

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

Valdir dos Santos Barboza Junior

**EFEITO DELETÉRIO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM
ADIÇÃO DE LIGANTE MODIFICADO COM POLÍMERO E DE CAL**

Santa Maria, RS, Brasil

2018

Valdir dos Santos Barboza Junior

**EFEITO DELETÉRIO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM ADIÇÃO DE
LIGANTE MODIFICADO COM POLÍMERO E DE CAL**

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

Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS, Brasil

2018

Barboza Junior, Valdir dos Santos
EFEITO DELETÉRIO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM
ADIÇÃO DE LIGANTE MODIFICADO COM POLÍMERO E DE CAL /
Valdir dos Santos Barboza Junior.- 2018.
219 p.; 30 cm

Orientador: Luciano Pivoto Specht
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2018

1. Efeito deletério da água 2. Dano por umidade
induzida 3. Módulo complexo 4. Resistência à tração 5. Flow
Number I. Pivoto Specht, Luciano II. Título.

Valdir dos Santos Barboza Junior

**EFEITO DELETÉRIO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM
ADIÇÃO DE LIGANTE MODIFICADO COM POLÍMERO E DE CAL**

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

Aprovado em 29 de junho de 2018:



Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)

(Presidente/Orientador)



Lélio Antônio Teixeira Brito, PhD. (UFRGS)



Magnos Baroni, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS, Brasil

2018

AGRADECIMENTOS

Expresso meus agradecimentos aos seguintes:

Ao meu orientador Luciano Pivoto Specht pela confiança depositada em mim, pelos ensinamentos transmitidos e pelo tempo disponibilizado à pesquisa. Agradeço estes 5,5 anos de pesquisa como iniciação científica e mestrando. Contribuiu em muito na minha formação profissional.

Aos Professores Magnos Baroni e Lélío Brito pela disponibilidade em fazer parte da banca examinadora, pelo tempo disponibilizado e pelos conhecimentos agregados à pesquisa.

Aos membros do grupo GEPPASV: Fernando, Cléber, Eduardo Druzian, Lucas Bueno, Eduardo Renz, Ana Helena, Evelyn, Jéssica, Gustavo, Rômulo, Luis, Bethânia e todos que me auxiliaram na pesquisa. Em especial, gostaria de agradecer ao Silvio, Jennifer, Karine e Ketrily pela ajuda durante a pesquisa, principalmente nos momentos finais do trabalho. As alunas Camila, Helena e Vitória que iniciaram a pesquisa comigo.

As empresas SBS Engenharia e Concepa Triunfo pelo fornecimento de agregado britado.

À CAPES pelo suporte financeiro através da bolsa no decorrer de todo o estudo.

Aos meus pais Valdir Barboza e minha mãe Giselda Camargo bem como meu irmão Victor Barboza por me auxiliarem durante toda a minha vida. Obrigado por investirem na minha educação e por me darem carinho, amor e atenção sempre.

Aos meus grupos de amigos da Engenharia Civil, CRDC e Atlético F.C pela amizade, pelos momentos de diversão e pela solidariedade prestada durante o final do ano de 2017.

A minha namorada Verônica Holtermann e sua família que no período mais difícil da minha vida, estavam ao meu lado. Ajudaram em muito na minha recuperação.

Aos médicos Cléber, Ricardo e Vanessa que me guiaram durante o período do meu tratamento. A equipe da Unimed SM – Setor de oncologia que não mediram esforços para amenizar os efeitos do meu tratamento.

RESUMO

EFEITO DELETÉRIO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS COM ADIÇÃO DE LIGANTE MODIFICADO COM POLÍMERO E DE CAL

AUTOR: VALDIR DOS SANTOS BARBOZA JUNIOR
ORIENTADOR: Prof. Dr. LUCIANO PIVOTO SPECHT

O dano por umidade é uma das principais causas pela falha prematura do concreto asfáltico. A avaliação do efeito deletério da água em misturas asfálticas com adição de ligante modificado com polímero e de cal por meio ensaios mecânicos, torna-se importante para analisar o dano da umidade no comportamento das misturas asfálticas e buscar formas de diminuir a ação da água. O objetivo do estudo é avaliar, em laboratório, o efeito deletério da água em misturas asfálticas com diferentes tipos de agregados, com e sem adição de cal e utilizando ligante asfáltico convencional e modificado. Verificaram-se as propriedades rigidez, deformação permanente e coesão/adesão nas misturas. Utilizaram-se oito misturas asfálticas com esqueletos pétreos idênticos conforme a faixa C do DNIT 031/2006 – ES, dosadas pela metodologia Superpave, que foram submetidos aos ensaios de: Módulo de Resiliência (MR) e módulo Complexo; resistência a tração por compressão diametral (RT); *Flow Number* (FN); dano por umidade induzida e além destes foi empregado o protocolo AASHTO T 283 para os ensaios de FN e Módulo complexo para avaliar o efeito deletério da água nestes ensaios. Neste caso, as misturas foram divididas em dois grupos, grupo 1 sem ciclo de condicionamento e grupo 2 com ciclo de condicionamento. Com isso, foi possível obter o módulo dinâmico retido, ângulo de fase retido e o *Flow Number* retido (FNR). As análises dos resultados de Módulo Complexo foram realizadas pela modelagem 2S2P1D. Para o ensaio de MR, foi possível verificar que adicionar cal nas misturas asfálticas aumentaram em média 1,23 vezes os resultados de MR. Para a maioria das misturas, a substituição do ligante CAP 50/70 pelo AMP 60/85 diminuíram os valores de MR. No ensaio de módulo complexo a adição de cal e o tipo do ligante foram os fatores que mais alteraram a rigidez das misturas asfálticas. Percebe-se que as amostras compostas pelo CAP 50/70 apresentaram maiores valores de módulo de perda, com isso um maior comportamento viscoso, e maiores valores de módulo de armazenamento, quando comparados as misturas asfálticas com o AMP 60/85. Este fato também ocorre com as misturas compostas por cal. As misturas compostas pelo AMP 60/85 apresentaram valores de RT superiores às misturas com o CAP 50/70. Este fato se repete na comparação das misturas com as sem cal. No ensaio de dano por umidade induzida (*Lottman* Modificado) todas as misturas obtiveram valores de RRT superiores a 80%. No ensaio FN, as misturas asfálticas compostas pelo ligante modificado e cal, apresentaram os maiores valores de FN. No ensaio de Módulo complexo, após os ciclos de condicionamentos, demonstraram um maior comportamento viscoso e maior módulo de armazenamento que as misturas do grupo 1. Em relação ao FNR, 50% das misturas sofreram uma diminuição dos valores de FN, por razão da ação da água. Por meio dos resultados, foi possível perceber que utilizar o ligante modificado e inserir cal nas misturas asfálticas proporcionam aumentos na resistência a tração e deformação permanente.

Palavra-chave: Efeito deletério da água. Comportamento mecânico. Dano por umidade induzida. Módulo complexo. Resistência à tração. *Flow Number*.

ABSTRACT

DELETERIOUS EFFECT OF WATER IN ASPHALT MIXTURES WITH ADDITION OF POLYMER MODIFIED BINDER AND LIME

AUTHOR: VALDIR DOS SANTOS BARBOZA JUNIOR
ADVISOR: Prof. Dr. LUCIANO PIVOTO SPECHT

Moisture damage is one of the major causes of premature failure of asphalt concrete. The evaluation of the deleterious effect of water in asphalt mixtures with the addition of polymer modified binder and lime by mechanical tests becomes important to analyse the moisture damage on the asphalt mixtures behaviour and to search for ways to decrease the action of water. The aim of this study is to evaluate, in the laboratory, the deleterious effect of water in asphalt mixtures with different types of aggregates, with and without addition of lime and using conventional and polymer modified asphalt binders. The properties stiffness, permanent deformation and cohesion/adhesion in asphalt mixtures were verified. Eight asphalt mixtures with identical aggregate structures were used according to range C of DNIT 031/2006 - ES, measured by the Superpave methodology, which were submitted to the following tests: Resilience Module (RM) and Complex Moduli; tensile strength by diametrical compression (RT); Flow Number (FN); moisture induced damage and in addition to these the AASHTO T 283 protocol was used for the FN and Complex Modulus tests to evaluate the deleterious effect of water on these tests. In this case the mixtures were divided into two groups: group 1 without the conditioning cycle and group 2 with the conditioning cycle. This way was possible to obtain the dynamic moduli retained, the phase angle retained and the Flow Number retained (FNR). The Complex Modulus analysis results were conducted by the 2S2P1D modelling. For the MR test, it was possible to verify that adding lime into the asphalt mixtures increased by an average of 1.23 times the MR results. For most mixtures, the replacement of the CAP 50/70 binder for the AMP 60/85 decreased the MR values. In the complex modulus test the addition of lime and the type of binder were the factors that most affected the stiffness of the asphalt mixtures. It is observed that the samples consisted in CAP 50/70 showed higher values of loss modulus, therefore with a higher viscous behaviour and higher storage modulus values when compared to asphalt mixtures containing AMP 60/85. This fact also occurs with lime mixtures. The mixtures consisted of AMP 60/85 showed higher RT values than mixtures with CAP 50/70. This fact repeated in the comparison mixtures with and without lime. In the moisture induced damage (Modified Lottman) test all the blends obtained RRT values above 80%. In the FN test, the asphalt mixtures composed by modified binder and lime showed the highest values of FN. In the complex modulus test, after the conditioning cycles, they showed a higher viscous behaviour and higher storage modulus than the group 1 mixtures. Regarding the FNR, 50% of the mixtures suffered a decrease in FN values due to the action of water. Through the results was possible to notice that using the modified binder and inserting lime on asphalt mixtures provides tensile strength and permanent deformation increase.

