido a menor exposição à carga quando aumentada a frequência, ou seja, não há tempo para ocorrerem as deformações viscoelásticas das misturas asfálticas. Em altas frequências, praticamente o material

sofre apenas deformações elásticas, fazendo com que os módulos atinjam seus maiores valores. Já nas baixas frequências o tempo de carregamento é maior e desta forma é possível mensurar as deformações viscoelásticas do material, que costumam se manifestar em sua totalidade, acarretando menores valores de módulo dinâmico.

Ademais, os dados nas altas frequências estão associados às baixas temperaturas, e nas baixas frequências às altas temperaturas. Às altas frequências estão associadas a avaliação do dano por trincamento térmico no revestimento asfáltico, este fato pode aumentar o enrijecimento e acelerar o processo de fadiga. As baixas frequências podem ser relacionadas à ocorrência de deformação permanente na mistura asfáltica, enquanto as frequências intermediárias, ao dano por fadiga

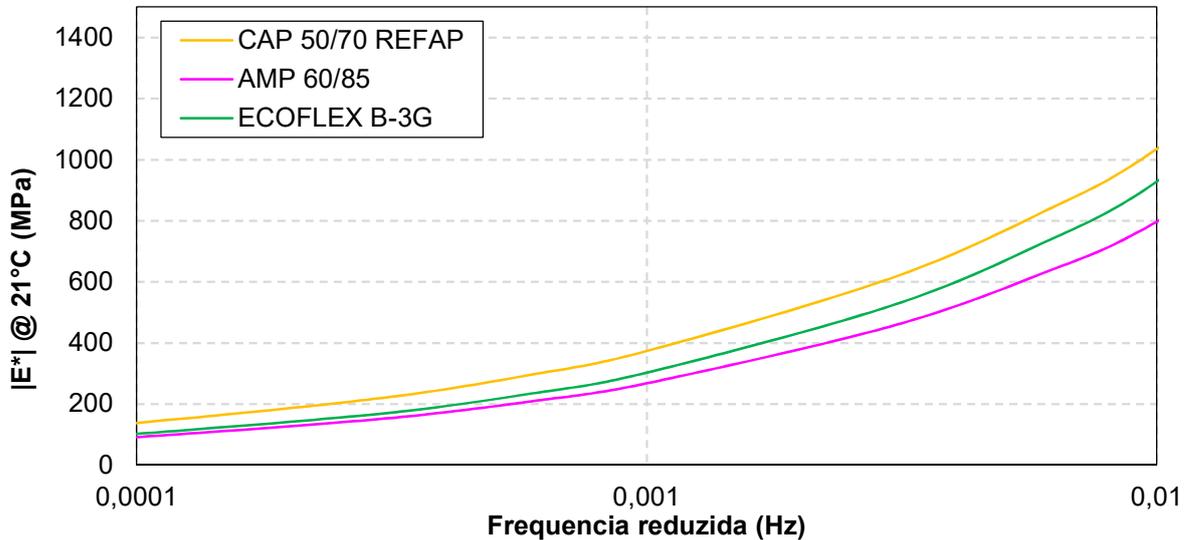
A mistura com CAP 50/70 da REFAP apresenta maiores valores de módulo nas baixas frequências, enquanto a mistura AMP 60/85 apresentou o menor valor nesta faixa de frequências. Comportamento que segue a mesma tendência nas frequências intermediárias e altas. Ainda, nota-se que a mistura ECOFLEX B-3G tem o menor $|E^*|$ nas altas frequências. Também, destaca-se que a mistura AMP 60-85 apresentou os menores valores de $|E^*|$ nas frequências intermediárias e apresenta um dos menores valores de MR encontrado.

Figura 38 - Curvas mestras de Módulo dinâmico para todas as misturas.



Fonte: (Autora).

Figura 39 - Curvas mestras de Módulo dinâmico para todas as misturas nas baixas frequências.



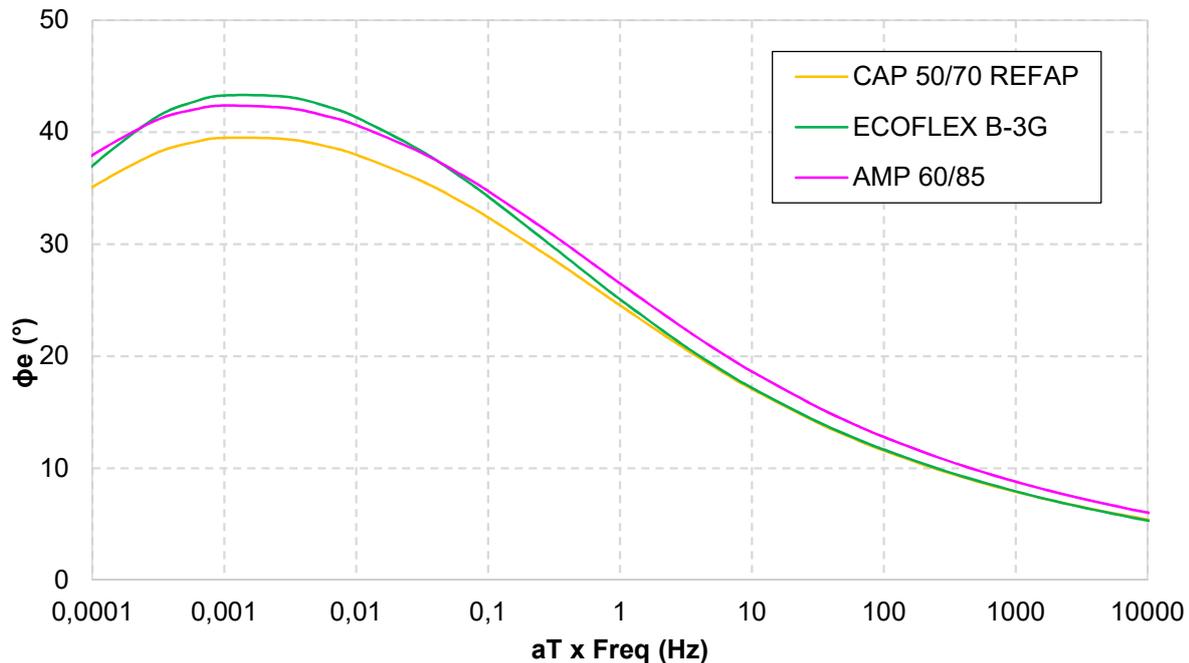
Fonte: (Autora).

O ângulo de fase é relacionado às propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos, sendo um parâmetro frequentemente utilizado para avaliar o efeito dos ligantes nas misturas.

Na análise das curvas mestras de ângulo de fase das misturas em análise, percebe-se que as misturas se desordenam conforme a frequência muda. Para as baixas frequências a mistura de CAP 50/70 apresenta o menor ângulo de fase. Enquanto que o maior ângulo de fase é observado com o ECOFLEX B-3G, o que indica que esta teve uma maior defasagem entre o carregamento e a deformação, mostrando que têm comportamento mais viscoso quando comparada as outras misturas. Para as altas frequências esta mesma mistura apresenta um valor baixo de ângulo de fase e nesse quesito a diferença entre as três misturas analisadas é muito pequena.

O pico de ângulo de fase da mistura ECOFLEX B-3G está em uma frequência menor do que os picos das outras duas misturas. Por mais que essa diferença seja mínima, esse fato indica que a mistura é mais elástica em temperaturas maiores, ou seja, tem melhor comportamento plástico, de acordo com o princípio da superposição de tempo e temperatura.

Figura 40-Curvas mestras de Ângulo de fase para todas as misturas

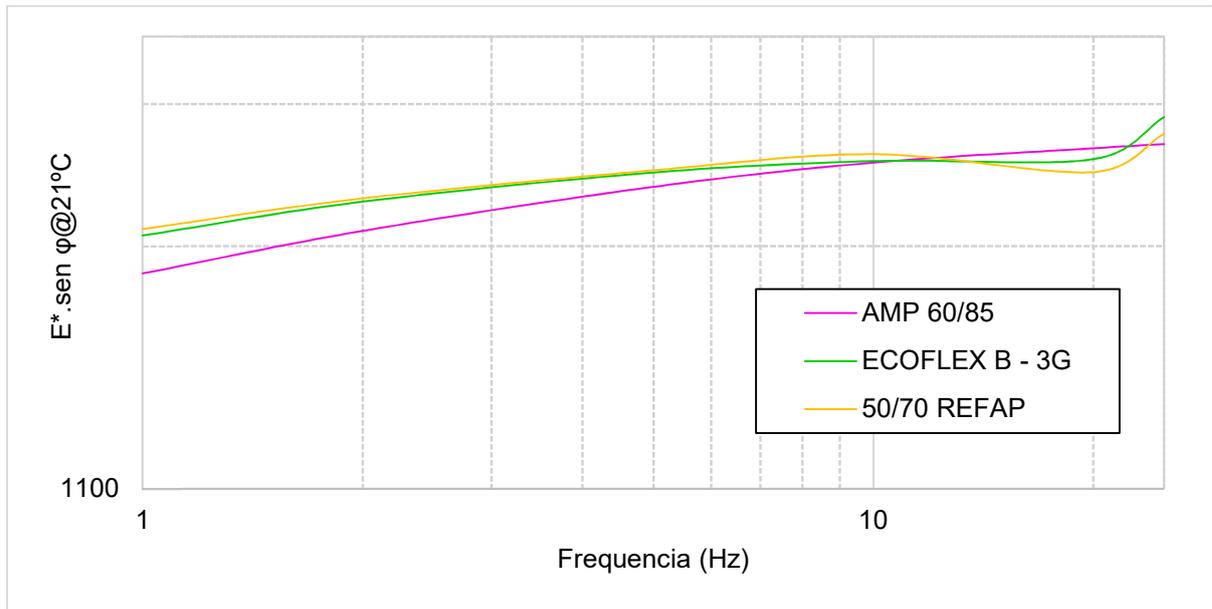


Fonte: (Autora).

Outras análises possíveis com os dados do Módulo Complexo, são em relação a inferência empírica de resistência à fadiga e à deformação permanente, através das relações $E^* \cdot \text{sen}\phi$ e $E^*/\text{sen}\phi$, respectivamente. O objetivo destas análises no trabalho é fazer uma correlação dessas propriedades e confrontar com os resultados de danos nas misturas, apresentados posteriormente. Ainda, é importante frisar que essas correlações fogem da conceituação teórica da literatura, pois abrangem dois domínios de trabalho diferentes, o da viscoelasticidade linear e do dano.

A verificação à fadiga das misturas é realizada nas altas frequências, entre 1 a 25 Hz. Na Figura 41, para a temperatura de 21°C, é plotada a análise de fadiga das misturas. Quanto menor o valor $E^* \cdot \text{sen}\phi$ melhor seria o comportamento da mistura frente à fadiga. Dessa forma, na frequência de 1Hz, nota-se que a mistura AMP 60/85 possui o menor valor, indicando que esta é mais resistente ao dano por fadiga. Em contrapartida, a mistura da REFAP teria sensivelmente o pior comportamento dentre as três misturas. Todavia, essa técnica é apenas uma inferência, podendo, ou não, ser considerada coerente apenas com a avaliação dos resultados do ensaio de fadiga, apresentados adiante.