Keyword: Moisture Damage. Mechanical behaviour. Moisture induced damage. Complex Moduli. Tensile strength. Flow Number.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação das componentes de deformação de materiais viscolastoplástico.....	26
Figura 2 – Domínios dos comportamentos típicos dos materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura.....	27
Figura 3 – Limites de deformação de acordo com o comportamento das misturas asfálticas para temperatura constante.....	28
Figura 4 – Domínios típicos do comportamento de misturas asfálticas convencionais	29
Figura 5 – Esquema do ensaio de Módulo Complexo.....	34
Figura 6 – Exemplos de Curvas Isócronas (A), Isotermas (B), Plano cole-cole (C) e Espaço Black (D).....	35
Figura 7 – Exemplo de curva mestre.....	37
Figura 8 – Contribuição do mecanismo de fluxo de cisalhamento em relação a deformação permanente em pavimentos asfálticos	39
Figura 9 – Diagrama esquemático do mecanismo de formação de deformação permanente	40
Figura 10 – Resumo dos fatores que interferem na resistência a deformação permanente em revestimentos asfálticos	42
Figura 11 – Exemplo de aplicação de pulso de carga no ensaio de <i>creep</i> dinâmico	43
Figura 12 – Regiões da curva de deformação plástica e aquisição de FN.....	44
Figura 13 – Regiões que ocorrem em um processo de fadiga	47
Figura 14 – Características geométricas dos ensaios de fadiga	48
Figura 15 – Formas de infiltração de água na estrutura do pavimento	49
Figura 16 – Percurso da água nas misturas asfálticas.....	49
Figura 17 – Diferença entre a falha na adesão e coesão na mistura asfáltica	53
Figura 18 – Valores de módulo de resiliência em função do tipo e teor de cal	58
Figura 19 – Amostra após o ensaio de adesividade do agregado graúdo.	60
Figura 20 – Modelo genérico de abreviatura dos tipos de misturas asfálticas, de acordo com a origem do material, adição de cal e tipo de ligante asfáltico..	64
Figura 21 – Fluxograma da pesquisa	65
Figura 22 – Localização das pedreiras que forneceram material para a pesquisa dentro do Estado do Rio Grande do Sul.....	67
Figura 23 – Material oriundo da Jazida P1 - Brita 3/4” (a esquerda), Brita 3/8” (ao centro) e Pó de Pedra (a direita)	68
Figura 24 – Material oriundo da Jazida P2 - Brita 3/4” (a esquerda), Brita 3/8” (ao centro) e Pó de Pedra (a direita)	68
Figura 25 – Resultado do ensaio de adesividade.....	71
Figura 26 – Distribuição granulométrica dos materiais.....	75
Figura 27 – Composição granulométrica das misturas asfálticas Faixa C DNIT 031/2006-ES.	77
Figura 28 – Misturador empregado na mistura.....	78
Figura 29 – Exemplo de um Compactador giratório IPC, disponível no laboratório LMCC na UFSM.	79
Figura 30 – Comparação entre os teores de misturas asfálticas.....	80
Figura 31 – Constituintes do modelo FAD e agregados flutuantes	82
Figura 32 – Constituintes da mistura asfáltica para o cálculo da porosidade FAD....	83

Figura 33 – Imagens da UTM-25 usado no LMCC para o ensaio de módulo de resiliência	86
Figura 34 – Realização do ensaio de Módulo Complexo a temperatura de 21°C	88
Figura 36 – Execução do ensaio de RT na prensa UTM-25	91
Figura 37 – Imagem da UTM-25 usado no LMCC e amostras antes e depois do ensaio.....	94
Figura 39 – Ensaio de dano por umidade induzida para os ensaios de Módulo Complexo e FN.....	98
Figura 40 – Gráfico com os valores de MR	103
Figura 41 – Simbologia escolhida para retratar cada mistura nos gráficos com resultados dos ensaios.....	106
Figura 42 – Isoterma de $ E^* $ a 21°C.....	107
Figura 43 – Isoterma de ϕ a 37°C	107
Figura 44 – Isócrona de $ E^* $ a 10,0Hz.....	108
Figura 45 – Isócrona de ϕ a 10,0Hz.....	108
Figura 46– Linhas de tendência das curvas $\log [a(T)]$ para todas as misturas a 21°C.. ..	110
Figura 47 – Média dos valores do Espaço Cole Cole das amostras e modelagem 2S2P1D para a mistura BS 60/85 SE.....	111
Figura 48 – Média dos valores do Diagrama Black das amostras e modelagem 2S2P1D para a mistura BS 60/85 SE.....	112
Figura 49 – Espaço Cole Cole para os dados obtidos através da modelagem 2S2P1D	113
Figura 50 – Diagrama Black para os dados adquiridos por meio da modelagem 2S2P1D.....	115
Figura 51 – Curvas mestras de Módulo Dinâmico para a temperatura de 21°C	117
Figura 52 – Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências.....	118
Figura 53 – Curvas mestras de ângulo de fase para todas as misturas a 21°C.....	119
Figura 54 – Curva mestra para baixas temperaturas a 21°C	120
Figura 55 – Inferência a fadiga a 21°C para todas as misturas.....	121
Figura 56 – Inferência à deformação permanente à 54°C das misturas asfálticas..	122
Figura 57 – Inferência à deformação permanente à 37°C das misturas	123
Figura 58 – Comparação dos resultados MR e Módulo Dinâmico para a temperatura de 25°C e frequência de 10Hz	124
Figura 59 – Resultados do ensaio de RT para cada mistura asfáltica	128
Figura 60 – Resultado de <i>Flow Number</i> para as misturas do grupo 1	135
Figura 61 – $E^*/\sin \phi$ a 54°C, na frequência 1 Hz, comparando com os resultados do ensaio de FN	138
Figura 62 – Resultados do ensaio de Lottman Modificado para a resistência retida a tração	144
Figura 63– Linhas de tendência das curvas $\log [a(T)]$ para todas as misturas a 21°C.. ..	149
Figura 64 – Espaço Cole Cole para as misturas do grupo 2, adquirido com a modelagem 2S2P1D	150
Figura 65 – Diagrama Black para todas as misturas.....	152
Figura 66 – Curvas Mestras de Módulo Dinâmico para as misturas do Grupo 2	153
Figura 67 – Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências.....	155
Figura 68 – Curva mestra da mistura QJ de Ahmad et al (2014)	156
Figura 69 – Curva mestra da mistura QS de Ahmad et al (2014).....	157
Figura 70 – Curvas Mestras de ângulo de fase para as misturas do Grupo 2.....	157

Figura 71 – Inferência à fadiga à 21°C para as misturas do grupo 2	159
Figura 72 – Inferência à deformação permanente à 54°C para as misturas do grupo 2.	160
Figura 73 – Resultados de $ E_r^* $ para a temperatura de 21°C	162
Figura 74 – Médias dos valores de módulo dinâmico retido para as baixas frequências.....	164
Figura 75 – Média dos valores de $ E_r^* $ para as frequências intermediárias.....	165
Figura 76 – Média dos valores de Módulo dinâmico retido para as altas frequências ..	166
Figura 77 – Resultado dos $ E_r^* $ para a temperatura de 20°C e 10Hz.....	167
Figura 78 – Resultados de ϕ^*r para todas as faixas de frequência	168
Figura 79 – Média dos valores de ângulo de fase retido para as baixas frequências ...	170
Figura 80 – Média dos valores de ϕ^*r para as frequências intermediárias.....	171
Figura 81 – Média dos valores de ângulo de fase retido para as altas frequências	172
Figura 82– Resultados dos ensaios de FN1, FN2 e FNR	176
Figura 83 – Resultado de FNR.....	178
Figura 84 – Relação entre a Inferência $E^*/\text{sen } \phi$, na frequência 1 Hz, com o ensaio de FN.....	180
Figura 85 – Resumo dos resultados das relações entre os componentes analisados na pesquisa	183
Figura 86 – Esquema resumido com os resultados dos ensaios de MR, RT e FN para as diferentes componentes avaliados no estudo.....	184
Figura 87 – Esquema resumido com os resultados do ensaio de <i>Lottman Modificado</i> para as diferentes componentes analisadas no estudo.....	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Diferenças entre os parâmetros dos ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Complexo.....	31
Tabela 2 – Resultados para diferentes tipos de ligante.....	44
Tabela 3 – Parâmetros de FN para diversos tipos de tráfego	45
Tabela 4 – Fatores que influenciam o dano por umidade em revestimentos asfálticos	50
Tabela 5 – Relação de módulo dinâmico com cal e sem cal de Witczak e Bari (2004).	59
Tabela 6 – Resultados do ensaio de adesividade	61
Tabela 7 – Composição e nomenclatura de cada mistura.	64
Tabela 9 – Resultados dos agregados.....	69
Tabela 10 – Resultados dos ensaios da Placa Calíper para britas 3/4” e 3/8” de Back (2018) com os mesmos agregados da pesquisa	70
Tabela 11– Resultado ensaio de adesividade.....	70
Tabela 12 – Resultados dos ensaios realizados na cal.....	72
Tabela 13 – Resultados do CAP 50/70	73
Tabela 14 – Resultados do AMP 60/85-E	73
Tabela 16 – Percentual de passante de cada fração da mistura asfáltica	76
Tabela 17 – Análise das quatro granulometrias nos parâmetros estabelecidos pelo método Bailey.....	77
Tabela 18 – Propriedades das Misturas asfálticas	80
Tabela 19 – Resultados metodologia FAD.....	84
Figura 35 – Representação do modelo 2S2P1D	89
Tabela 20 – Valores de Módulo de Resiliência a 25°C e 10Hz	100
Tabela 21 – Variáveis que foram significativas no modelo de regressão linear múltipla	100
Tabela 22 – Variáveis Dummy	101
Tabela 23 – Teste ANOVA.....	101
Tabela 24 – Coeficientes adquiridos por meio do teste t.....	102
Tabela 25 – Resultado da Regressão linear múltipla para o ensaio de MR.....	102
Tabela 26 – Valores de MR para alguns estudos realizados com materiais de origem basáltica (pedreira P2) com e sem adição de cal calcítica, realizados na UFSM.	104
Tabela 27 – Parâmetros do Modelo 2S2P1D e valores de C ₁ e C ₂ de cada mistura estudada.....	109
Tabela 28 – Resultados de MR e Módulo Dinâmico para a temperatura de 25°C e frequência de 10Hz	124
Tabela 29 – Valores médios de Resistência à Tração por Compressão Diametral, a 25°	125
Tabela 30 – Teste ANOVA para o ensaio de RT.....	126
Tabela 31 – Resultado do teste t.....	126
Tabela 32 – Resultado da Regressão linear múltipla para o ensaio de RT.....	127
Tabela 33 – Resultados de RT de diversos autores do Rio Grande do Sul	130
Tabela 34 – Resultados das médias, DP e CV dos parâmetros de tenacidade, Energias, IT e IF para cada mistura asfáltica	131
Tabela 35 – Resultados de FN para o grupo 1.....	132
Tabela 36 – Teste ANOVA para o ensaio de FN.....	133

Tabela 37 – Resultados do teste t para o ensaio de FN	133
Tabela 38 – Resultado da Regressão linear múltipla para o ensaio de FN.....	134
Tabela 39 - Resultados das misturas asfálticas para o ensaio de FN e FAD.....	137
Tabela 40 – Valores de Resistência Retida à Tração para o ensaio de <i>Lottman</i> <i>Modificado</i>	140
Tabela 41 – Resultado teste ANOVA para o RT1	141
Tabela 42 - Resultado teste ANOVA para o RT2	141
Tabela 43 - Resultado teste ANOVA para o RRT	141
Tabela 44 – Resultados dos valores do teste t.....	142
Tabela 45 – Resultado da Regressões Lineares múltiplas para os ensaios de RT1 e RT2.....	142
Tabela 46 – Resultados das médias, DP e CV dos parâmetros de tenacidade, Energias, IT e IF para cada mistura asfáltica	146
Figura 47 – Relações dos parâmetros de tenacidade, Energias, IT e IF para cada mistura asfáltica.....	147
Tabela 48 – Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 de cada mistura	148
Tabela 49 – Resultados das médias do ensaio Flow Number para cada mistura com seus DP e CV	173
Tabela 50 – Resultado do teste ANOVA para o FN2	174
Tabela 51 – Resultado do teste ANOVA para o FNR.....	174
Tabela 52 – Resultado do teste t.....	175
Tabela 53 – Resultado da Regressão Linear múltipla para o ensaio de FN2	175
Tabela 54 – Componentes empregadas nas relações	181

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AG	Agregados Graúdos
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
a(T)	Fator de deslocamento
ATR	Afundamento de Trilho de Rodas
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Concreto Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CIENTEC	Fundação de Ciência e Tecnologia
CGS	Compactador Giratório Superpave
CP	Corpo de Prova
CREMA	Programa do DNIT para recuperação e conservação de rodovias
CV	Coeficiente de variação
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - RS
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DP	Desvio Padrão
EUA	Estados Unidos da América
FAD	Faixa de Agregado Dominante
FAF	Proporção Fina de Agregados Finos
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FN	<i>Flow Number</i>
FNR	<i>Flow Number Retido</i>
GAF	Proporção Graúda de Agregados Finos
GEPPASV	Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária
Gmm	Densidade máxima medida
Gsb	Massa específica aparente
HMA	<i>Hot Mix Asphalt</i>
Hz	Hertz
<i>i</i>	Unidade imaginária ($=\sqrt{-1}$)
IDOT	Departamento de Transportes de Illinois
IF	Índice de flexibilidade
IT	Índice de tenacidade
KN	Quilonewton
KPa	Quilopascal
LAM	Ligante Asfáltico Modificado
LAS	<i>Liquid antistrip</i>
LAPAV/UFRGS	Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Ciclos
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
P-valor	Nível de significância para o teste ANOVA
RBV	Relação Betume Vazios

REFAP	Refinaria Alberto Pasqualini
RRt	Resistência Retida à Tração
RT	Resistência à Tração por Compressão Diametral
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
Superpave	<i>Superior Performance Asphalt Pavements</i>
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
UTM	<i>Universal Testing Machine</i>
Valor $-p$	Nível de significância para o teste t
VAM	Vazios no Agregado Mineral
VI	Volume Intersticial
Vv	Volume de Vazios
2S2P1D	2 Springs, 2 Parabolic, 1 Dashpot
C_1 e C_2	Constantes dependentes do material para modelo WLF
E^*	Módulo complexo
E_1	Módulo elástico real ou de armazenamento
E_2	Módulo viscoso ou de perda
$ E^* $	Módulo Dinâmico
$ E_r^* $	Módulo Dinâmico Retido
φ	Ângulo de fase
φ^*r	Ângulo de fase Retido
β	Valores das variáveis do modelo de regressão linear múltipla

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVO GERAL	23
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.3	ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA	24
2	REVISÃO DA LITERATURA	25
2.1	COMPORTAMENTO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	25
2.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS ...	30
2.2.1	Rigidez	30
2.2.2	Deformação Permanente em pavimentos asfálticos	37
2.2.3	Fadiga	46
2.3	EFEITO DA AÇÃO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS	48
2.3.1	Interação Agregado-Ligante	51
2.3.2	Modos de ruptura da ligação agregado-ligante	52
2.3.3	Energia de Superfície	54
2.3.4	Agentes melhoradores de Adesividade (AMA)	55
2.3.5	Avaliação da adesividade e do dano por umidade em misturas asfálticas	59
3	METODOLOGIA	63
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	63
3.2	MATERIAIS EMPREGADOS NA PESQUISA	67
3.2.1	Agregado mineral	67
3.2.2	Cal	72
3.2.3	Ligante asfáltico	72
3.3	PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS	73
3.3.1	Dosagem das misturas asfálticas	74
3.4	ENSAIOS LABORATORIAIS	85
3.4.1	Propriedades de Rigidez	85
3.4.1.1	Ensaio de Módulo de Resiliência	85
3.4.1.2	Ensaio de Módulo Complexo	87
3.4.2	Propriedades de Resistência	91
3.4.2.1	Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral	91
3.4.2.2	Ensaio <i>Flow Number</i>	93
3.4.3	Propriedades de Coesão e Adesão	95
3.4.3.1	Ensaio de dano por umidade induzida	95
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	99
4.1	PROPRIEDADE DE RIGIDEZ	99
4.1.1	Módulo de Resiliência	99
4.1.2	Módulo Complexo	105
4.2	PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA	125
4.1.3	Resistência à Tração por Compressão Diametral	125
4.3	PROPRIEDADES DE COESÃO E ADESÃO	139
4.4	RESUMO DOS RESULTADOS DAS RELAÇÕES	181
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	186
5.1	CONCLUSÕES	186
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	189
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	190
	APÊNDICE A – RESULTADOS DAS DOSAGENS SUPERPAVE	200

APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO.....204

1 INTRODUÇÃO

O setor de transporte rodoviário é muito importante para o crescimento econômico e social do Brasil. Este setor é responsável pela movimentação de mercadorias e pessoas, uma vez que promove a expansão econômica de diversas regiões.

As rodovias brasileiras em sua maior parte são constituídas de revestimento asfáltico composto por uma mistura de materiais pétreos de diversos tamanhos e de ligante asfáltico. Tanto o ligante asfáltico, quanto o revestimento asfáltico possuem como característica um comportamento viscoelastoplástico e termossensível. Com isso, a performance do pavimento asfáltico está associada à sua propriedade de rigidez e danificação, uma vez que são instigadas por parâmetros como alterações de frequência de aplicação de carga proveniente do tráfego e da temperatura.

A maioria da malha rodoviária brasileira não atende as condições de rolamento, conforto, segurança e economia, visto que o aumento da frota, o excesso de cargas transportadas e a falta de projeto de misturas asfálticas adequado contribuíram de forma significativa para o sucateamento do modo rodoviário. Isto possibilita o surgimento de algumas patologias, como a deformação permanente e o trincamento por fadiga. O trincamento por fadiga, manifestado por meio de trincas, é causado pelas repetições de cargas provenientes do tráfego e resulta na perda de durabilidade e de flexibilidade do pavimento asfáltico, manifestando por meio de trincas. Já a deformação permanente se mostra através de afundamentos de trilha de roda, em pontos específicos e por meio de sobre-elevações laterais.

Outro fator importante que pode causar patologias no pavimento asfáltico é a utilização de projetos de misturas asfálticas inadequados para as condições de tráfego e clima. Atualmente, é usualmente empregado para dosagem de misturas asfálticas a metodologia Marshall, que não leva em conta as condições climáticas. Por essa razão é necessário adotar uma nova metodologia, como por exemplo a Metodologia Superpave, que leva em consideração as condições do tráfego e o clima da região.

Além dos fatores já citados, deve-se levar em conta durante a vida útil do revestimento asfáltico a influência destrutiva da umidade. Diversas pesquisas na área, como os estudos de Ribeiro (2011) e Kakar et al (2015) verificaram que a umidade é o principal acelerador dos defeitos em uma mistura asfáltica, pois pode ocasionar o descolamento do ligante asfáltico do material granular.

Kiggundu e Roberts (1988), definiram o efeito deletério da água em revestimentos asfálticos como a degradação progressiva funcional do revestimento, ocasionada pela perda da ligação adesiva entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado e/ou a perda da resistência coesiva no interior do ligante asfáltico.

O deslocamento do ligante asfáltico do material granular altera a coesão da mistura e proporciona alterações nas propriedades como a rigidez, a resistência, a tração e a flexibilidade. No intuito de diminuir os efeitos deletérios causados pela água podem ser adicionados aditivos na mistura asfáltica (ANITELLI, 2013).

Alguns estudos já foram realizados no meio internacional para verificar o efeito deletério da água em misturas asfálticas. Pode-se citar os trabalhos de Hicks (1991), Williams e Breakah (2010), Bausano (2006), Solaimanian e Chang (2010) e Nardkarni et al (2009). Estes estudos verificaram o efeito da umidade no desempenho mecânico dos pavimentos asfálticos.

Algumas pesquisas foram desenvolvidas no Brasil com o objetivo de estudar o dano por umidade em misturas asfálticas. Podem-se destacar alguns trabalhos: Barra (2009), avaliou a ação da água nos parâmetros de rigidez por meio dos ensaios de módulo complexo e fadiga para misturas asfálticas densas; já Ribeiro (2011), avaliou o efeito da modificação de ligante asfáltico com líquido da castanha de caju na resistência ao dano por umidade em misturas asfálticas; Anitelli (2013) estudou o dano por umidade de misturas densas com ligantes asfálticos convencional e modificado com polímero SBS; e Correa (2017), pesquisou o efeito deletério da água na propriedade de rigidez de misturas asfálticas recicladas. Estes trabalhos demonstraram a importância da avaliação da água em pavimentos e apresentaram alternativas para modificação dos ligantes asfálticos.

Muitos pesquisadores têm empregado aditivos para aumentar a compatibilidade química entre o ligante asfáltico e o material granular. Estes aditivos são chamados de agente melhorador de adesividade (AMA), sendo a cal virgem, cal hidratada e o DOPE, os agentes mais aplicados no meio rodoviário. A cal quando utilizada na mistura asfáltica fortalece a ligação química entre o ligante asfáltico e o material granular (RIBEIRO, 2011).

Segundo Little e Seebaly (2006), é oportuno a incorporação de cal hidratada nas misturas asfálticas, que possibilita a melhoria da adesividade agregado-ligante, o aumento da resistência à deformação permanente, e a resistência ao trincamento. Atua também como fíler modificador de viscosidade, diminui a sensibilidade à

umidade, interrompe o envelhecimento prematuro do revestimento asfáltico e aumenta a sua vida útil. Além disso auxilia na coesão e possui um baixo custo.

Diversas pesquisas vêm sendo realizadas para verificar quanto a incorporação de cal nas misturas asfálticas influência no desempenho mecânico dos pavimentos. Na bibliografia internacional, pode-se citar os trabalhos Bari e Witczak (2005), Little e Seebaly (2006) e Phan et al (2017) que realizaram pesquisas voltadas na melhoria do desempenho mecânico das misturas asfálticas por meio da incorporação de cal.

No Brasil, pode-se destacar alguns estudos realizados no estado do Rio Grande do Sul, como o de Bock (2012), Boeira (2014), Paviani (2015), Granich (2015) e Fernandes (2017) que pesquisaram sobre a incorporação de cal nos pavimentos asfálticos por meio de diversos ensaios mecânicos.

Outro fator que pode melhorar o desempenho e a qualidade das misturas asfálticas é o uso de ligantes asfálticos modificados por polímeros. Este tipo de ligante é empregado na maioria dos casos em vias de elevado fluxo de tráfego. Os mesmos, tem como finalidade a melhoria das características reológicas das misturas asfálticas (BONH, 2017; BARROS 2017; ALMEIDA JR, 2016).

Esta pesquisa tem como intuito estudar o efeito deletério da água em misturas asfálticas com diferentes tipos de agregados, ligantes asfálticos (convencional e modificado) e a adição de cal.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar, em laboratório, o efeito deletério da água em misturas asfálticas com diferentes tipos de agregados, com e sem adição de cal e utilizando ligante asfáltico convencional e modificado.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos são:

- a) Avaliar o comportamento das misturas frente ao ensaio de módulo de resiliência;
- b) Verificar a resistência das misturas asfálticas por meio do ensaio de resistência a tração;

- c) Analisar o efeito deletério da água em misturas asfáltica com a adição de cal, utilizando ligante asfáltico convencional e modificado;
- d) Verificar o comportamento das amostras frente a deformação permanente considerando o efeito deletério da água;
- e) Avaliar a influência do efeito deletério da água na propriedade de rigidez das misturas asfálticas no domínio viscoelástico linear;
- f) Adicionar na rotina do laboratório de pavimentação da UFSM a metodologia Faixa do Agregado Dominante.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

A dissertação está organizada em 5 capítulos conforme segue.