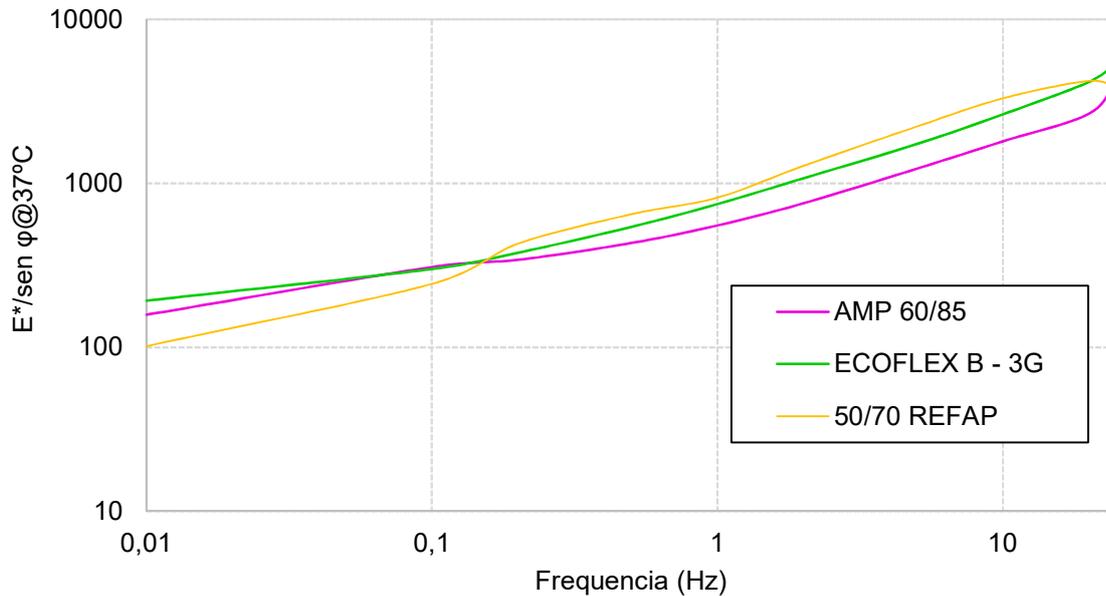
Figura 41-Inferência empírica ao dano por fadiga a 21°C



Fonte: (Autora).

A *Figura 42* mostra a inferência à deformação permanente para a temperatura de 37°C. Não foi feita essa análise em relação a temperatura de 54°C devido à dificuldade de leitura do ângulo de fase desta temperatura e pela dispersão dos dados obtidos. A análise para este tipo de dano é nas baixas frequências, de 0,01 a 1 Hz. Quanto maior o valor de $E^*/\sin\varphi$ melhor o comportamento à deformação permanente. Assim, nota-se, a partir da frequência de 0,1 Hz, que a mistura que obteve o melhor comportamento à deformação permanente foi a da REFAP, enquanto o pior comportamento observado na curva é da mistura AMP 60/85. Tal inferência será verificada com os resultados do ensaio de *Flow Number*, que avalia as misturas quanto a resistência ao afundamento em trilha de roda na camada de revestimento asfáltico.

Figura 42 - Inferência empírica à deformação permanente a 37°C.



Fonte: (Autora).

4.4 RESISTÊNCIA A TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A Tabela 21 apresenta os resultados deste ensaio para as duas misturas avaliadas, através da média entre os resultados dos CPs de cada mistura, bem como o desvio padrão e o coeficiente de variação. Nota-se que os resultados de RT de todas as misturas apresentam CV baixos.

Tabela 21 - Resultados do ensaio de RT e as médias de DP e CV de cada mistura

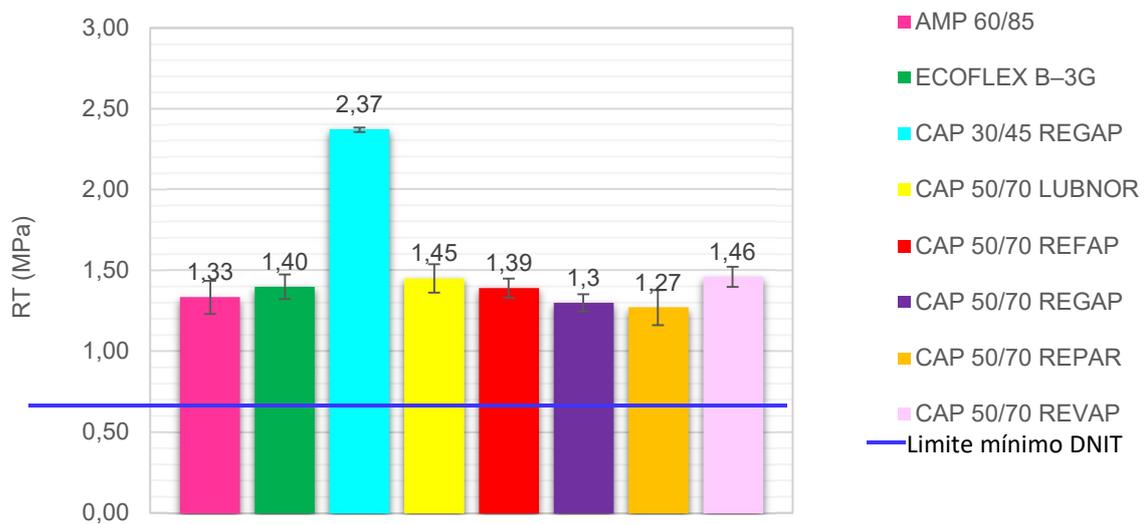
MISTURA	CP	RT (MPa)
AMP 60/85	5	1,27
	8	1,37
	17	1,18
	MÉDIA	1,27
	DP	0,10
	CV	7,69
ECOFLEX B-3G	12	1,40
	18	1,33
	19	1,48
	MÉDIA	1,40
	DP	0,08
	CV	5,45

Fonte: (Autora).

A norma DNIT - ES 031/2006 estabelece que o valor mínimo de RT para misturas com CAP deve ser 0,65MPa, o que foi alcançado nos ensaios. Já Bernucci *et al.* (2010) afirmam que para misturas asfálticas a quente, os valores típicos situam-se entre 0,5 e 2 MPa, valor que pode ser aumentado dada a consistência mais dura de algum ligante asfáltico, por exemplo em misturas de módulo elevado.

Observa-se na Figura 43 os resultados de RT das misturas desta pesquisa em comparação com os resultados das misturas de Possebon (2018), bem como o limite estipulado pelo DNIT. Nota-se que as misturas com ligante modificado, estudadas nessa pesquisa, possuem um resultado de RT próximo aos dos CAPs 50/70 estudado por Possebon (2018).

Figura 43 - Resultados de RT das misturas dessa pesquisa e de Possebon (2018).



Fonte: (Autora).

Também, através do ensaio de RT é realizada uma inferência de desempenho à fadiga das misturas asfálticas. Assim, quanto maior o valor de RT melhor seria o desempenho das amostras ao dano por fadiga, no caso, dentre os modificados o ECIFLEX B – 3G possui melhor desempenho à vida de fadiga. Esta inferência será comprovada na análise de ensaios de fadiga realizados nesta pesquisa.

4.5 FADIGA TRAÇÃO – COMPRESSÃO UNIAXIAL

Nesta pesquisa, a análise de fadiga das misturas asfálticas foi feita de duas formas: a primeira por meio da abordagem clássica, através das curvas de Wöhler, e

a segunda por meio do modelo S-VECD, ajustado aos resultados dos testes cíclicos de fadiga tração-compressão uniaxial feitos com as amostras.

4.5.1 Abordagem clássica

Esta abordagem é feita com base nas curvas de Wöhler, que inferem uma relação entre o tipo de solicitação e o desempenho a fadiga de um material, dando margem para calcular outras deformações desejadas através da equação potencial que representa a ligação dos pontos. Conforme Kim *et al.* (2003), o critério de ruptura consiste em identificar o ponto do pico do ângulo de fase, que representa a mudança do comportamento mecânico do material em função do acumulo de danos por fadiga. O número de ciclos referente a este pico é definido como a vida de fadiga (Nf), ou seja, o número de ciclos que leva a ruptura do material.

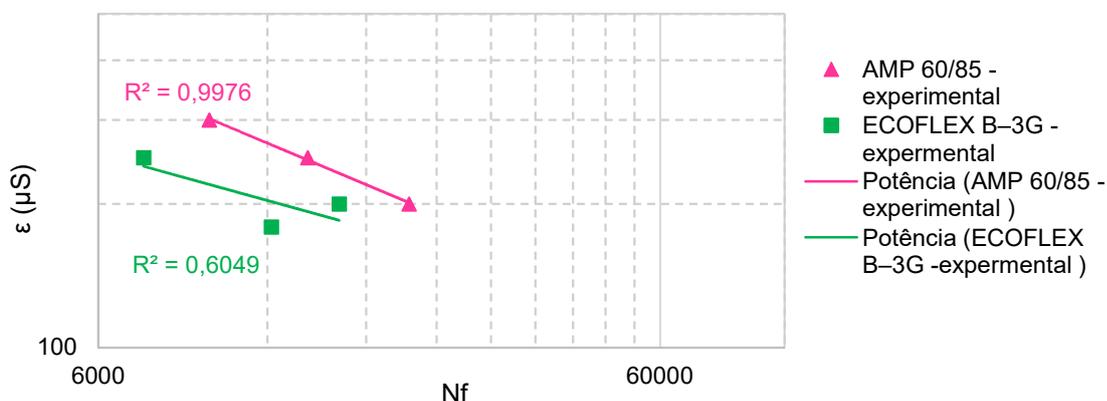
As curvas de Wöhler estão plotadas na Figura 44 e foram geradas a partir dos resultados experimentais de Nf e deformação, apresentados na Tabela 22.

Tabela 22-Valores de deformação e Nf utilizados para gerar o gráfico das curvas de Wöhler

Mistura	Amostra	ϵ @19°C 10 Hz (μ S)	Nf
AMP 60/85	CP 10	211	21450
	CP 18	265	14148
	CP 19	323	9453
ECOFLEX B-3G	CP 23	212	16098
	CP 31	252	7225
	CP 35	179	12200

Fonte: (Autora).

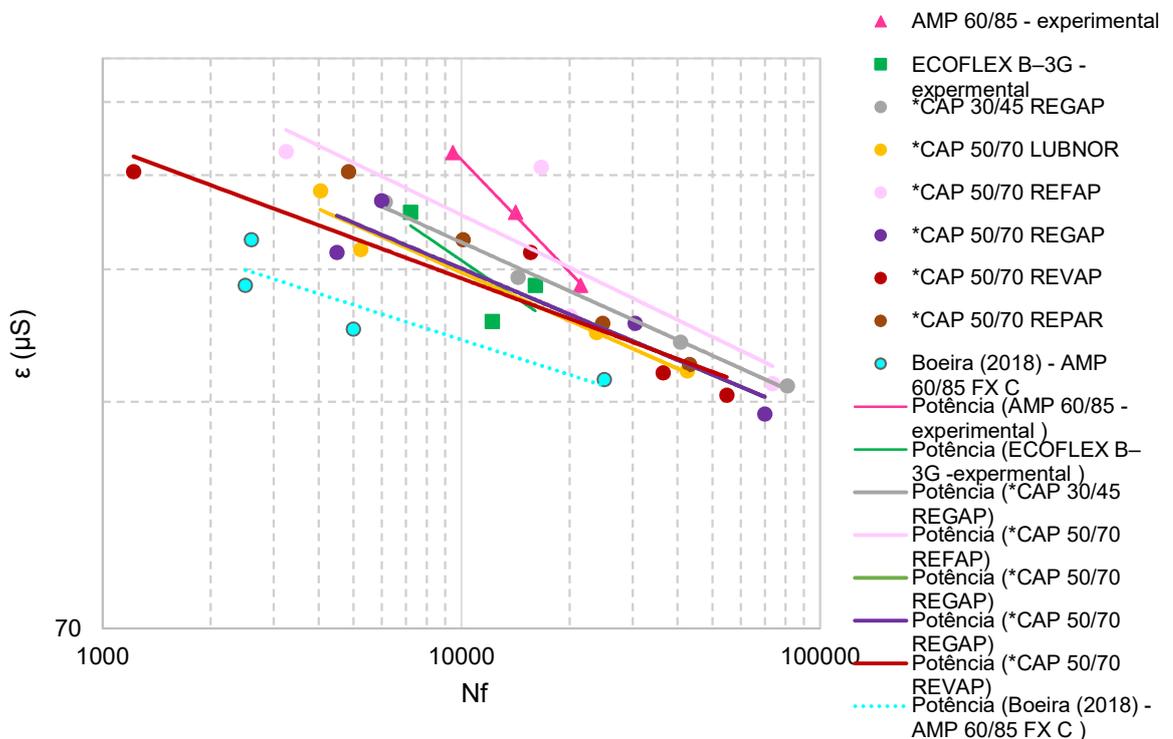
Figura 44 - Curvas de Wöhler das misturas estudadas.