O Capítulo 1 tem a finalidade de introduzir ao tema, apresentar os objetivos e descrever a pesquisa.

O Capítulo 2 aborda sobre a revisão de literatura de alguns temas importantes para o estudo. Destacam-se: comportamento das misturas asfálticas, propriedades mecânicas dos revestimentos asfálticos e o efeito da ação da água em misturas asfálticas.

O Capítulo 3 trata do planejamento, dos materiais e de métodos de ensaios aplicados para o estudo, visando atingir os objetivos.

No Capítulo 4 estão colocados os resultados dos ensaios realizados e a sua discussão, o último item deste capítulo resume e compara os resultados de todos os ensaios empregados no estudo.

O Capítulo 5 exhibe as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

Esta dissertação possui dois apêndices com os resultados das dosagens Superpave e do ensaio de módulo complexo.

2 REVISÃO DA LITERATURA

O capítulo de revisão bibliográfica abrange assuntos que melhoram a compreensão sobre o comportamento das misturas asfálticas, propriedades mecânicas dos revestimentos asfálticos (rigidez, deformação permanente e fadiga) e efeito da umidade em misturas asfálticas.

2.1 COMPORTAMENTO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A estrutura dos pavimentos asfálticos é composta por um sistema de camadas constituídas por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito. Cada camada tem função de receber a carga superior e conduzi-la de forma minorada para a camada inferior subsequente, limitando, por meio de associações de materiais e espessuras, as tensões e deformações do pavimento (MEDINA, 1997).

O pavimento asfáltico é composto por diversas camadas e deve ser capacitado a receber a ação do tráfego e do meio ambiente, possibilitando ao usuário condições de conforto, rolamento, segurança e economia. O revestimento asfáltico tem como principal objetivo receber as ações do tráfego e distribuí-las, de forma a minorá-las até que estas cheguem às camadas inferiores. O pavimento asfáltico é constituído pela mistura de agregado mineral e ligante asfáltico, podendo ser constituído também por filler mineral, aditivos, entre outros.

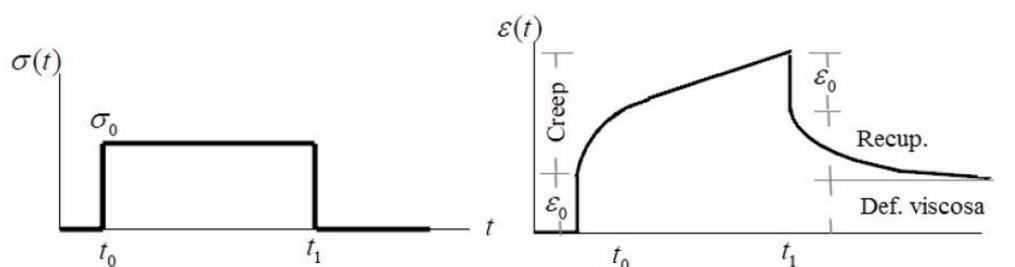
Os concretos asfálticos recebem do ligante o comportamento viscoelástico, isto é, a reação do pavimento asfáltico é diferente para carregamentos estáticos e dinâmicos. Um material que apresenta este tipo de comportamento demonstra uma maior rigidez quando é aplicado uma carga rápida, tempo de duração curto e altas frequências, e menor rigidez quando é submetido a carregamento por um período mais longo e baixas frequências. Outro fator que influencia a rigidez é a temperatura. Para temperaturas mais baixas a mistura apresenta uma maior rigidez, à medida que se eleva a temperatura a rigidez tende a diminuir (BERNUCCI et al.,2008).

Diversos autores têm publicado no exterior e no Brasil trabalhos científicos, descrevendo que as misturas asfálticas demonstram comportamento viscoelástico. Porém, em alguns casos, o concreto asfáltico apresenta parcelas elásticas e plásticas,

inclusive comportamento plástico. A Figura 2 apresenta as parcelas de deformações de um material viscoelastoplástico quando sujeito à uma solicitação.

Um corpo, não estando submetido à atuação de agentes externos (intempéries, tensões e deformações) ao ser requisitado, é denominado viscoelástico se após a descarga das tensões aplicadas, inclinar-se novamente a um estado de tensões nulo e de deformações, contudo, de trajetórias não coincidentes (DONGMO-ENGELAND, 2005).

Figura 1 – Representação das componentes de deformação de materiais viscolastoplástico.



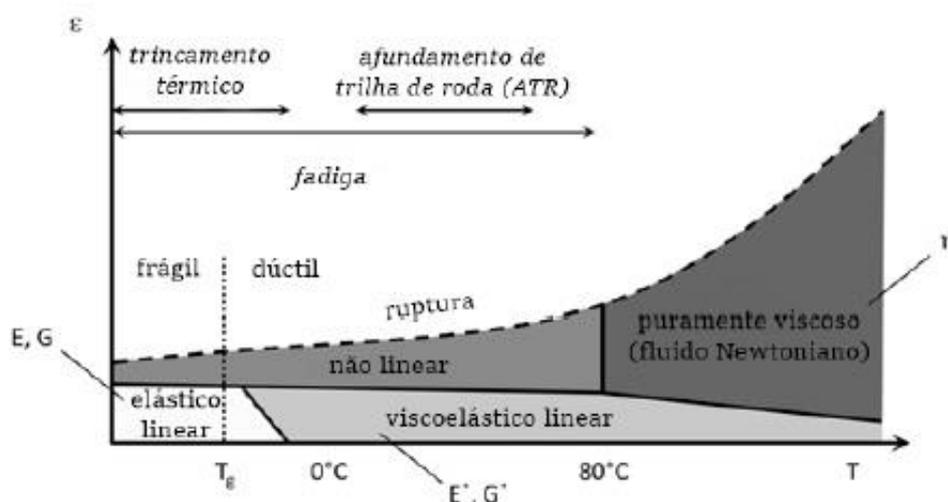
Fonte: (Adaptado de Melo, 2014).

Conforme é mostrado na Figura 1, quando um material viscoelástico é sujeito a uma tensão constante (σ_0), ocorre uma resposta instantânea da deformação (ε_0). Posteriormente, é constatado um aumento contínuo da deformação. Já, se a carga for mantida por um intervalo de tempo mais longo, é verificado que a deformação aumenta linearmente com o tempo. No momento que a carga é retirada, ocorre uma recuperação instantânea elástica acompanhada de uma recuperação tardia. A deformação não recuperável é denominada de viscosa (OLARD, 2003 e WOLKEDIRAN, 2011).

A teoria da viscoelasticidade linear é nova e este comportamento ocorre devido aplicação em larga escala dos materiais poliméricos. No entanto, o comportamento mecânico deste tipo de material não é totalmente compatível com a teoria da elasticidade linear. A elasticidade linear julga que os materiais têm a capacidade de armazenar energia mecânica sem dissipá-la. Em contrapartida, um fluido viscoso (newtoniano) é definido por dissipar energia sem armazená-la, levando em consideração um estado de tensão não hidrostático (CHRISTENSEN, 2003).

Os materiais demonstram comportamentos diferentes, dependendo da tensão aplicada. Se a tensão possui um baixo número de ciclos e pequena amplitude, o material possui comportamento viscoelástico linear e seu comportamento viscoso é descartado (levando em consideração um material elástico linear) às temperaturas muito baixas. Porém, quando é aplicada uma tensão pequena e um número de ciclo alto poderá acontecer fadiga, orientando o material à falha. Quando um material é exposto a uma tensão de grande amplitude, o comportamento torna-se não linear (MANGIAFICO, 2014). A Figura 2 apresenta os domínios dos comportamentos típicos dos materiais asfálticos, seguindo a amplitude de deformação (ϵ) e a temperatura (T), para um determinado número de ciclos (N).

Figura 2 – Domínios dos comportamentos típicos dos materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura

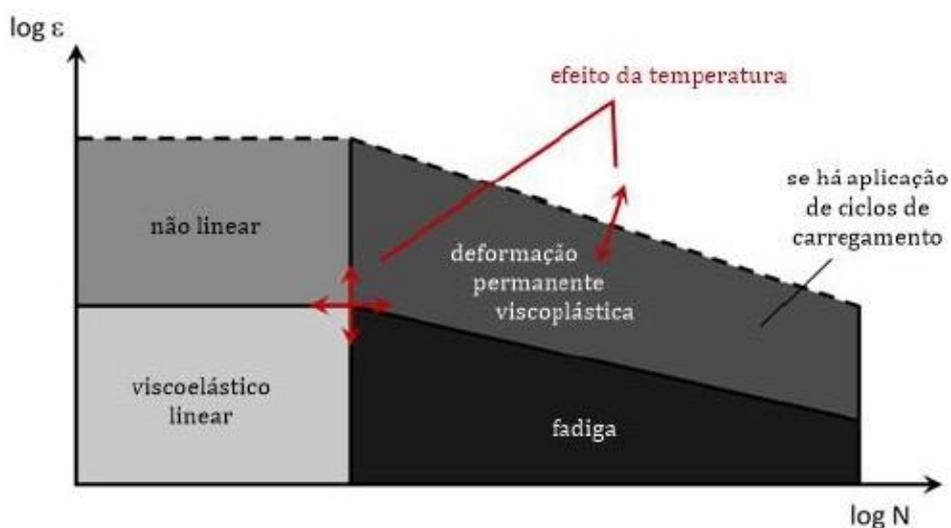


Fonte: (Adaptado de Mangiafico, 2014).

O material pode suportar uma deformação máxima sem entrar no domínio de não linearidade. Esta condição depende de alguns fatores como o tipo de material e da temperatura empregada. Desta maneira, as misturas asfálticas podem apresentar tanto o comportamento não linear quanto o comportamento linear. Com isso, os parâmetros mais importantes utilizados na viscoelasticidade, como o módulo dinâmico e o ângulo de fase, são estabelecidos no domínio da viscoelasticidade linear (SCHAPERY, 1969).

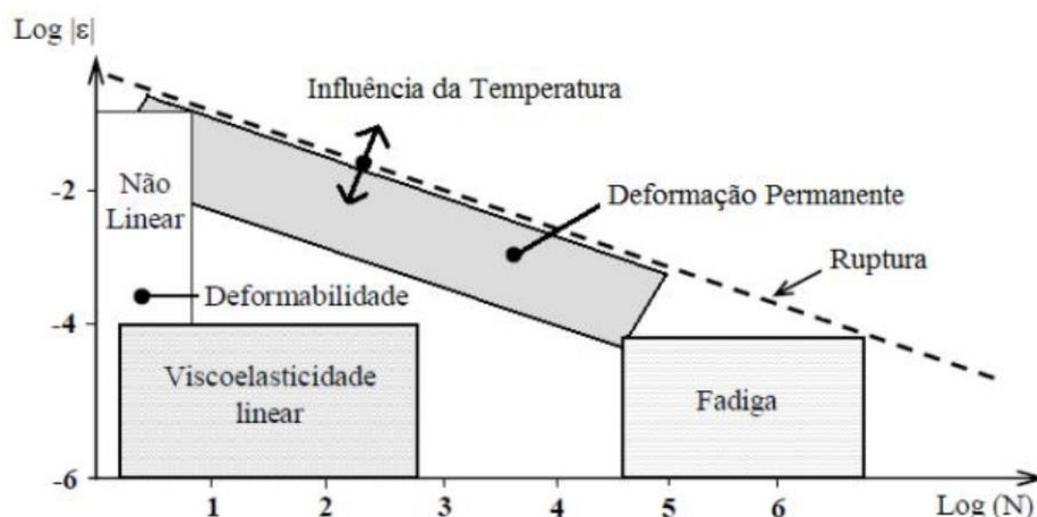
O comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas pode ser estipulado por meio do módulo complexo (CARDONA et al., 2015). Di Benedetto et al. (2013) descreve que a caracterização viscoelástica deve estar incorporada dentro do limite de viscoelasticidade linear para níveis de deformações inferiores que 100 microdeformações, diminuindo a probabilidade de induzir dano no material ou não culminando o comportamento não linear, para que não ocorra a deformabilidade elástica ou dano. As Figuras 3 e 4 mostram os diferentes tipos de comportamento das misturas asfálticas de acordo com as deformações e a quantidade de ciclo de carga.

Figura 3 – Limites de deformação de acordo com o comportamento das misturas asfálticas para temperatura constante.



Fonte: (Adaptado de Mangiafico, 2014).

Figura 4 – Domínios típicos do comportamento de misturas asfálticas convencionais



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

Conforme demonstrado na Figura 4, para solicitações com pequeno número de carregamentos, altos níveis de deformação ($>10^{-4}$) e altas temperaturas, o comportamento é não linear. Em contrapartida, para solicitações com centenas de ciclos e com deformações pequenas ($<10^{-4}$), o comportamento é viscoelástico linear. Com elevados níveis de ciclos de carregamento e baixos valores de deformação, o material demonstra o fenômeno de fadiga.

No contexto viscoelástico, o emprego de métodos analíticos, chamados como “Princípios de Superposição”, possibilitou a concepção de curvas capazes de demonstrar a dependência do módulo em função do tempo ou frequência da temperatura, sem a obrigação de fazer ensaios em longos períodos de tempo. Essas curvas são denominadas mestras, em inglês “*master curve*” (JUNG, 2006).

A partir do Princípio da superposição temperatura (TTSP - *Time-Temperature Superposition Principle*), o mesmo valor de rigidez pode ser adquirido em temperaturas elevadas e tempos de ensaio curtos ou às temperaturas reduzidas e tempos de ensaio longos. Com isso, o efeito da temperatura e do tempo podem ser reunidos em um único parâmetro. Este procedimento pode ser realizado mudando-se horizontalmente os valores do módulo a temperaturas diferentes para uma temperatura de referência (WOLDEKIDAN, 2011).

2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Os concretos asfálticos, por possuírem ligante asfáltico em sua composição, adquirem comportamento termossuscetível e viscoelastoplástico descrito anteriormente.

Melo (2014) verificou que são necessários alguns aspectos para analisar as propriedades mecânicas do concreto asfáltico, como:

- A rigidez e a sua evolução com o tempo;
- A deformação permanente e o acúmulo deste aspecto;
- A fadiga e a lei da evolução do dano; e,
- O início de trincas e a propagação destas.

2.2.1 Rigidez

A rigidez em concretos asfálticos é considerada um parâmetro do material e uma propriedade única, que consiste na inclinação da curva de tensão-deformação. A rigidez é influenciada por vários motivos, tais como: a temperatura, a taxa de deformação, a película de ligante asfáltico que recobre os materiais granulares, os finos no mástique, os vazios, a reatividade com o oxigênio, o envelhecimento da mistura asfáltica e os aditivos que foram adicionados ao concreto asfáltico (KIM, 2009).

O parâmetro de rigidez de uma mistura asfáltica pode ser verificado por meio de dois tipos de ensaios: módulo de resiliência (MR) e módulo complexo (E^*). Atualmente, em projetos de rodovias no Brasil é empregado apenas o ensaio de módulo de resiliência para análise da rigidez de uma mistura asfáltica. O módulo complexo é empregado apenas em pesquisas acadêmicas.

Os ensaios de módulo de resiliência e módulo complexo, verificam a mesma propriedade das misturas asfálticas, e possuem metodologias diferentes. No Brasil, o Módulo de Resiliência segue as determinações da norma DNER 135/2010, que utiliza temperatura de ensaio de 25°C e aplicação de carga de 0,1s e 0,9s de repouso, executada com carregamento de compressão diametral e gerando estado de tensão biaxial. Com isso, o ensaio só verifica o parâmetro de rigidez nessa condição. Por outro lado, o ensaio de Módulo Complexo analisa diferentes temperaturas,

frequências e carregamentos de compressão axial senoidal, gerando as curvas mestras dos materiais. Desta maneira, verifica-se que o ensaio de Módulo Complexo demonstra características mais aproximadas do comportamento do material, inclusive a viscoelasticidade. A Tabela 1 demonstra as diferenças entre o Módulo de Resiliência e o Módulo Dinâmico.

Tabela 1 – Diferenças entre os parâmetros dos ensaios de Módulo de Resiliência e Módulo Complexo

PARÂMETROS	MÓDULO DE RESILIÊNCIA¹	MÓDULO COMPLEXO²
Carga	Carregamento repetido	Carregamento dinâmico
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 corpo de prova	100mm de diâmetro e 63,5mm de altura	100mm de diâmetro e 150mm de altura

Fonte: Autor.

OBS: ¹ DNER 135/2010 e ² AASHTO T 342/2011

Pode-se observar na Tabela 1 que uma das principais diferenças entre os ensaios é a temperatura em que são executados.

A temperatura é um dos principais fatores que alteram a rigidez em concretos asfálticos. Porém, existem diversos fatores que afetam esta propriedade, entre eles: a taxa de deformação, o estado de tensão, as partículas do agregado, o tipo de ligante, a película que recobre o agregado mineral, a água em forma líquida ou gasosa e sua localização na mistura asfáltica, a idade da mistura asfáltica, o volume de vazio, etc. (KIM, 2009). Esta variedade de parâmetros demonstra que a rigidez sofre diversas mudanças dependendo dos parâmetros que são alterados.

Como já descritos, os principais ensaios empregados para avaliar a rigidez em misturas asfálticas é o módulo de resiliência e o módulo complexo. Este item tem como objetivo realizar uma breve revisão bibliográfica sobre estes dois ensaios.

Em 1930, Francis Hveem, começou a pesquisar sobre o comportamento resiliente de materiais empregados em pavimentação. A denominação resiliência foi utilizada pelo autor para distinguir do módulo de Young, que é determinado

estaticamente. Hveem foi o primeiro pesquisador a relacionar as deformações recuperáveis com fissuras que se manifestam nos revestimentos asfálticos. A resiliência é denominada como a energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, o qual é restituído quando param as tensões causadoras da deformação (BERNUCCI et al. 2010).

O MR é adquirido de modo semelhante ao módulo de elasticidade e a relação tensão (σ) e deformação (ϵ), porém, é obtido por meio de aplicação de carga repetida. No ensaio 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, 2005; BERNUCCI et al. 2010).

O ensaio é padronizado no Brasil por meio da norma DNIT-ME 135/2010 e ABNT NBR 16018/2011.

O ensaio é executado com corpos de prova cilíndricos com 10,2cm de diâmetro e altura variável, com valor próximo de 6,35 cm. As amostras sofrem a aplicação de uma carga no plano diametral vertical, repetidamente, em intervalos de tempo de 0,1s e repousos de 0,9s. O equipamento que executa este tipo de ensaio é constituído por um sistema pneumático de carregamento. Esse sistema é composto por um regulador de pressão para aplicação da carga vertical, válvula de três vias de transmissão de carga vertical, pistão de carga e friso, e um temporizador eletrônico para a verificação do tempo de carregamento da válvula e frequência de aplicação da carga vertical. Neste mesmo sistema, existe um conjunto de medição de deformação diametral horizontal composto de dois transdutores mecano-eletromagnético tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) e um microcomputador (ALMEIDA JÚNIOR, 2016).

Diversos autores vêm estudando formas de melhorar o ensaio de rigidez em pavimentos asfálticos. Atualmente no Brasil, o MR é a forma mais empregada para analisar a rigidez em revestimentos asfálticos. Entretanto, no meio acadêmico este tipo de ensaio já se encontra obsoleto, pois estudar esta propriedade necessita de um ensaio mais abrangente. Com isso, surgiu o emprego do ensaio de Módulo Complexo.

O conceito do ensaio de módulo complexo para misturas asfálticas não é novo. Na década de 60, foram descritos por Papazian os primeiros ensaios viscoelásticos executados em misturas asfálticas. O mesmo aplicou uma tensão senoidal a uma amostra cilíndrica, em uma frequência específica, e efetuou medições da deformação.

Os experimentos foram executados sob condições controladas de temperaturas em diversas amplitudes de carga e frequência. Por fim, ele deduziu que os conceitos de viscoelasticidade podem ser utilizados para o dimensionamento e previsão de performance dos pavimentos (CLYNE et al., 2003).

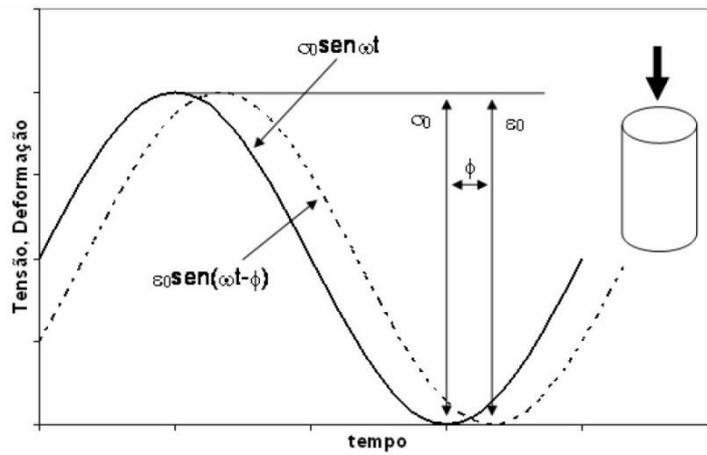
O NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*), no projeto 1-37^a, recomenda a utilização do módulo dinâmico como um parâmetro de rigidez no método de dimensionamento mecanístico. Este órgão é responsável pela elaboração do guia de ASSHTO 2002 para o projeto de estruturas de pavimentos (MENSCH, 2017)

O ensaio de Módulo complexo é composto da aplicação de uma carga uniaxial compressiva senoidal em corpos de prova cilíndricos, podendo ser confinado ou não. A relação tensão-deformação (Figura 5) gerada durante o carregamento senoidal contínuo é composta de um número complexo chamado de Módulo Complexo (E^*) e o valor absoluto $|E^*|$ é denominado como módulo dinâmico (NASCIMENTO, 2008). Este tipo de ensaio é empregado para a avaliação da viscoelasticidade em misturas asfálticas.