Fonte: (Autora).

Os resultados obtidos por Possebon (2018) são apresentados na Figura 45, junto com as curvas desta pesquisa. Também, a fim de comparação consta na figura a curva proposta por Boeira (2018) para a mistura com AMP 60/85 dosada pela metodologia Superpave e parâmetros Bailey. Nota-se que todas as misturas analisadas apresentam uma tendência parecida quanto às curvas de Wöhler.

Figura 45 - Curvas de Wöhler deste estudo em comparação com às de Posebon (2018) e Boeira (2018).



Fonte: (Autora).

Através das equações potenciais das curvas de Wöhler das misturas desta pesquisa (Equação 10) foi possível calcular o N_{fw} para um tráfego simulado no AEMC conforme descrito na metodologia.

$$N_{fw} = 10^{\left[\frac{\left(\log \frac{\sigma}{a} \right)}{-b} \right]} \quad (10)$$

Na Tabela 23, são apresentados os resultados de N_{fw} desta pesquisa, ranqueados com os encontrados por Possebon (2018). Conforme a análise, as

misturas com ligante modificado apresentam comportamento de fadiga inferior às primeiras do Ranking estabelecido por Possebon.

Tabela 23-Resultados de N_{fw} utilizando as equações das curvas de Wöhler

Mistura	ϵ_t AEMC (μ S)	Parâmetros das curvas Equação 10		R^2 das curvas	N_{fw}	Ranking	Porcentagem em relação ao primeiro do ranking
		a	b				
CAP 30/45 REGAP	197	1656,9	-0,188	0,9722	83044	1º	100%
CAP 50/70 LUBNOR	253	2008,2	-0,209	0,9601	20171	7º	24%
CAP 50/70 REFAP	238	2418,9	-0,217	0,7788	43726	2º	53%
CAP 50/70 REGAP	241	1487,8	-0,177	0,8613	29259	3º	35%
CAP 50/70 REPAR	267	4314,7	-0,279	0,9979	21445	6º	26%
CAP 50/70 REVAP	241	1384,9	-0,171	0,9383	27602	4º	33%
AMP 60/85	201	4312,9	-0,325	0,6049	12507	8º	15%
ECOFLEX B-3G	193	28041	-0,495	0,9976	23343	5º	28%

Fonte: (Autora).

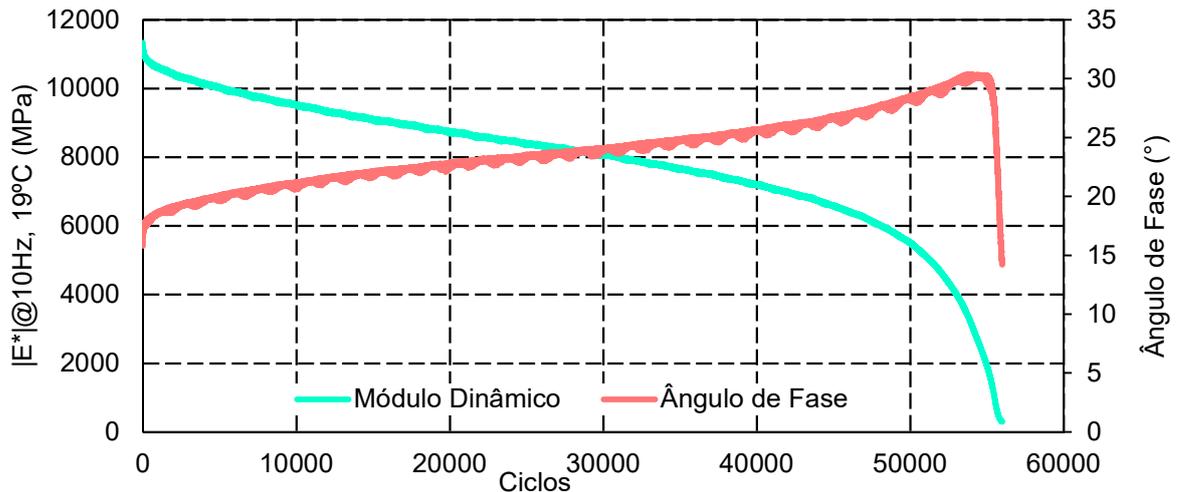
4.5.2 Análise através da metodologia S-VECD

Para esta abordagem, foram ensaiados os corpos de prova de cada mistura em diferentes condições, variando a amplitude de deformação. A ideia inicial era utilizar uma amostra para cada nível de deformação pré-determinado (150, 200, e 250 μ S), porém devido as características de alguns CPs, que resistiram acima de cem mil ciclos e de outros que não tiveram valores satisfatórios para a composição, foram ensaiados outros níveis de deformação, intermediários a esses.

Antes de iniciar cada ensaio de fadiga foi realizado um teste de *fingerprint*, que é um ensaio de módulo dinâmico de tração-compressão a curto prazo, com intuito de obter a variação da rigidez entre as amostras. Com isso, foram geradas, primeiramente, curvas de módulo dinâmico e ângulo de fase versus o número de ciclos para cada amostra, de forma a verificar o ciclo de ruptura da amostra. Observa-se então que o módulo dinâmico tem uma queda constante enquanto o ângulo de fase

sobe até o pico e sofre uma queda súbita, que caracteriza a ruptura. O número de ciclos no pico do ângulo de fase é determinado como o valor de N_f . Na Figura 46 pode-se visualizar melhor o comportamento descrito. Até este ponto o procedimento foi igual também para a abordagem clássica.

Figura 46- Módulo dinâmico e ângulo de fase versus número de ciclos de ensaio



Fonte: (Possebon, 2018).

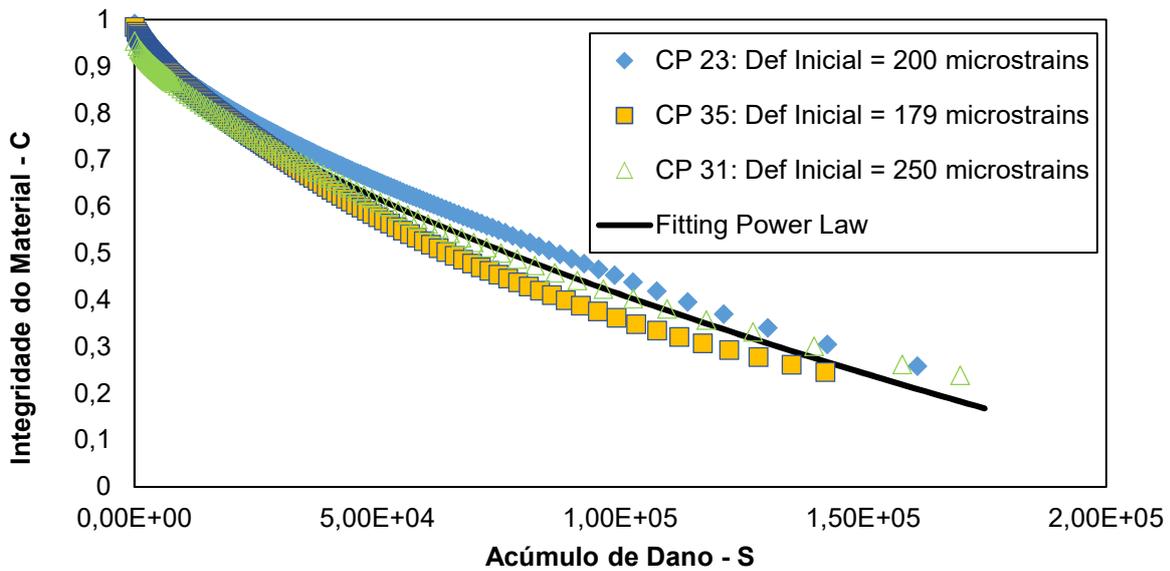
O procedimento seguinte é submeter os dados resultantes do ensaio de fadiga tração-compressão uniaxial a uma rotina matemática no MATLAB, para obter a curva C versus S, que é uma curva característica do material. Com os valores de integridade do material (C) versus acúmulo de dano (S) é possível gerar curvas, as quais devem se sobrepor mesmo quando aplicadas deformações diferentes no ensaio, fato este que foi observado, como demonstrado nas figuras 47 e 48.

Para o conjunto de curvas de cada corpo de prova da mistura foi feito um *fitting*, para obter a curva característica da mistura. A equação do modelo de potência (Power Law), ou curva *fitting* característica do material, é do tipo: $C=1-C_{11}*S^{C_{12}}$, onde C_{11} e C_{12} são as constantes de regressão. Essas constantes são utilizadas, assim como os outros parâmetros descritos na metodologia, para calcular resultado de N_f com o modelo proposto por Nascimento (2016).

Salienta-se que os resultados apresentados foram obtidos em diferentes amplitudes de carga, indicadas pela amplitude de deformação inicial (ϵ) medida com os LVDTs, como descrito na legenda de cada figura. A evolução da integridade do material e o dano acumulado em relação ao tempo reduzido (após a aplicação do

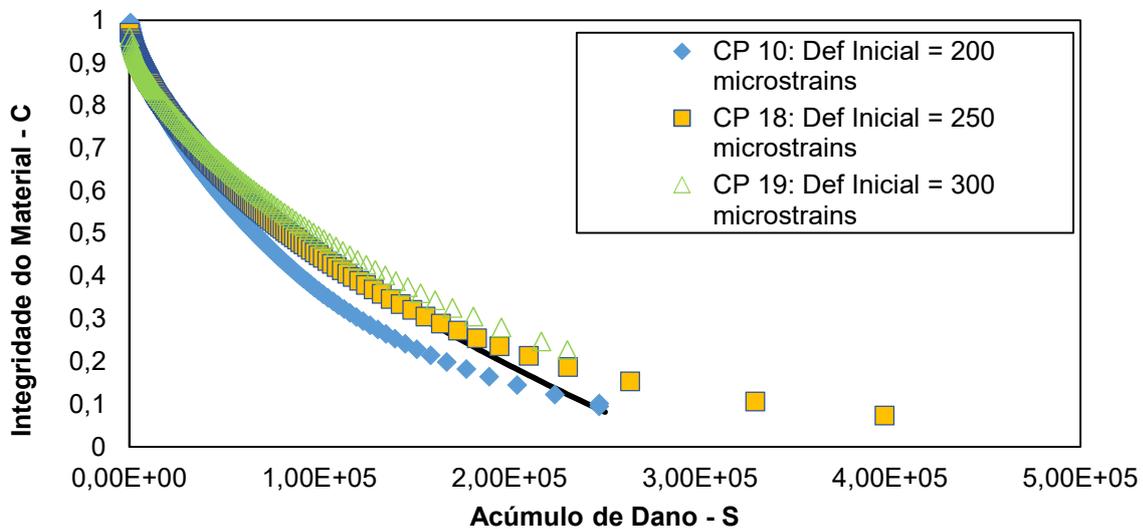
princípio de superposição tempo-temperatura) tem uma discrepância significativa. Logo, segundo Daniel & Kim (2002) as curvas obtidas para cada amostra devem ficar sobrepostas, quando se trata de misturas asfálticas. Tal fato é necessário para validar a hipótese de que independente das condições de carregamento e temperatura, para um determinado material a curva C versus S é uma propriedade dele.