O módulo dinâmico é um valor que associa tensões e deformações de materiais que possuem comportamento viscoelástico, sujeitos a um carregamento senoidal. O ensaio é realizado em diversas temperaturas e frequências de carregamento (MOTTA et al., 2015)

O módulo complexo (E^*) é a relação entre a tensão dinâmica máxima e a deformação axial recuperável máxima, sendo o retardo de resposta entre a aplicação de carga e a resposta da amostra o ângulo de fase da mistura asfáltica (ϕ). O ângulo de fase varia de 0° a 90° e serve como um indicador das propriedades viscosas do material, significando 0° para o material elástico e 90° para o material viscoso (CAVALCANTI, 2010; ONOFRE, 2012).

Figura 5 – Esquema do ensaio de Módulo Complexo



Fonte: (Nascimento, 2008).

Matematicamente, o módulo dinâmico pode ser definido conforme a Equação

1.

$$|E^*| = \frac{\sigma_o}{\epsilon_o} \quad (1)$$

Onde:

σ_o = Tensão dinâmica máxima

ϵ_o = Deformação axial recuperável

As Equações 2, 3 e 4 apresentam esses parâmetros.

$$E^* = E1 + iE2 \quad (2)$$

$$E1 = \frac{\sigma_o \cos \phi}{\epsilon_o} \quad (3)$$

$$E2 = \frac{\sigma_o \sin \phi}{\epsilon_o} \quad (4)$$

Onde:

$E1$ = Módulo elástico real

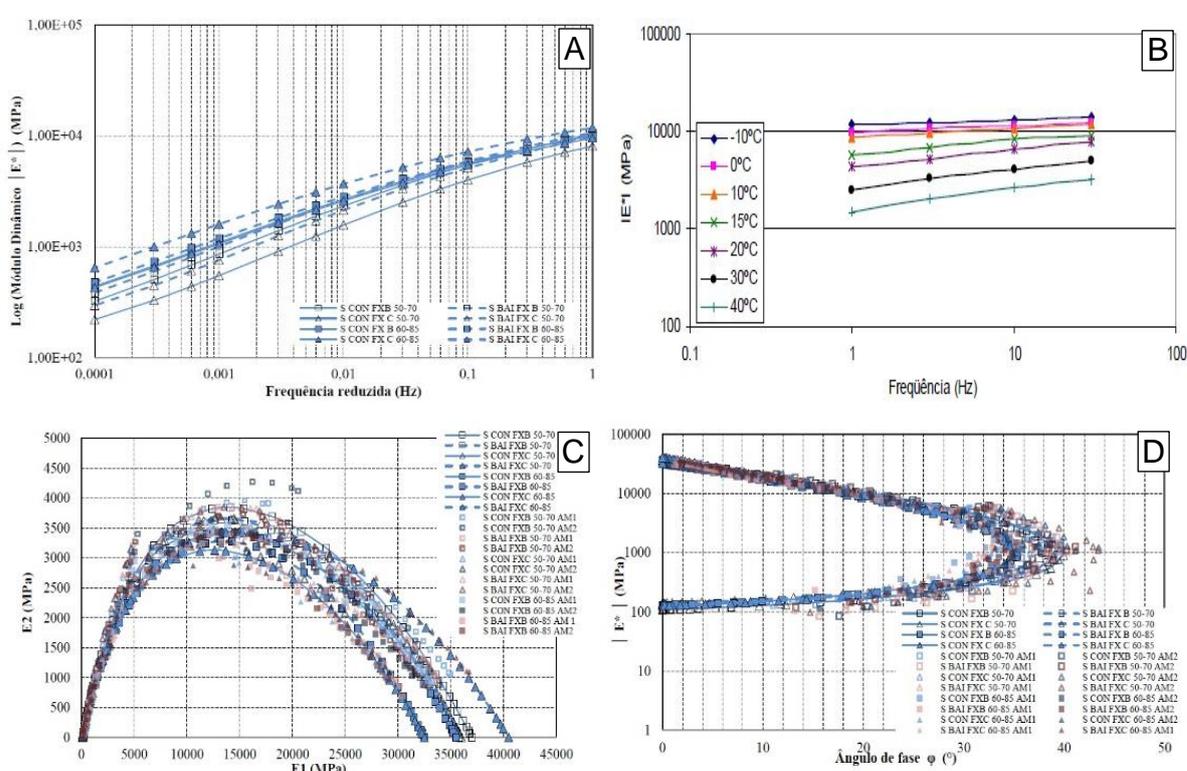
$E2$ = Módulo de perda

i = Unidade imaginária

ϕ = ângulo de fase

Existem diversos modos de representar graficamente o comportamento viscoelástico linear dos pavimentos asfálticos. Os resultados adquiridos a partir do ensaio de módulo complexo (E_1 , E_2 , E^* e ϕ) podem ser apresentados por meio de Curvas Isotermas, Isócronas, Plano cole-cole e Espaço Black. O ensaio segue a norma americana AASHTO T 342/2011. A Figura 6 apresenta exemplos de curvas isócronas, Plano cole-cole e espaço Black retirados do trabalho de Almeida Júnior (2016) e curva isotermas retirado do estudo de Barra (2009).

Figura 6 – Exemplos de Curvas Isócronas (A), Isotermas (B), Plano cole-cole (C) e Espaço Black (D)



Fonte: (Barra, 2009; Almeida Junior, 2016).

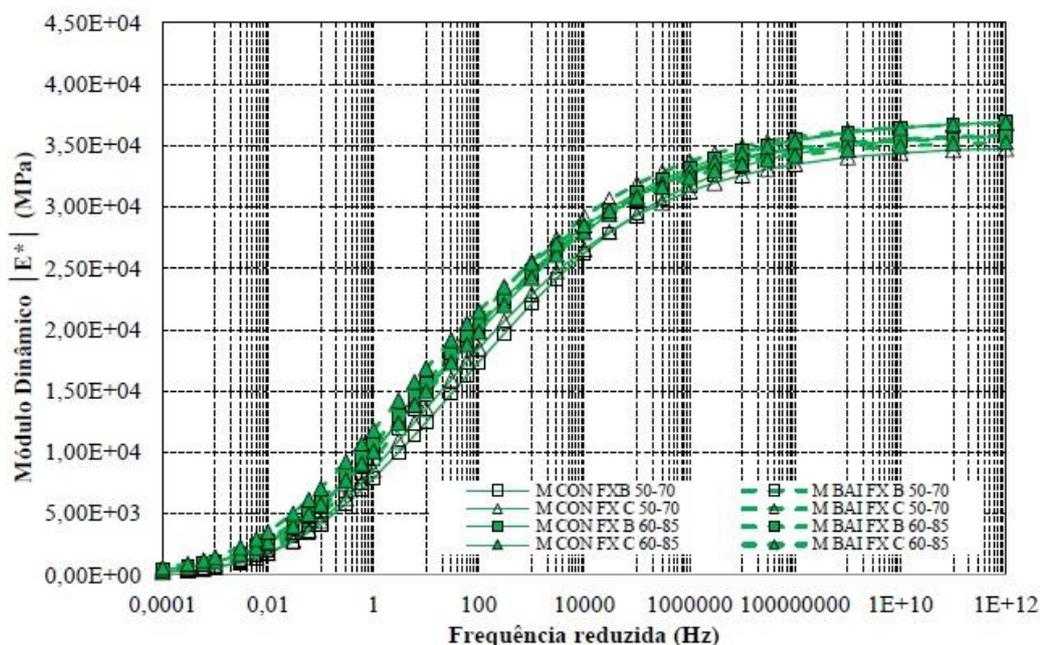
- As curvas isócronas relacionam o módulo complexo, em escala semi logarítmica, para cada nível de frequência do ensaio, possibilitando avaliar a suscetibilidade térmica das misturas asfálticas.
- As curvas Isotermas (B) relacionam o módulo complexo para cada nível de temperatura, com níveis de frequência em escala logarítmica. Este

parâmetro avalia a sua suscetibilidade cinética, a qual é verificada por meio da apreciação da inclinação das curvas para cada temperatura.

- c) O plano cole-cole associa as partes real (E_1) e imaginária do módulo complexo, em coordenadas aritméticas independente da temperatura e da frequência, obtendo-se uma curva parecida com um arco de círculo.
- d) O Espaço Black relaciona o módulo complexo com o ângulo de fase em uma escala logarítmica. Se acontecer a perfeita sobreposição frequência-temperatura, a curva deve ser única.

A curva mestra é gerada a partir da translação das isotérmicas nas diferentes temperaturas. Deste modo, é caracterizado o comportamento viscoelástico do material, onde na curva vertical é demonstrado o comportamento da mistura suscetível às variações de temperatura e de frequência, e na curva horizontal retrata a mistura com o comportamento elástico. Para realizar a translação gráfica, é escolhido um ponto como referência sobre a curva que deseja transferir e, sobre outra curva, é escolhido três pontos de referência que sejam parecidos aos valores do módulo do material, possibilitando determinar a reta que passa pelos pontos. Assim, são adquiridos dois pontos onde o valor do material é idêntico ao valor do módulo de referência. A média das frequências entre os dois pontos é utilizada para a translação, que é executada em escala logarítmica (MOOM, 1998; OTTO, 2009). Este tipo de curva é uma importante forma de caracterizar a rigidez de uma mistura asfáltica. A Figura 7 apresenta um exemplo de curva mestre.

Figura 7 – Exemplo de curva mestre



Fonte: (ALMEIDA JÚNIOR, 2016).

2.2.2 Deformação Permanente em pavimentos asfálticos

No Brasil, a deformação permanente e o trincamento por fadiga são as principais patologias estruturais presenciadas nos pavimentos. Outras patologias, como perda de adesividade, perda de durabilidade por oxidação e desagregação, são bastante importantes, porém podem ser resolvidos na fase de escolha dos materiais (MOURA, 2010).

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 (JOLIET E MALOT, 2000).

A deformação permanente é uma das patologias mais detectadas em pavimentos asfálticos, pode-se ser imputado ao pavimento asfáltico ou às camadas adjacentes (BERNUCCI et al. 2010). Este tipo de problema é também conhecido no meio prático como Afundamento de Trilha de Roda (ATR), sendo definido pelo armazenamento irrecuperável de deformação e provocado por carregamentos

recorrentes ao longo do tempo no pavimento asfáltico. Profundidades maiores que 12,5 mm são consideradas falhas no revestimento (LACROIX, 2013).

O desenvolvimento do ATR é baseado no aumento de aplicações de carga e é criado pela combinação de vários fatores, não somente relacionados com características da mistura asfáltica, mas também com as condições do tráfego e do clima (MERIGHI e FORTES, 2003).

Podem ocorrer dois tipos de deformações permanentes: a deformação não estrutural e a estrutural. A deformação não estrutural está ligada exclusivamente com à deformação permanente nas camadas asfálticas, a qual normalmente é seguida pelo sollevamento lateral do material. Por outro lado, a deformação estrutural engloba todas as camadas do pavimento (PARTL et al., 2013).