Figura 47- Curvas de integridade do material (C) versus acúmulo de dano (S) de cada amostra e curva fitting da mistura ECOFLEX B-3G



Fonte: (Autora).

Figura 48 - Curvas de integridade do material (C) versus acúmulo de dano (S) de cada amostra e curva fitting da mistura AMP 60/85



Fonte: (Autora).

Quanto as misturas analisadas nesta pesquisa, é possível verificar que os ensaios obtiveram sucesso pois, embora com deformações diferentes, os CPs de uma mesma mistura possuem o mesmo comportamento frente ao dano, ou seja, as curvas CxS dos CPs de uma mesma mistura se sobrepõem conforme os preceitos do S-VECD.

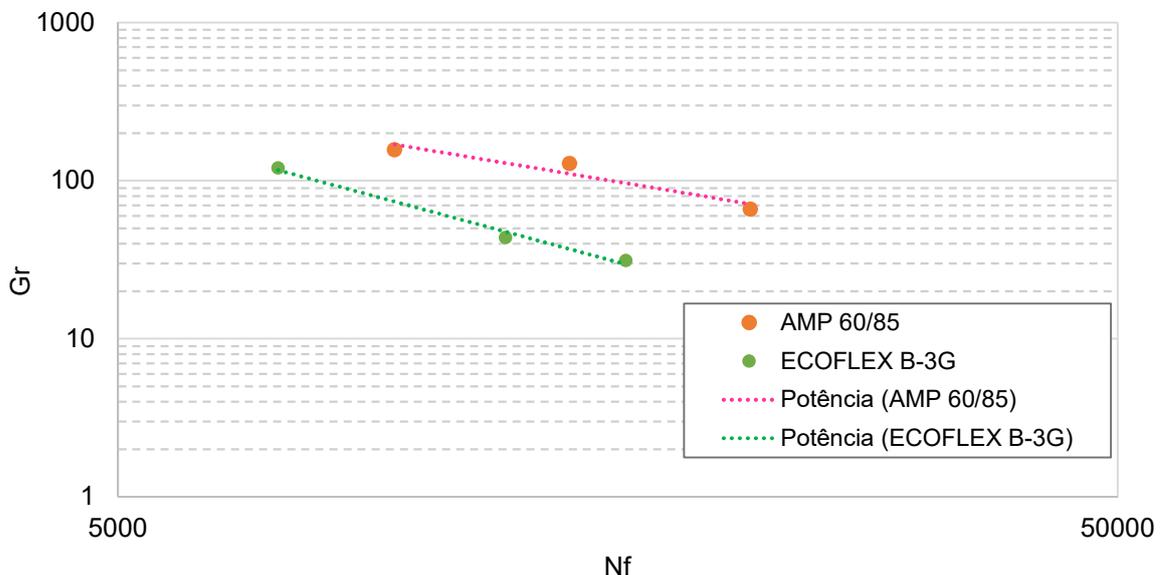
Com o fitting da curva CxS feito, obteve-se os parâmetros C11 e C12. Também, foi utilizado como critério de falha por fadiga, a taxa de variação média de energia de pseudo deformação liberada por ciclo de ensaio (GR), desenvolvida por Sabouri e Kim (2014). Esse critério gera as envoltórias de ruptura GR vs Nf, cujos valores estão descritos na tabela 24 e plotados na Figura 49. Estas envoltórias são ajustadas por um modelo de potência, que tem como coeficientes os valores de γ e Δ .

Tabela 24 - Resultados de Nf e Gr para cada amostra

Mistura	Amostra	ϵ @19°C 10 Hz (μ S)	Nf	Gr
AMP 60/85	10	211	21450	53,267
	18	265	14148	128,7329
	19	323	9453	156,9694
ECOFLEX B -3G	23	212	16098	31,3357
	35	252	12200	43,7208
	31	179	7225	120,2190

Fonte: (Autora).

Figura 49 - Curvas Gr versus Nf de cada mistura.



Fonte: (Autora).

Os parâmetros C11, C12 (retirados do *fitting* das curvas CxS), os coeficientes γ e Δ das envoltórias de ruptura G_r versus N_f , α e $|E^*|_{ve}$, foram utilizados para calcular o N_{fN} (pela Equação 4) de cada mistura e estão na tabela 25. O valor de β utilizado foi 0,8. Após a aplicação das equações de Nascimento (2016), têm-se os valores de N_{fN} calculados para cada mistura, como consta na Tabela 26. Na figura 50 é possível analisar as curvas geradas pela união dos pontos de N_f calculados pela equação de Nascimento (2016).

Tabela 25 - Parâmetros C11, C12, γ , Δ , α e $|E^*|_{ve}$ utilizados para calcular N_{fN} pela equação de Nascimento (2016).

Mistura	Fitting curvas CxS		Índices curvas $G_r N_f$		α	$ E^* _{ve}$ (kPa)
	C11	C12	γ	Δ		
AMP 60/85	0,0008206	0,564795	399382,37	-1,40	3,042854	10188,89
ECOFLEX B -3G	0,0004631	0,620724	467832522,7	-1,71	3,079726	9515,874

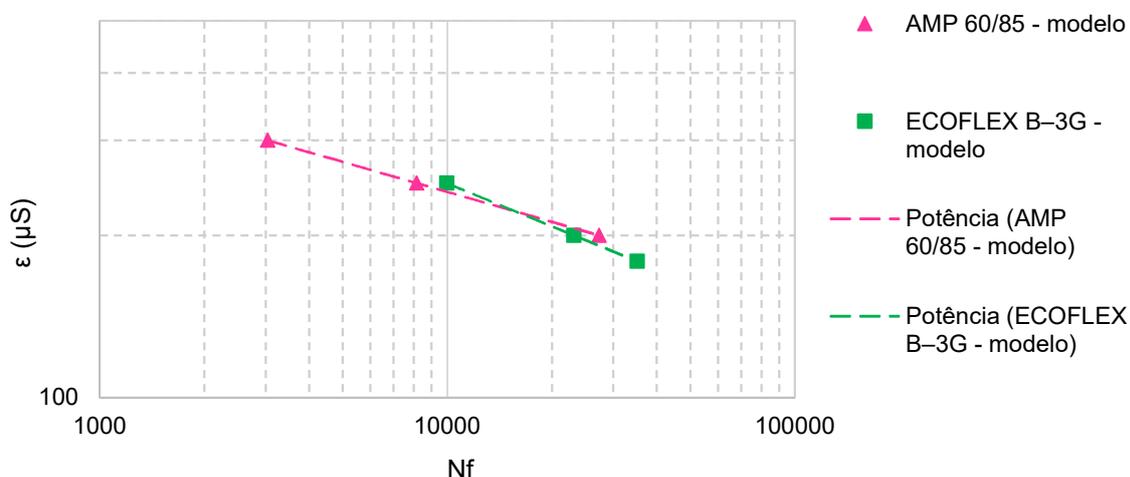
Fonte: (Autora).

Tabela 26 - Valores de deformação médias do ensaio e N_{fN} calculado.

Mistura	Amostra	ϵ (μS)	N_{fN}
AMP 60/85	CP 10	211	27278
	CP 18	265	8156
	CP 19	323	3042
ECOFLEX B-3G	CP 23	212	23091
	CP 31	252	35110
	CP 35	179	9940

Fonte: (Autora).

Figura 50 - Curvas geradas pela união dos pontos (modelo) de N_{fN} calculados pela equação de Nascimento (2016)



Fonte: (Autora).

Também, de acordo com a Equação 4, proposta por Nascimento (2016), foi possível calcular o N_f para um tráfego simulado no AEMC conforme descrito na metodologia. Para os resultados de deformação de tração no fundo do revestimento obtidos nas simulações de pavimento proposto com cada mistura, foram aplicadas as equações e encontrados os N_{fN} da Tabela 27, possibilitando fazer outro ranking das misturas, juntamente com os dados para esse procedimento das misturas de Possebon (2018).

Tabela 27 - Resultados de N_f utilizando as equações das curvas geradas pelos pontos de N_f calculados por Nascimento (2016) para simulações de pavimentos de cada mistura

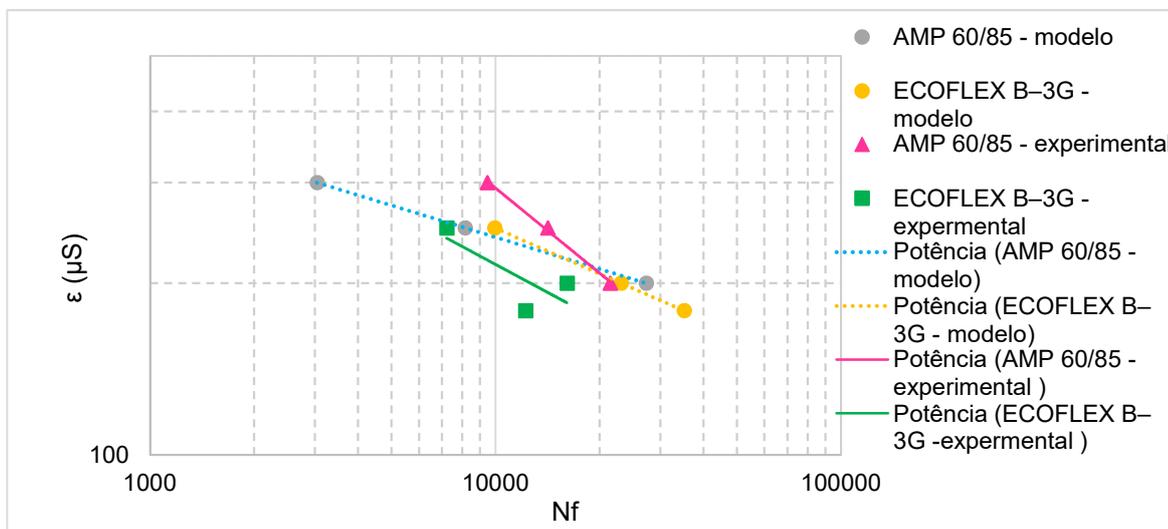
Mistura	σ_t AEMC (μ S)	N_{fN} (calculado pela Equação 4)	Ranking	Porcentagem em relação ao primeiro do ranking
CAP 30/45 REGAP	197	39666	1º	100%
CAP 50/70 LUBNOR	253	4272	7º	11%
CAP 50/70 REFAP	238	12723	4º	32%
CAP 50/70 REGAP	241	1746	8º	4%
CAP 50/70 REPAR	267	6394	5º	16%
CAP 50/70 REVAP	241	6301	6º	16%
AMP 60/85	201	26551	2º	67%
ECOFLEX B-3G	193	17745	3º	45%

Fonte: (Autora).

Percebe-se que a mistura com CAP 30/45 de Possebon (2018) ainda se sobressai. Todavia, as misturas com ligante modificado desta pesquisa mudaram drasticamente de posição no Ranking, passando para o segundo e terceiro lugar.