Quando submetido as altas temperaturas do verão, o revestimento asfáltico fica mais suscetível a deformações permanentes, ao contrário do que acontece nas baixas temperaturas do inverno. Por outro lado, as camadas granulares são mais vulneráveis aos afundamentos em períodos com maior nível de umidade (NASCIMENTO, 2008).

Bernucci et al. (2010) descrevem que alguns fatores, como a consistência do ligante asfáltico, a estrutura do agregado mineral e a dosagens inadequadas, influenciam no desempenho das misturas asfálticas na deformação permanente, principalmente em rodovias de tráfego pesado, com altas cargas por eixos e elevada pressão de pneus.

A deformação é caracterizada em três tipos, de acordo com suas causas. O primeiro tipo é por meio de compressão vertical, no qual ocorre densificação dos materiais devido ao excesso de volume de vazios e/ou ineficaz compactação do revestimento asfáltico. O segundo tipo é por influência lateral, definida por uma depressão rente ao centro da trilha de roda e uma sobre-elevação lateral por causa do baixo nível de resistência ao cisalhamento ou compactação insuficiente no revestimento asfáltico. Por fim, o terceiro tipo é a deformação mecânica oriunda da baixa resistência das camadas inferiores do revestimento asfáltico (WITCZAK, 2007).

Vários pesquisadores descrevem que o afundamento é ocasionado pela combinação da densificação da massa asfáltica, e como resultado a diminuição do volume, e pela deformação por cisalhamento da mistura asfáltica (YODER e WITCZAC, 1975; SOUZA, 1991; MAHMOUD e BAHIA, 2004).

No mecanismo de densificação acontece uma diminuição no volume de material abaixo dos pneus dos veículos, sem que aconteçam elevações laterais

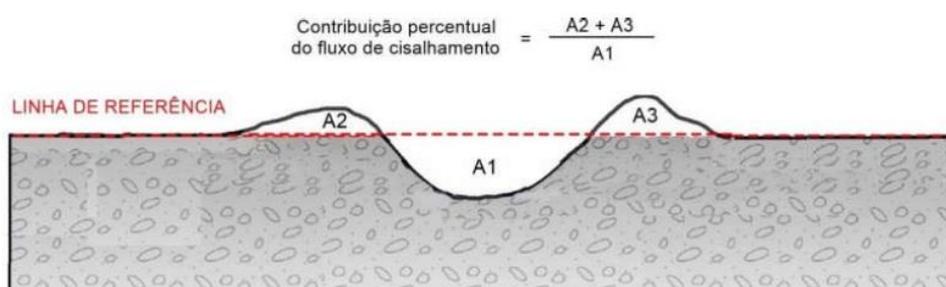
adjacentes. Desta forma, há redução do volume e ocorrência de compactação (CARVALHO, 2012).

Com a fase inicial de densificação encerrada, iniciam-se as deformações cisalhantes, que se constituem como um segundo mecanismo de deformação (CARVALHO, 2012).

Choi (2013) emprega a nomenclatura fluxo de cisalhamento como denominação às deformações cisalhantes. Este fluxo movimenta o material asfáltico, sem que aconteça, na maioria dos casos, variação volumétrica, em direção às zonas adjacentes à zona de toque dos pneus dos veículos. Quando a carga é aplicada nesta etapa, ocorre diminuição de volume sob o carregamento e com isso a movimentação do material para as laterais. Nesta fase se inicia o desenvolvimento de ondulações ou corcovas.

Os mecanismos foram apresentados separadamente, porém ocorrem de modo simultâneo. Segundo Ferreira (2015), a contribuição de cada fase é definida a partir da comparação e investigação da seção transversal do pavimento antes e após a aplicação do carregamento. A razão entre a área das ondulações em associação a uma linha de referência e a área total de vazios inferior dessa linha produz a contribuição percentual do fluxo de cisalhamento na deformação permanente total. A Figura 8 mostra esta contribuição do mecanismo de fluxo de cisalhamento.

Figura 8 – Contribuição do mecanismo de fluxo de cisalhamento em relação a deformação permanente em pavimentos asfálticos



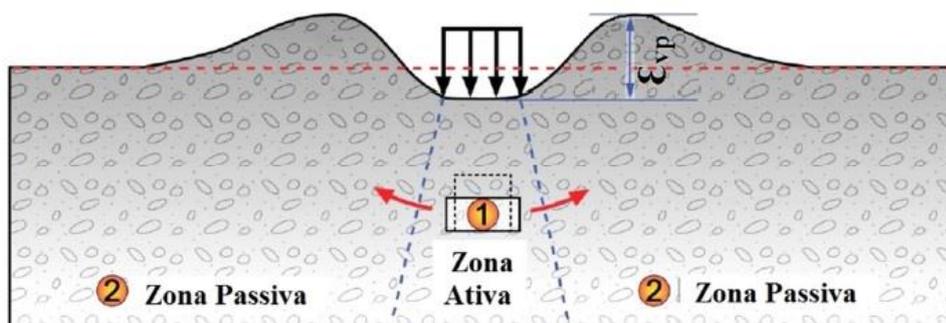
Fonte: (FERREIRA, 2015).

O fluxo de cisalhamento e a densificação são muito importantes no desenvolvimento da deformação permanente em revestimentos asfálticos. Entretanto,

estas fases não possibilitam definir o fenômeno por absoluto, sendo necessário adicionar outros mecanismos ou mesmo percepções mecânicas (CHOI, 2013).

Choi (2013) apresenta uma configuração geral no processo da deformação permanente em misturas asfálticas. Na configuração proposta denominam-se duas zonas: ativa e passiva. A zona ativa demonstra o material sendo solicitado diretamente pelo carregamento dos veículos, enquanto a zona passiva é definida pelo material adjacente à zona ativa e que manifesta tensões horizontais sobre esta zona. A Figura 9 apresenta a configuração geral da zona ativa e passiva.

Figura 9 – Diagrama esquemático do mecanismo de formação de deformação permanente



Fonte: (BORGES, 2014).

Verifica-se que quando é aplicada uma carga veicular ao pavimento, a zona ativa deforma verticalmente, e a deformação lateral acontece devido ao efeito Poisson. Simultaneamente, acontece uma resposta horizontal, representada em uma pressão de confinamento contra a zona ativa. A deformação permanente ϵ_{vp} , armazenada ao longo do tempo, está diretamente ligada às cargas impostas pelo tráfego (BORGES, 2014).

Vários fatores interferem na mistura asfáltica para que ocorra a deformação permanente. Estes fatores podem ser tanto tratados isoladamente como em conjunto. Podem-se destacar os seguintes parâmetros: agregados minerais, ligante asfáltico, temperatura e propriedades volumétricas.

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 (ONOFRE, 2012).

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.

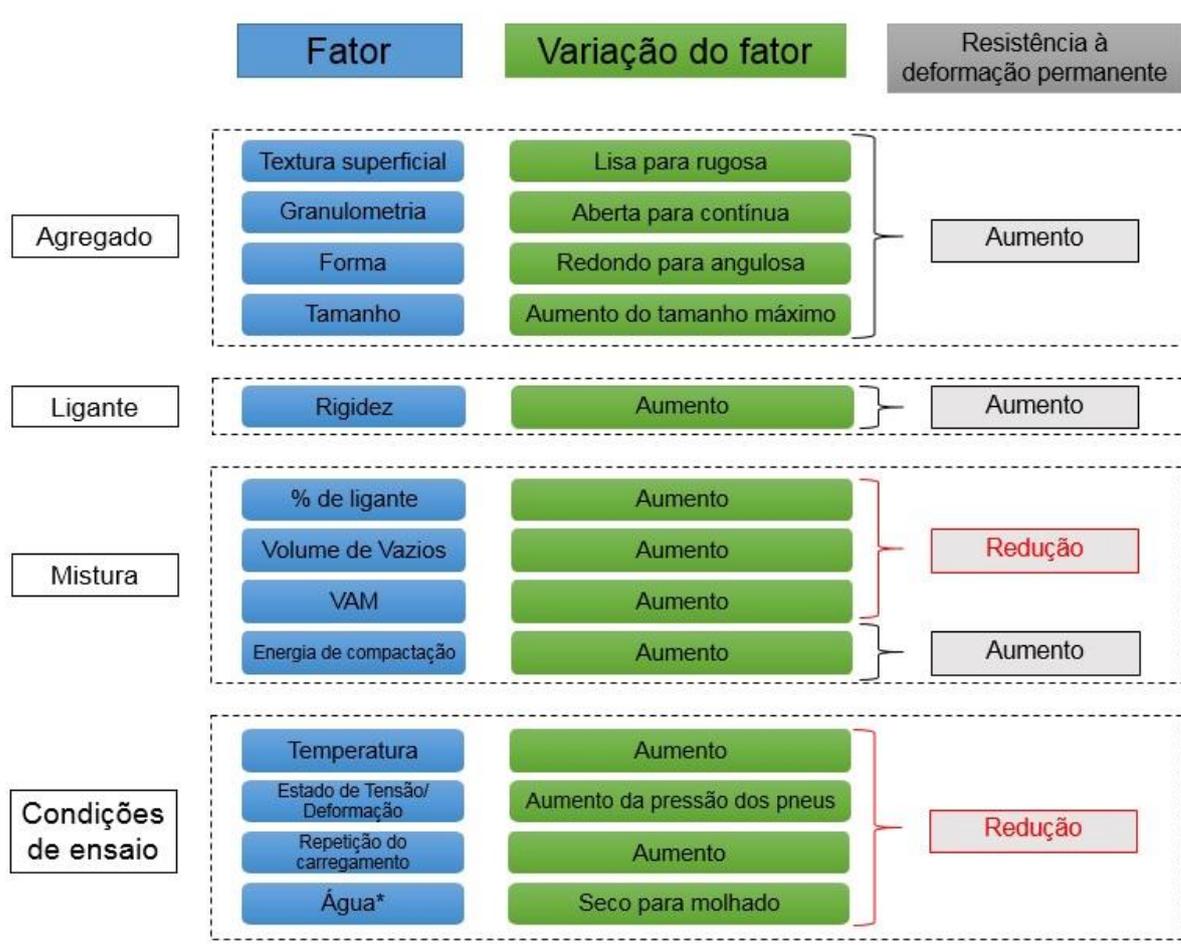
Ahlich (1996) descreve que o método de dosagem de misturas asfálticas e o material granular são os principais compostos que controlam a deformação permanente. O autor também destaca as principais causas para ocorrência de ATR, são elas:

- Granulometria inadequada;
- Teor de ligante asfáltico elevado;
- Utilização de agregados muito arredondados;
- Compactação insuficiente no campo;
- Ausência de controle de qualidade do pavimento asfáltico.

A granulometria empregada na mistura asfáltica é considerada a propriedade mais importante, pois interfere nos principais parâmetros dos revestimentos asfálticos, entre eles: a estabilidade, a rigidez, a permeabilidade, a durabilidade, a resistência à fadiga, o atrito e a resistência à umidade (ROBERTS et al., 1996).