No gráfico da Figura 51 é possível observar que os resultados das curvas obtidas pelas equações de Nascimento (2016) e os resultados experimentais seguem uma tendência parecida. Caso que acontece também para as misturas de Possebon (2018). Portanto, o ajuste proposto por Nascimento (2016) é válido, mesmo em ensaio de fadiga tração-compressão uniaxial com deformação não controlada.

Figura 51 - Superposição das curvas geradas pela união dos pontos (modelo) de Nf gerados pela equação de Nascimento (2016) e as curvas de Wöhler (experimental)



Fonte: (Autora).

4.6 FLOW NUMBER

Através do Modelo de Francken, foram obtidos os resultados de FN para as 2 misturas analisadas. Na Tabela 28 esses resultados estão representados, bem como os parâmetros do modelo utilizado, os coeficientes de variação (CV), os desvios padrões (DV), e o VV de cada corpo de prova.

Tabela 28 - Resultados de FN, DP, CV e coeficientes do modelo de Francken

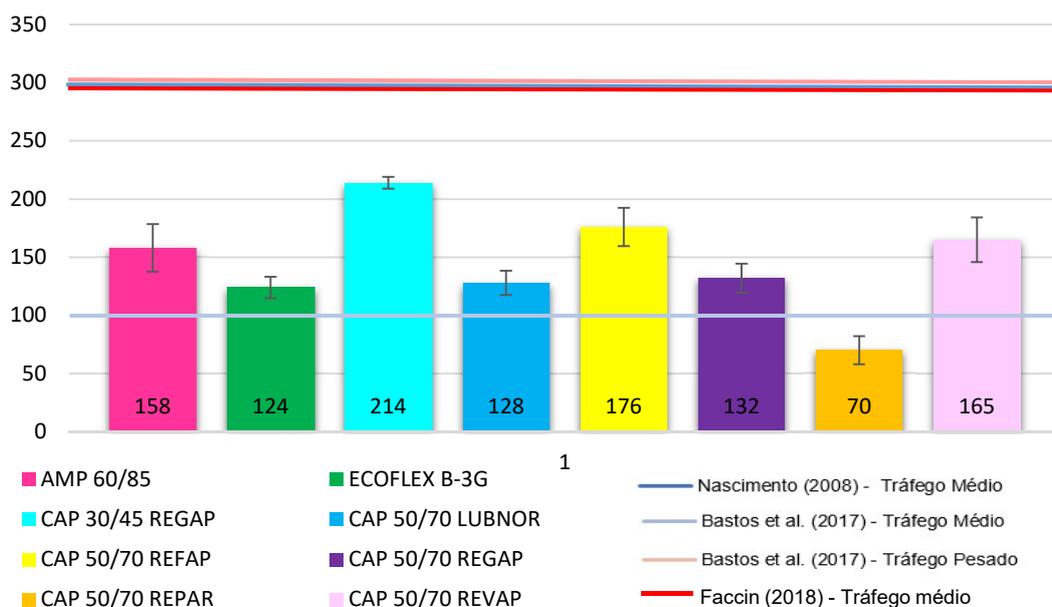
MISTURA	CP	VV (%)	FN	FN médio	DP	CV (%)	Coeficientes do modelo de Francken			
							A	B	C	D
AMP 60/85	21	6,57	172	158	20,51	12,98	472,53	0,66	189,31	0,01
	27	6,97	144				535,07	0,68	29,39	0,02
ECOFLEX B-3G	30	6,59	120	124	9,29	7,47	390,82	0,74	31,78	0,02
	13	6,71	118				400,55	0,74	47,13	0,02
	02	6,68	135				459,35	0,71	22,14	0,02

Fonte: (Autora).

Quanto aos critérios de parada do ensaio, nenhuma das amostras ensaiadas na pesquisa suportou 10000 ciclos, todas foram finalizadas ao atingirem 5% de deformação.

Na Figura 52 são apresentadas as misturas desta pesquisa, bem como as de Possebon (2018), uma vez que durante a pesquisa tem-se analisado os resultados referentes aos dois estudos.

Figura 52 - Resultados de FN para as misturas dessa pesquisa e de Possebon (2018).



Fonte: (Autora).

Observa-se que dentre as misturas modificadas, a com adição de polímero tem uma leve supremacia quanto a modificada por pó de pneus. Em comparação com as misturas de Possebon (2018), não houve supremacia, apenas quanto aos CAPs provenientes da LUBNOR, REGAP E REPAR. Tal condição não era esperada, uma vez que para FN, ligantes modificados geralmente apresentam resultados maiores que os CAPs convencionais.

Outros autores, como Almeida Jr. (2016), Barros (2017), Barboza Jr. (2018), Boeira (2018) e Faccin (2018) encontraram valores de FN para ligantes modificados, maiores que 300, ou seja, suportam o tráfego pesado proposto por Bastos (2017) e médio proposto por Nascimento (2008) e Faccin (2018). Já os ligantes modificados apresentados nessa pesquisa não atingiram tais limites. É importante frisar que as características de cada mistura, como teor de ligante, tipo de agregado e critérios de mistura e moldagem são particulares de cada autor, o que auxilia na diferença de valores.

Pode ser possível que devido ao fato das misturas com ligantes modificados estudadas terem exatamente as mesmas características das misturas convencionais propostas por Possebon (2018), alterando apenas o tipo de ligante e ainda os teores de projeto encontrados possuírem diferenças mínimas entre si, os valores de FN não tiveram muita discrepância.

4.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS

Neste item serão apresentados os dados de todos os ensaios para as duas misturas, em comparação com os ligantes convencionais de Possebon (2018), com intuito de obter correlações entre os dados.

Na Figura 53 é apresentado um diagrama com os resultados de todos os ensaios para esta pesquisa e para as de Possebon (2018). As barras coloridas indicam a proporção dos valores entre colunas (ensaios). O $|E^*|$ considerado para esta comparação é à 21°C na frequência de 10 Hz. Os Nf de Wöhler e Nf de Nascimento considerados são o calculado a partir das deformações retiradas do AEMC simulado com os valores de $|E^*|$ para cada revestimento. Também foi adicionado o teor de ligante de projeto para visualizar a possível relação com a pequena mudança de teor entre as misturas com os resultados de FN, por exemplo.

Figura 53 - Diagrama comparativo entre os resultados de todos os ensaios.

MISTURA	TEOR DE LIGANTE (%)	MR (MPa)	$ E^* $ @ 21°C 10Hz (MPa)	RT (MPa)	FN	FADIGA	
						Nf Wöhler	Nf Nascimento
AMP 60/85	5,88	7014	8272	1,27	158	12507	26551
ECOFLEX B-3G	5,60	8443	9150	1,4	124	23343	17745
CAP 30/45 REGAP*	5,48	11637	9277	2,37	214	83044	38990
CAP 50/70 LUBNOR*	5,42	8912	6463	1,45	128	20171	4259
CAP 50/70 REFAP*	5,72	7319	7074	1,39	176	43726	12723
CAP 50/70 REGAP*	5,55	7960	6914	1,3	132	29259	2947
CAP 50/70 REPAR*	5,85	7343	5964	1,27	70	21445	6329
CAP 50/70 REVAP*	5,66	7460	6949	1,46	165	27602	6348

*Misturas De Possebon (2018).

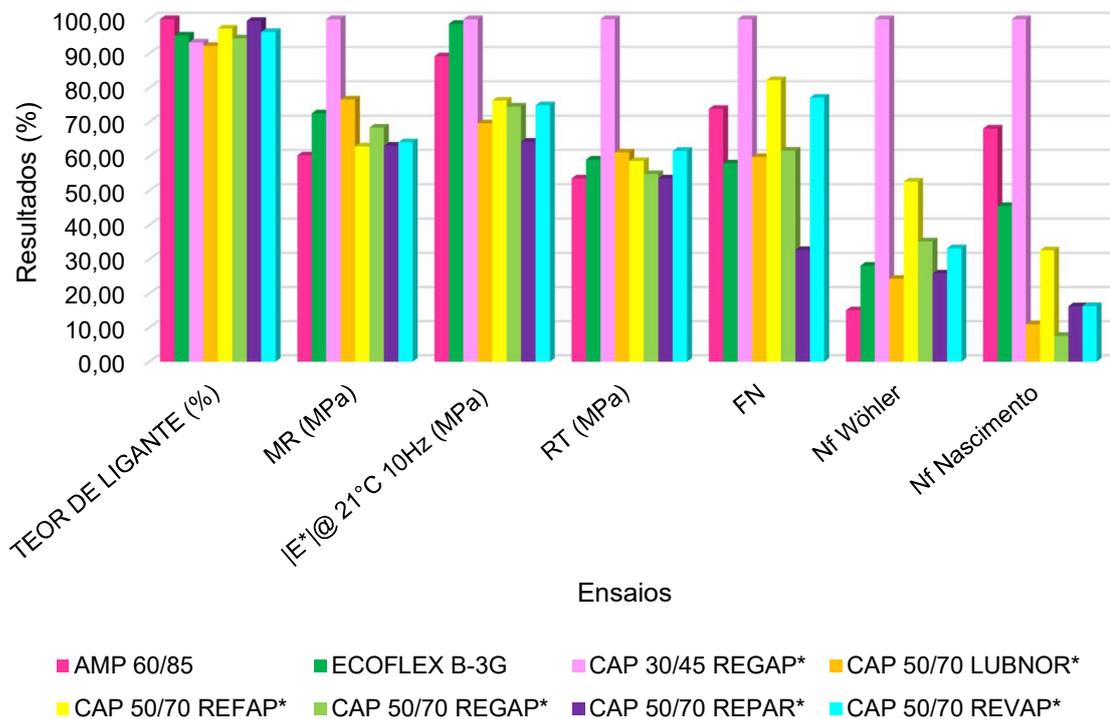
Fonte: (Autora).

Observa-se que os ligantes modificados desta pesquisa não superaram os resultados do CAP 30/45, mostrando que este ligante apresenta um bom

comportamento e características. Com relação aos resultados das misturas modificadas, a ECOFLEX B-3G apresentou maiores valores tanto para rigidez quanto para resistência ao dano. Na questão referente a fadiga, mais especificamente na análise feita com a equação de Nascimento, a mistura não seguiu o padrão. Ainda, em comparação com a mistura de ligante convencional, 50/70 REFAP, do Estado do Rio Grande do Sul, as misturas modificadas apresentaram supremacia no quesito de rigidez. Com relação a fadiga, pelas equações de Nascimento, as misturas modificadas também se sobressaem. Todavia em questões de *Flow Number*, os modificados apresentaram resultados menores que o convencional.

Os resultados de todos os ensaios foram normalizados (o valor mais alto considerado 100% enquanto os outros uma proporção deste valor) e plotados na Figura 54 para melhor visualizar o descrito anteriormente.

Figura 54- Comparação dos resultados de todos os ensaios normalizados



Fonte: (Autora).

A inferência de dano por fadiga a partir dos resultados de $|E^*| \cdot \sin \phi$ não se mostrou eficiente para o método das curvas de Wöhler, porém quanto aos critérios estabelecidos por Nascimento sim.

Na inferência à deformação permanente a partir dos resultados de $|E^*|/\sin\phi$ a mistura 50/70 da REFAP possuiu melhor comportamento quando comparada com as misturas com ligante modificado. Este resultado pode ser confirmado, pois o FN dessa mistura foi mais alto em relação ao das misturas modificadas. Nesse sentido, a mistura convencional tem um comportamento mais resistente à deformação permanente. Porém embora esta mistura apresentar supremacia frente as modificadas no quesito do dano por deformação permanente, ela não atinge o valor mínimo de FN para suportar tráfegos pesado e médio de Nascimento (2008) e Faccin (2018), nem tráfego pesado conforme Bastos (2017).

5 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve os objetivos alcançados, uma vez que eram preparar e ensaiar misturas com ligantes asfálticos modificados e comparar com as misturas de CAPs convencionais estudadas por Possebon (2018), do ponto de vista da rigidez e comportamento frente aos danos por fadiga e deformação permanente. Nesse tópico serão feitas conclusões da comparação das misturas modificadas e da mistura com CAP 50/70 REFAP, devido a este ligante ser proveniente do mesmo Estado brasileiro que os modificados. Vale ressaltar que a mistura com CAP 30/45 da autora citada continuou apresentando supremacia, mesmo em relação as misturas modificadas. Então, como conclusões observa-se que:

- Para os ligantes modificados o teor de ligante de projeto foi próximo aos de ligantes convencionais. A mistura com polímero teve o maior teor de ligante dentre as misturas. Já o teor de ligante da mistura com borracha foi pouco menor que o teor da mistura CAP 50/70 REFAP;
- Os critérios de porosidade FAD foram respeitados, de modo que todas as misturas obtiveram valores abaixo de 48, indicando que o esqueleto pétreo das misturas é resistente a deformação permanente.
- Com relação ao MR, a mistura ECOFLEX B -3G obteve o maior resultado, seguida da CAP 50/70 REFAP e da AMP 60/85. Com isso, indica que a mistura com modificação por pó de pneus apresenta maior rigidez frente as outras duas.
- Quanto a modelagem 2S2P1D, a mistura AMP 60/85 apresenta os maiores valores de E1 e E2, seguida da mistura CAP 50/70 REFAP e por fim ECOFLEX B-3G. Ou seja, a mistura com modificação por polímero é a mais rígida e a ECOFLEX B-3G possui a menor rigidez. Já, em relação ao ângulo de fase, a mistura com modificação por borracha apresentou parcela viscosa mais importante comparada a parcela elástica, indicando para esta mistura uma maior dissipação de energia ou maior perda por atrito interno, e em consequência maiores deformações plásticas. Nesse quesito, a com melhor comportamento seria a CAP 50/70 REFAP.
- No ensaio de RT, os menores valores foram encontrados para as misturas modificadas.

- Com relação ao FN, a mistura CAP 50-70 REFAP aguentou o maior número de ciclos, seguida pela AMP 60/85 e depois pela ECOFLEX B-3G. A primeira mistura possui melhor absorção dos esforços e maior recuperação elástica frente as outras.
- Em questões de fadiga, pela abordagem clássica feita pelas curvas de Wöhler, a mistura REFAP apresentou melhor desempenho, seguida da ECOFLEX -3G e depois pela AMP 60/85. É valido salientar que essa abordagem não leva em consideração os valores de rigidez das misturas asfálticas, uma vez que não faz inferência as variáveis de tempo, clima, tipo de tráfego e composição da estrutura do pavimento. Variáveis essas, que interferem diretamente no desempenho dos pavimentos.
- Já, para análise de um mesmo nível de dano acumulado, as curvas C x S apresentam uma tendência de maior perda de integridade do material para a mistura convencional da REFAP, em relação as modificadas.
- Em contrapartida, a classificação da vida de fadiga pelas equações de Nascimento (2016), eleva as misturas com ligantes modificados para as melhores posições do Ranking, mais especificamente, AMP 60/85, ECOFLEX B-3G e por último CAP 50/70 REFAP. Fato este que pode estar relacionado à influência do tipo e teor de ligante asfáltico, uma vez que as misturas foram executadas com o mesmo esqueleto pétreo e curva de composição granulométrica.

Portanto, é possível afirmar que as misturas com ligantes modificados apresentam maior rigidez quanto as misturas com CAP convencional 50/70, melhor comportamento quanto a fadiga, se esta for analisada segundo os critérios de Nascimento (2016), e comportamento um pouco menos satisfatório quando a deformação permanente. Dentre as duas modificadas, a mistura ECOFLEX B-3G possui maior rigidez, porém a AMP 60/85 é classificada com um melhor desempenho frente a deformação permanente e fadiga.

Apesar dos resultados da pesquisa serem satisfatórios, para obter resultados em laboratório o mais próximo possível das condições de campo, seria interessante analisar o comportamento dessas misturas aplicadas em trechos experimentais de pavimentos, onde pudessem ser testadas situações cotidianas de tráfego e clima.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a elaboração deste trabalho de conclusão de curso foram verificadas algumas possibilidades de continuidade da pesquisa:

- Na etapa de moldagem dos corpos de prova desta pesquisa, foram moldados 15 corpos de prova com 63 mm de altura e 100 mm de diâmetro para cada mistura, para realização de ensaios de fadiga por compressão diametral e não foram utilizados durante a pesquisa. Um próximo trabalho poderia realizar estes ensaios e confrontar com os resultados do ensaio de fadiga tração-compressão. O ensaio de fadiga por compressão diametral é importante no Brasil pois é o tipo de ensaio de fadiga usual na maioria dos laboratórios de pavimentação;

- Além de Flow Number, utilizar outros ensaios como Hamburgo Teste para inferir resultados quanto a deformação permanente.

- Utilizar o Software FlexPave 1.0 para fazer análise mecânica considerando o dano contínuo viscoelástico.

- Realizar outros estudos com diferentes ligantes modificados e mesma composição granulométrica, como também, alterar o TMN para misturas com ligantes modificados.

- Analisar e comparar a influência dessas misturas em trechos experimentais, a fim de inferir o comportamento das misturas frente as condições climáticas e de tráfego reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION. **Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures**. AASHTO T 342-11. Washington, D. C., 2011.

AAT - Advanced Asphalt Technologies, LLC. **A manual for design of hot mix asphalt with commentary**. NCHRP Report 673. Transportation Research Board, Washington D. C., 2011.

ALMEIDA JÚNIOR (2016). LMEIDA JÚNIOR, P. O. B. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. Dissertação de Mestrado. UFSM – Santa Maria. Junho. 2016.

ARAÚJO, Diones Henrique. **Análise Comparativa do Asfalto Borracha com o Asfalto Convencional e o Asfalto com Adição de Polímeros**. UNIFOR-MG, Formiga – MG, 2015.

ASKELAND, D. R.; FULAY, P. P.; WRIGHT, W. J. **The science and engineering of materials**. 6th ed. Stamford: Cengage Learning, 2011.

ASPHALT INSTITUTE. **The Asphalt Handbook**. Manual series no 4. Lexington, KY, USA, 1987. Versão traduzida, 2002.

ASPHALT INSTITUTE. **The Bailey Method Achieving Volumetrics and HMA Compactibility**. Asphalt Institute, Lexington KY USA, 2011.

BABADOPULOS, L. F. A. **Avaliação do modelo viscoelástico linear aplicado a misturas asfálticas utilizadas em revestimentos de pavimentos no Brasil**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Ceará. 2013.

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 Pós Graduação em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brazil, 2014.

Bahia, H. U., H. Zhai, S. Kose, and K. Bonnetti. **Non-linear Viscoelastic and Fatigue Properties of Asphalt Binders**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 68, 1999, pp. 1–34.

BALBO, T. J. **Pavimentação Asfáltica. Materiais, projeto e restauração**. 1º Ed, 3ª reimpressão. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2007.

BARDINI, Vivian Silveira dos Santos. **Influência do filer mineral em propriedades de misturas asfálticas densas**. 2013. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

BARROS, L. M. de. **Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho pelo critério de Flow Number de misturas quentes e mornas**. Dissertação PPGc Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2017 Porto Alegre

BASTOS, J. B. S. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico**. 2016. 200f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2016.

BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. e NASCIMENTO, L. A. H. **Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo**. Revista Transportes, v. 25, n. 2, 2017.

BATES, R. e R. Worch (1987) **Styrene–Butadiene Rubber Latex Modified Asphalt**. Engineering Brief. n. 39. Federal Aviation Administration. Washington, DC.

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. 504 f. 3ª Reimpressão. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2010.

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

BOHN, K. A. **Utilização de material fresado em misturas asfálticas mornas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria – RS. 2016.

BORGES, R. L. **Deformação permanente em mistura asfáltica a partir do Shift Model Viscoplastico e ensaios triaxiais de carga repetida**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

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

CORBETT, L. W., PETROVSKI, U., **Differences in distillation and solvent separated asphalt residua**, Research & Development., v. 17, p. 342, 1978.

CORDEIRO, Willian Rubbioli; PINTO, Salomão. **Algumas considerações sobre asfalto modificado por borracha de pneus**. In: **Pavimentação asfáltica: conceitos fundamentais sobre materiais e revestimentos asfálticos**. 1 ed Rio de Janeiro: LTC, 2018.

DANIEL, J. S., KIM, Y. R. (2004) **Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic, continuum damage model (with discussion)**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists Volume: 71 Technologists (AAPT) ISSN: 0270-2932

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. 41p.

DI BENEDETTO, H; DE LA ROCHE, C; BAAJ, H.; PRONL, A.; LUNDSTROM, R. Fatigue of Bituminous Mixtures. Materials and Structures, v. 37,p. 202-216, apr. 2004.

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

DI BENEDETTO, H. et al. **Mechanical testing of bituminous mixtures**. In: **PARTL, M. N. et al. (Eds.). Advances in interlaboratory testing and evaluation of bituminous materials: State-of-the-Art**. Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB Series. Dordrecht: Springer, 2013. p. 143-256.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT. DNIT – ME 135/2010. **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. DNIT – ME 136/2010. **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. DNIT 031/2006. **Pavimentos Flexíveis - Concreto asfáltico**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Especificação de Serviço, 2006.

_____. DNIT 095/2006. **Cimento Asfáltico de Petróleo – Especificação de Material**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2006.

_____. DNER-ME 035/98: **Agregados – Determinação da abrasão Los Angeles**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER-ME 089/94: **Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio**. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNIT 155/2010-ME - Material asfáltico – **Determinação da penetração – Método de ensaio**. Norma. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2010.

_____. DNER-ME 148/1994 - Material betuminoso - **determinação dos pontos de fulgor e de combustão (vaso aberto Cleveland)**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 1994.

EULA – European Lime Association. **Hydrated lime: a proven additive for durable asphalt pavements**. Critical literature review. Report to the European Lime Association/Asphalt Task Force. 2010.

FACCIN, C. **Concretos asfálticos em utilização no rio grande do sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria. 2018.

FONTES, L. P. T da L. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. 2009. 541f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade do Minho, Braga, PT, 2009.

GRECA ASFALTOS. **Fatos & Asfaltos**, Informativo quadrimestral, ano 8, nº 24 de Outubro, 2011.

JOLIET, Y.; MALLOT, M. **Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator**. 2º Eurasphalt e Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

KAMEL, I. N.; MILLER, L. J.; **Comparative Performance of Pavement Mixes Containing Conventional and Engineered Asphalts**. Transportation Research Board. nº 1454, p 172-180. 1994.

KIM, Y.-R., Little, D. N., & Song, I. (2003). **Effect of mineral fillers on fatigue resistance and fundamental material characteristics: Mechanistic evaluation**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1832, 1-8. DOI: 10.3141/1832-01.

KIM, S. **Identification and assessment of the dominant aggregate size range (DASR) of asphalt mixture**. 2006. 142p. Tese de Doutorado– University of Florida, Gainesville. 2006.

KIM, Y. R. **Modeling of asphalt concrete**. American Society of Civil Engineers, McGraw-Hill Construction, 1ª Ed. 2009.

LEITE, L. F. M. e TONIAL, I. A. **Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP**. 12º Encontro do asfalto do instituto brasileiro de petróleo. 1994.

LEITE, L. F. M. **Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros**. 1999. 266f. Tese (Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloísa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1999.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Wisconsin highway research program 0092-01-02, Madison, Wisconsin, EUA, 2004.

MANGIAFICO, S. **Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends**. Tese de Doudorado. l'École Nationale des Travaux Publics de l'État. 2014.

MARQUES, G. L. O. **Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica**: efeito da compactação por impacto e giratória. 2004. 490f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

MARTINS, A. T. **Contribuição para a Validação do Ensaio de Resistência ao Dano por Fadiga para Ligantes Asfálticos**. Dissertação de Mestrado - COPPEUFRJ, 2014.

MASSON, J. F.; Pelletier, L.; Collins, P. **Rapid FTIR Method for Quantification of Styrene-Butadiene Type Copolymers in Bitumen**. Journal of Applied Polymer Science, vol. 79, p. 1034-1041, 2001.

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

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

MENDES, Celso Bráulio Alves; NUNES, Fabio Rinaldi. **Asfalto Borracha - minimizando os impactos ambientais gerados pelo descarte de pneus inservíveis no meio ambiente**. Vitória, 2009.

MENSCH, N. G. **Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas**. 2017. 168f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2017.

MOMM, L. **Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e seu Comportamento Mecânico**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, 1998

MORALES, M. G.; Partal, P.; Navarro, F. J. **Viscous Properties and Microstructure of Recycled EVA Modified Bitumen**. Fuel, vol. 83, p. 31-38, 2004.

MORGAN, P.; MULDER, A. **The Shell bitumen industrial handbook**. Surrey: Thomas Telford, 1995.

MOTTA, L. M. G. et al. **Princípio do projeto e análise SUPERPAVE de misturas asfálticas**. Tradução comentada da publicação FHWA-SA-95-003 Federal Highway Administration. Rio de Janeiro: IBP, 1996.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2010.

MURAYA, P. M. **Permanent deformation of asphalt mixtures**. 2007. 277f. Tese (Doutorado) - Faculty of Civil Engineering and Geosciences Delft University of Technology, Holanda, 2007.

NASCIMENTO, L. A. H. do. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso compactador giratório e foco na deformação permanente**. 2008. 204 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de

Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H.; ROCHA, S. M. N., NASCIMENTO, C. E. H.; KIM, Y. R., CHACUR, M., MARTINS, A. T. **Uso da mecânica do dano contínuo na caracterização de misturas asfálticas brasileiras.** Submetido ao 21º Encontro de Asfalto do IBP. 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). Graduate Faculty of North Carolina State University, 2015.

NASCIMENTO, L. A.. **Caracterização Avançada de Materiais Asfálticos: Dano por Fadiga.** Curso. Universidade Federal de Santa Maria. 30 e 31 de março de 2016.

OLARD, F.; DI BENEDETTO, H. **General "2S2P1D" model and relation between the linear viscoelastic behaviors of bituminous binders and mixes.** Road Materials and Pavement Design, 4, p 185-224. 2003.

ONOFRE, F. C. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente.** Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2012.

PINTO, S. **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos.** Tese (doutorado). COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1991.

POSSEBON, P, É. **Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no brasil.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria. 2018.

PREUSSLER, E. S. **Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço.** Tese (Doutorado) COPPE – UFRJ. Rio de Janeiro, 1983.

PUTMAN Bradley J., Serji N. AMIRKHANIAN. **Utilization of waste fibers in stone matrix asphalt mixtures.** Resources, Conservation and Recycling, Volume 42, Issue 3, 2004, Pages 265-274, ISSN 0921-3449.

READ, J.; WHITEOAK, D. **The Shell bitumen handbook.** 5th ed. London: Thomas Telford Publishing, 2003.

RIBAS, J. **Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício.** Dissertação. Universidade Federal de Santa Maria. 2014.

ROBINSON, H. L. **Polymers in asphalt**. Shrewsbury: Rapra Technology Limited, 2004.

SABOURI, M.; KIM, Y. R. **Development of a Failure Criterion for Asphalt Mixtures Under Different Modes of Fatigue Loading**. Transportation Research Record N° 2447–Journal of the Transportation Research Board. Washington, DC. p. 117-125, 2014.

SANTOS, T. A. **Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no Estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

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

SIDES, A.; J. UZAN E M. PERL. **A comprehensive visco-elastoplastic characterization of sand-asphalt under compression and tension cyclic loading**. ASTM Journal of Testing and Evaluation (n° 13), p. 59, 1985.

SOUSA, J. B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. **Summary report on permanent deformation in asphalt concrete**. SHRP-A/IR-91-104. Washington: Strategic Highway Research Program, 1991.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. Tese apresentada como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre/RS, 2004.

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

UNDERWOOD, B. S., KIM, Y. R., GUDDATI, M. N. **Characterization and performance prediction of ALF mixtures using a viscoelastoplastic continuum damage model**. In: Journal of Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 75, pp. 577-636, 2006.

UNDERWOOD, B. S., KIM, Y. R. **Analytical techniques for determining the endurance limit of hot mix asphalt concrete**. In: 2nd International Conference on Perpetual Pavements. Columbus, Ohio, Estados Unidos, 2009.

UNDERWOOD, B. S., KIM, Y. R., GUDDATI N. M., **Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model**. International Journal of Pavement Engineering, 11:6, 459-476, DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/10298430903398088> 2010.

UNDERWOOD, B., BAEK, C., & KIM, Y. R., **Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2296, 36–45. <https://doi.org/10.3141/229604>, 2012.

YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2nd Edition (Hardcover). 1975.

YUSOFF, N.I.M. **Modelling the linear viscoelastic rheological properties of bituminous binders**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, University of Nottingham, Nottingham, 2012.

ZHU, J.; BIRGISSON, B.; KRINGOS, N. **Polymer modification of bitumen: advances and challenges**. European polymer journal, v. 54, p. 18-38, 2014.

APÊNDICE A - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO

Tabela 29 - Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura AMP 60/85.

AMP 60/85							
Temperature (°C)	f(Hz)	CP 12		CP 28		CP 29	
		E* (MPa)	Phi (E*)	E* (MPa)	Phi (E*)	E* (MPa)	Phi (E*)
-10,00	0,01	16196	6,84	19223	7,18	17384	7,77
-10,00	0,1	18591	5,06	22132	5,10	20101	5,08
-10,00	0,2	19240	4,49	22888	4,62	20785	4,60
-10,00	0,5	20012	3,96	23851	4,02	21647	3,95
-10,00	1	20551	3,49	24517	3,62	22250	3,51
-10,00	2	21036	3,16	25149	3,21	22783	3,15
-10,00	5	21616	2,73	25851	2,70	23431	2,66
-10,00	10	21992	2,41	26336	2,35	23842	2,40
-10,00	20	22304	2,08	26747	2,08	24192	1,98
-10,00	25	22287	2,15	26691	2,17	24120	1,95
4,00	0,01	6817	18,75	7697	20,22	7455	19,95
4,00	0,1	9734	14,56	11527	14,70	11157	14,15
4,00	0,2	10651	13,34	12786	13,17	12261	12,73
4,00	0,5	12002	11,67	14396	11,44	13750	11,03
4,00	1	13034	10,56	15605	10,27	14808	9,89
4,00	2	14067	9,50	16794	9,19	15897	8,84
4,00	5	16367	8,22	18307	7,93	17233	7,65
4,00	10	16279	7,35	19391	7,02	18160	6,80
4,00	20	17207	6,30	20424	6,23	18999	6,06
4,00	25	17331	6,89	20761	5,99	19171	5,75
21,00	0,01	742,5	36,45	687	33,27	1699	26,88
21,00	0,1	2027	33,50	1977	33,24	2889	22,90
21,00	0,2	2647	31,89	2658	31,98	3381	22,72
21,00	0,5	3611	29,32	3729	29,62	4194	22,41
21,00	1	4462	27,27	4676	27,70	4956	21,96
21,00	2	5402	25,04	5753	25,52	5830	21,22
21,00	5	6758	22,20	7303	22,69	7208	19,76
21,00	10	7879	20,14	8610	20,58	8328	18,43
21,00	20	9023	18,09	10025	18,39	9514	16,86
21,00	25	9352	17,55	10356	17,99	9941	16,43
37,00	0,01	69	25,25	-	-	69	26,67
37,00	0,1	160	-	192	31,04	125	-
37,00	0,2	224	45,47	242	34,38	152	31,66
37,00	0,5	315	49,61	342	38,32	202	36,49
37,00	1	424	50,23	462	41,03	259	39,76
37,00	2	604	48,48	639	42,75	350	43,05
37,00	5	988	46,03	1040	42,25	559	45,75
37,00	10	1426	44,04	1482	41,12	834	46,40
37,00	20	2021	41,45	2074	39,43	1247	45,56
37,00	25	-	-	-	-	-	-
54,00	0,01	9	31,36	53	10,82	13	8,53
54,00	0,1	11	-	71	15,67	14	32,33
54,00	0,2	16	-	87	17,94	21	39,31
54,00	0,5	34	19,59	111	20,13	36	66,71
54,00	1	105	-	130	25,06	53	39,61
54,00	2	165	38,50	162	31,27	101	-
54,00	5	272	39,78	253	-	165	38,17
54,00	10	400	40,82	360	-	234	42,42
54,00	20	551	44,67	512	40,06	330	-
54,00	25	599	44,57	598	48,71	-	-

Fonte: (Autora).

Tabela 30 - Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura ECOFLEX B -3G.

ECOFLEX B - 3G							
Temperature (°C)	f(Hz)	CP 14		CP 22		CP 33	
		E* (MPa)	Phi (E*)	E* (MPa)	Phi (E*)	E* (MPa)	Phi (E*)
-10,00	0,01	24760	1,77	18327	6,29	-	-
-10,00	0,1	21085	4,50	20970	4,54	18362	4,52
-10,00	0,2	21721	4,04	21688	4,01	19006	4,03
-10,00	0,5	22512	3,51	22607	3,51	19731	3,52
-10,00	1	23049	3,11	23205	3,10	20201	3,09
-10,00	2	23525	2,82	23731	2,72	20639	2,81
-10,00	5	24095	2,41	24371	2,35	21158	2,37
-10,00	10	24460	2,13	24786	2,03	21504	2,05
-10,00	20	24754	1,91	25171	1,66	21784	1,83
-10,00	25	24760	1,77	25165	1,72	22104	1,69
4,00	0,01	9266	17,15	8698	18,46	7339	15,14
4,00	0,1	13080	12,10	12602	12,75	10724	11,70
4,00	0,2	14287	10,88	13797	11,40	11692	10,62
4,00	0,5	15804	9,53	15370	9,83	12912	9,26
4,00	1	16921	8,56	16500	8,81	13844	8,32
4,00	2	17976	7,72	17598	7,89	14729	7,47
4,00	5	19311	6,74	18948	6,87	15846	6,42
4,00	10	20235	6,05	19890	6,14	16599	5,45
4,00	20	21066	5,34	20754	5,29	16013	5,10
4,00	25	11440	33,94	21141	4,77	14783	5,26
21,00	0,01	1895	26,67	836,5	36,12	809	37,04
21,00	0,1	3401	25,60	2418	32,50	2426	32,67
21,00	0,2	4064	25,18	3168	30,81	3162	30,44
21,00	0,5	5074	23,62	4319	28,21	4247	27,41
21,00	1	5941	22,27	5311	26,15	5132	25,12
21,00	2	6917	20,81	6463	24,07	6137	22,81
21,00	5	8349	18,62	8089	21,14	7496	19,88
21,00	10	9527	17,04	9369	18,97	8553	17,51
21,00	20	10744	15,53	10602	17,74	9712	14,12
21,00	25	11173	15,10	11320	17,73	8600	17,26
37,00	0,01	80	28,25	85	25,13	92	25,86
37,00	0,1	149	-	161	34,33	200	34,82
37,00	0,2	197	-	209	37,75	281	37,20
37,00	0,5	296	-	310	41,52	447	39,17
37,00	1	421	-	433	44,13	646	40,10
37,00	2	622	-	625	45,30	934	40,17
37,00	5	1084	50,35	1042	44,34	1516	38,57
37,00	10	1622	45,68	1528	42,91	2112	36,86
37,00	20	-	-	2197	40,16	2845	34,83
37,00	25	-	-	-	-	3088	34,74
54,00	0,01	37	-	35	9,75	34	9,41
54,00	0,1	59	-	-	21,73	51	19,43
54,00	0,2	73	14,44	-	31,98	65	24,17
54,00	0,5	94	-	-	-	91	29,07
54,00	1	117	-	-	-	118	32,56
54,00	2	170	37,12	168	37,29	161	37,95
54,00	5	289	38,91	294	42,70	268	42,69
54,00	10	452	40,03	454	43,15	419	42,72
54,00	20	671	41,57	661	45,58	628	43,78
54,00	25	860	42,01	772	45,17	630	41,72

Fonte: (Autora).

ANEXO A – LAUDOS DOS LIGANTES ASFÁLTICOS

Figura 55 - Laudo do ligante asfáltico modificado por polímero - AMP 60/85

BETUNEL INDÚSTRIA E COMÉRCIO S/A					
CERTIFICADO DE QUALIDADE DE PRODUTO ACABADO (CÓPIA) Nº 412/2018					
PRODUTO: STYLINK® PG 76-22 (Tipo 60/85 Res. ANP Nº32 de 21/09/10) DATA DO CARREGAMENTO: 2/7/18 CLIENTE: CONCEPA DESTINO: ELDORADO VEÍCULO PLACA: CUD4318 / AQN4019 MUNICÍPIO: ELDORADO HORA: 15:50 TRANSPORTADOR: AGAÉ OBS:			QUANTIDADE: 24480 Kg C. PROVA FAB/CLI: 12989 / 12890 N. FISCAL Nº: 14338 ESTADO: RS TQ.: 02 TEMPERATURA: 170°C		
CARACTERÍSTICAS DE ACORDO COM A RESOLUÇÃO ANP Nº 32 DE 21 DE SETEMBRO DE 2010	LIMITES	MÉTODO	REPRODUTIBILIDADE(*)	ENCONTRADAS	
PENETRAÇÃO, 100g, 5s, 25°C, dmm	40 a 70		± 4 dmm	58	
REC. ELÁSTICA DUTILÔMETRO, 20cm, 25°C, %	85 mín.		ND	86	
PONTO DE AMOLECIMENTO, °C	60 mín.		± 3°C	67	
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 135°C, cP	3000 máx.		ND	918	
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 150°C, cP	2000 máx.		ND	437	
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 177°C, cP	1000 máx.		ND	153	
TEMPERATURA DE MISTURA/MEZCLA, °C (**) (***)	INDICATIVO	CÁLCULO	ND	157 a 183	
TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO/COMPACTACIÓN, °C (**) (***)	INDICATIVO	CÁLCULO	ND	139 a 145	
PONTO DE FULGOR, °C	235 mín.		± 18°C	> 236	
DENSIDADE RELATIVA A 20/4°C (***)	NA / Anotar		± 0,005	1,004	
ESTABILIDADE NA ESTOCAGEM - DIF. P. AM., °C	5 máx.		ND	2	
Observações: ND - Não Determinado; NA - Não Aplicável (*) A diferença entre dois resultados de ensaios, individuais e independentes, obtidos por operadores diferentes trabalhando em laboratórios distintos e em amostras de mesmo material, com a execução correta e normal deste método, pode exceder os valores somente em um caso em vinte. (**) A temperatura de usinagem deverá ser ajustada em função das condições operacionais e climáticas de forma a atender a temperatura mínima de início de compactação. (***) Este ensaio não faz parte da especificação em apreço. Citado apenas para fins informativos. O produto não deverá sofrer aquecimento acima de 177°C na descarga, armazenamento e usinagem. Nestas condições a estabilidade térmica não será inferior a 30 dias. Produto formulado contendo polímero SBS (copolímero bloco Estireno-Butadieno-Estireno).					
PREZADO CLIENTE: FAVOR ASSINAR E DEVOLVER A 2ª VIA DESTA COM OS RESULTADOS DA ANÁLISE ENCONTRADOS QUANDO DA CHEGADA DO PRODUTO NA OBRA. CASO ENCONTRE ALGUMA DIVERGÊNCIA, ACIMA DA REPRODUTIBILIDADE DO MÉTODO, OBSÉQUIO CONTACTAR NOSSO DEPARTAMENTO TÉCNICO.					
Declarações: 1. Os resultados contidos neste documento se referem a amostra ensaiada. 2. Este certificado só pode ser reproduzido integralmente. 3. Os dados permanecem arquivados e disponíveis em nosso arquivo eletrônico.					
			Original assinado por <u>Elizabete Cristina Bassani</u> Resp. Técnico - CREA: 87603 D Tel. Fábrica de MONTENEGRO (RS): (51) 3649-4000		
O PRODUTO ATENDE AS ESPECIFICAÇÕES.					
LOCAL		DATA		ASSINATURA	
Rev. Form. 2.4 de 27/10/2017					

Fonte: (Betunel Indústria e Comércio S/A, 2018)

Figura 56 - Laudo do ligante asfáltico modificado por borracha – AMB 08 (ECOFLEX B - 3G)

1ª Via Cliente

GRECA
ASFALTOS

Asfalto Modificado por Pó de Pneu - Ecoflex B - 3ª Geração

CUIDADOS DE APLICAÇÃO DO PRODUTO

O ligante ECOFLEX B não deverá ser aquecido acima de 180°C, o objetivo é minimizar qualquer aumento de consistência que possa ocorrer. O aquecimento deverá ser efetuado até se obter a consistência adequada à sua aplicação, sendo a temperatura ideal de usinagem equivalente a 175°C. O produto está sendo entregue a uma temperatura entre 165 e 175°C e deverá ser descarregado em tanques isentos de lastro de outros produtos. Recomenda-se durante o armazenamento até 5 dias, que a temperatura seja mantida em torno de 165°C e que haja agitação e circulação do produto por duas horas a cada período de 12 horas (não deve ser feita agitação e circulação do produto a temperaturas inferiores a 165°C), já em períodos superiores a 5 dias é recomendável estocar o produto a temperaturas mais baixas em torno de 100 a 120°C. Já para períodos mais prolongados, superior a 10 dias, o ideal é estocar a temperatura ambiente.

A temperatura durante o armazenamento deverá ser uniforme e a distribuição de calor deverá ocorrer de forma homogênea através da utilização da bomba de recirculação e dos agitadores mecânicos. A forma de aquecimento dos tanques de armazenamento deve ser por serpentinas de óleo térmico.

O produto não deve ser aplicado em dias de chuva, em superfícies molhadas e em temperaturas ambiente inferiores a 10°C.

A checagem da qualidade do produto deve ser realizada sempre sobre uma amostra retirada da unidade de transporte antes de seu descarregamento. Sendo que a qualidade da mesma não poderá ser questionada através de ensaios realizados após o descarregamento do produto.

A Greca Asfaltos não se responsabiliza por eventuais danos causados por armazenagem e/ou uso inadequado do produto na obra.

CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO

DATA	11/10/2018
PRODUTO	ECOFLEX B 3G
CLIENTE	DELLA PASQUA ENGENHARIA E CONSTRUCOES LTDA.
OBRA	ITAARA/RS
CERTIFICADO NÚMERO	064048 / 2018
FROTA / PLACA	IHH-5239
LACRES	316444 316479 316494
CONTRA PROVA	96802

ENSAIO	NORMA	ESPECIFICAÇÃO (*)	RESULTADOS	Avaliação
Penetração a 25°C, 100g, 5s, 0,1 mm	NBR-6576	30 - 70	50	✓
Ponto Amolecimento, °C	NBR-6560	mínimo 55	58,0	✓
Recuperação Elástica, %	NLT-329/91	mínimo 50	69,0	✓
Ponto de Fulgor, °C	NBR-11341	mínimo 235	>240	✓
Temperatura de Carregamento	TC	170 - 185	180	✓
Densidade Relativa, 25°C, g/cm³	NBR-6296	anotar	1,01	✓
Visc. Brookfield à 175°C, SP 3, 20 RPM, cP	NBR-15529	800 - 2000	1618	✓

Após a determinação do teor de asfalto na mistura betuminosa com Rotarex, Refluxo ou Soxhlet o resultado encontrado deverá ser multiplicado por um fator (1,07).

Fator correspondente a presença de partes insolúveis de pó de pneu nos filtros do equipamento.

* Esta especificação atende a Resolução 39 da ANP que regulamenta este tipo de produto.

Assinado Digitalmente

Responsável pelas Análises
Carla Giovana Santana
Engenheira Química
CRQ 05302022 - 5ª Região

Responsável pela Produção
Luiz Romeu Gastler

DELLA PASQUA Engenharia e Construções Ltda

Fonte: (Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA, 2018)

Figura 57 - Laudo do CAP 50/70 REFAP.

PETRÓLEO BRASILEIRO S/A - PETROBRAS - BDEMQ

Emissão: 04/07/17 17:51

Consultar Amostras

Tanque: 116C

Solicitante: 245 - REFAP PB

Certificado: 2185 - 18/12/16 14:23

Inspeccionada: Não

Tipo Amostr.: 016 - COMPUNITQ

Produto: CIMENTO ASFALTICO 50/70

Executante: 245 - REFAP PB

Finalidade: NAC - VENDA NACIONAL

Situação: Histórico

Complemento:

Data/Hora da Amostra: 17/12/16 11:00

Data/Hora Recebimento: 17/12/16 13:51

Resultados dos Ensaiois

Ensaio	Resultado	Unidade de Medida	Método	Especificação
DUCTILIDADE A 25 GC	>147	cm	D - 113	60 min.
IND. SUSCET.TERMICA	-1,3		X - 018	-1.5 a 0.7
PENETRACAO	57	0,1 mm	D - 5	50 a 70
PONTO AMOLECIMENTO	48,6	grau C	D - 36	46 min.
RTFOT PENETR. RETIDA	65	%	D - 5	55 min.
RTFOT VAR.EM %MASSA	0,053	%	D - 2872	-0.50 a 0.50
RTFOT-AUM.PTO AMOLEC	4,8	grau C	D - 36	8 max.
RTFOT-DUCTIL. A 25GC	>147	cm	D - 113	20 min.
SOLUB. TRICLOROETIL.	100,0	% massa	D - 2042	99.5 min.
AQUECIMENTO A 177 GC	NESP		X - 215	NESP
VIS.B.135GC-SP21,20R	300	cp	D - 4402	274 min.
VISC.BROOK.150GCSP21	156	cp	D - 4402	112 min.
VISC.BROOK.177GCSP21	60	cp	D - 4402	57 a 285
DENSIDADE A 20/4 GC	1,000		D - 70	Anotar
PONTO DE FULGOR	>236	grau C	D - 92	235 min.

Fonte: (Petrobras, 2017).