A Figura 10 apresenta um resumo adaptado de Mahmoud e Bahia (2004) sobre os principais fatores que influenciam no desempenho de misturas asfálticas quanto à deformação permanente.

Figura 10 – Resumo dos fatores que interferem na resistência a deformação permanente em revestimentos asfálticos



Fonte: (adaptado de MAHMOUD e BAHIA, 2004).

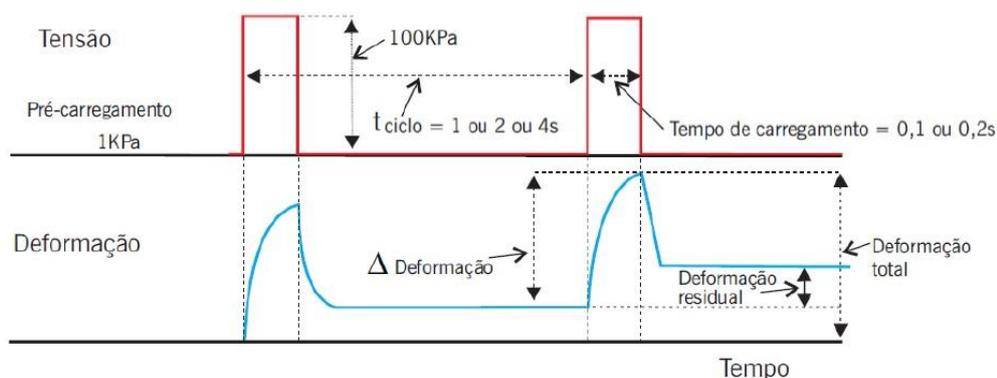
* Se for sensível a água.

A avaliação do efeito da deformação permanente em misturas asfálticas pode ser executada por diferentes ensaios, sendo os mais frequentes no país os por simuladores e o ensaio *Flow Number*, similarmente identificado como uniaxial de carga repetida (creep dinâmico) e, de maneira mais precursora, o ensaio Triaxial Stress Sweep (TSS) (ALMEIDA JÚNIOR, 2016). Neste trabalho a abordagem será restrita ao ensaio *Flow Number*.

O ensaio de creep dinâmico sem confinamento, também chamado de ensaio uniaxial de carga repetida, é realizado por meio de uma aplicação de carga a amostra, em uma estipulada frequência, tempo de aplicação e um período de descanso entre as aplicações dos pulsos de carga, em uma temperatura determinada. O intuito do

ensaio é medir a deformação permanente acumulada (BORGES, 2014). A Figura 11 apresenta um exemplo de aplicação de pulsos de carga e da resposta do material.

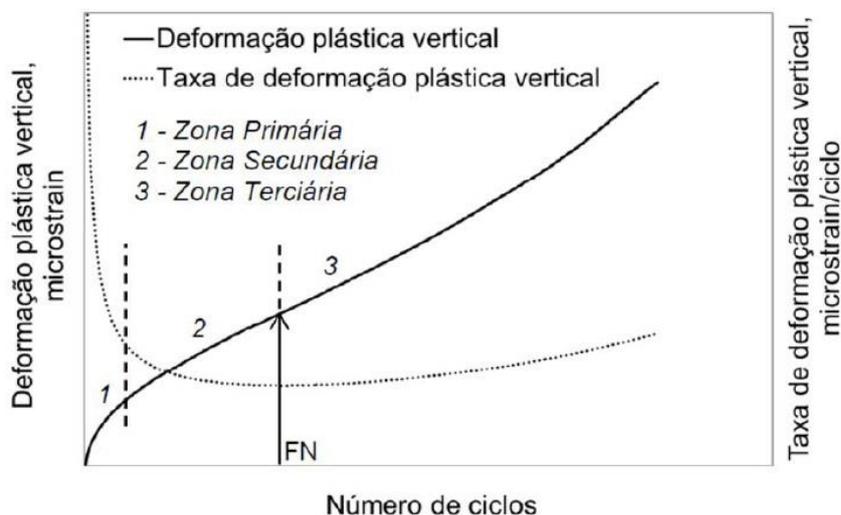
Figura 11 – Exemplo de aplicação de pulso de carga no ensaio de *creep* dinâmico



Fonte: (BERNUCCI et al. 2010).

O ensaio *Flow Number* (FN) é executado a uma temperatura constante de 60°C , onde o corpo de prova sofre um carregamento de 204kPa durante $0,1\text{s}$ e possibilita que a amostra repouse por $0,9\text{s}$. No primeiro instante ocorre uma deformação elevada (Zona primária), em seguida a deformação se mantém a uma taxa constante (Zona secundária) e, finalmente, a velocidade de deformação cresce, ocorrendo a falha do material (Zona Terciária). Pode-se constatar que o *Flow Number*, inicia na zona terciária. Quanto maior for o FN, maior é a possibilidade de a mistura resistir à deformação permanente. Ainda assim, a inclinação da reta na zona secundária deve ser levada em conta no ensaio, já que a mistura asfáltica será resistente à deformação permanente se demonstrar baixas inclinações na zona secundária. Este fato corresponde a um baixo valor de deformação permanente ao término do ensaio e um alto FN (WITCZAK et al, 2002). Além do valor do FN, outros dois parâmetros podem ser levados em consideração ao término do experimento: a mistura atinge 10.000 ciclos; ou a mistura asfáltica atinge 2% de deformação, para ensaios não confinados, e 5% de deformação para ensaios confinados (DONGRÉ et al., 2009). A Figura 12 apresenta um gráfico típico do ensaio de FN.

Figura 12 – Regiões da curva de deformação plástica e aquisição de FN



Fonte: (ABNT 160505, 2016).

Barros et al (2015) verificou o desempenho de misturas asfálticas com diferentes ligantes quanto à deformação permanente. A autora utilizou agregados de origem basáltica e a faixa C do DNIT – 031/2006 para as três misturas pesquisadas e diversificou o tipo de ligante, sendo empregado o CAP 50/70, o AMP 60/85-E e asfalto borracha AB-8. A Tabela 2 mostra os resultados do estudo.

Tabela 2 – Resultados para diferentes tipos de ligante

Mistura Asfáltica	Resultados de FN	
	FN (ciclos)	FN (Médio)
CAP 50-70	173	124
	94	
	104	
AMP 60/85 - E	-	-
	283	
	-	
AB - 8	181	177
	154	
	196	

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

A autora constatou que as misturas compostas pelo AMP 60/85 – E apresentaram o melhor desempenho frente à deformação permanente, sendo que

estas misturas não atingiram FN durante os 10000 ciclos do ensaio. A mistura que apresentou os piores valores de FN foi a constituída pelo CAP 50/70, a qual teve um desempenho 30% inferior ao da mistura AB-8.

Diversos autores nos últimos anos estabeleceram critérios para o ensaio de FN para misturas asfálticas em diversos níveis de tráfego. No Brasil, Nascimento (2008) apresentou valores limites para tráfego médio e pesado, por meio do trabalho com diferentes TMN de agregado e CAP 20 REVAP. Outro trabalho que formulou critérios para o ensaio foi de Bastos (2017), que determinou quatro parâmetros de FN em função das solicitações de tráfego empregando dados de pistas experimentais distribuídas pelo Brasil. No exterior, em 2011, o NCHRP, *Report 673 Advanced Asphalt Technologies (AAT)*, estabeleceu critérios de FN com base na verificação de seis pistas de FHWA e de 27 misturas asfálticas. O autor Bonaquist (2012) empregou o modelo de *Francken* como forma de critério de FN para misturas executadas em cruzamentos viários que são sujeitos a baixas velocidades. A Tabela 3 mostra os critérios para diversos tipos de tráfego.

Tabela 3 – Parâmetros de FN para diversos tipos de tráfego

Pesquisas	Parâmetros			Níveis de Tráfego			
	Vv (%)	Tensão (KPa)	Temp (°C)	Leve	Médio	Pesado	Extrem. pesado
				3×10^6	(3×10^6 ; 1×10^7)	(1×10^7 ; 3×10^7)	$> 3 \times 10^7$
Nascimento (2008)	6,5 a 7,5	204,0	60,0	-	300	750	-
Bastos et al. (2017)	5,5 a 7,5	204,0	60,0	<100	100	300	>1000
ATT (2011)	4,7 a 8,2	600,0	31,3 a 54,3	-	53	190	740
Bonaquist (2012)	6,0 a 7,3	600,0	49,6	15	50	135	415

Fonte: (Adaptado de Bastos, 2017).

2.2.3 Fadiga

As cargas cíclicas geram falhas nos materiais para tensões menores do que às adquiridas na sua ruptura. Isto ocorre, pois, o fenômeno que é desencadeado no pavimento é não linear, onde o dano gerado no primeiro ciclo é distinto do dano gerado em cada ciclo subsequente. Este fenômeno é chamado de fadiga e pode acontecer por meio de ações mecânicas e/ou térmicas que não são críticas por si só, da mesma maneira que um carregamento monotônico. A caracterização deste fenômeno em misturas asfálticas é bem complexa devido a: granulometria dos agregados, natureza heterogênea do material, variação da espessura da película do ligante asfáltico, distribuição dos vazios, e natureza viscoelastoplástica do material (BALBO, 2000; KIM, 2002).

Di Benedetto et al. (2004) descreveram que os revestimentos asfálticos são submetidos em um pequeno período de tempo, a carregamentos oriundos do tráfego. Com o carregamento aparecem as microtrincas na superfície inferior do pavimento asfáltico, gerando perda de rigidez do material e o acúmulo resulta no fenômeno de fadiga.

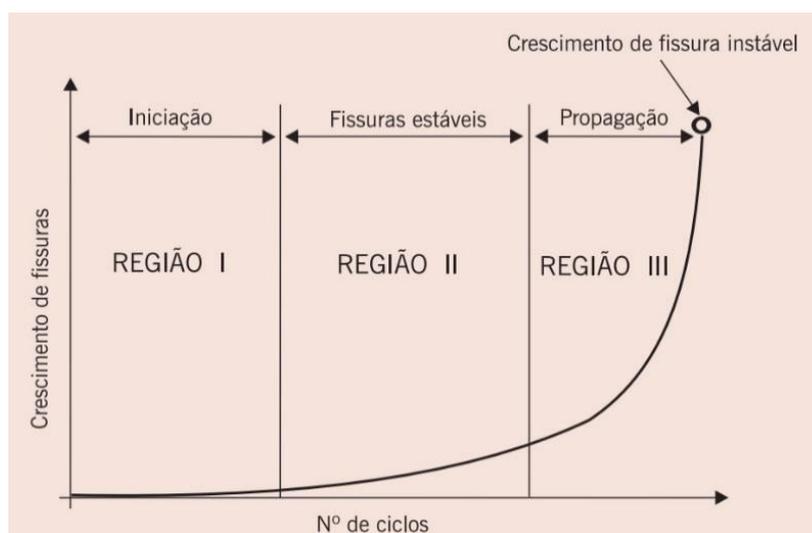
O fenômeno de fadiga é definido como um mecanismo de degradação estrutural que um material sofre quando submetido a um estado de tensões e deformações repetidas, conseqüentemente gerando trincamento do pavimento, ou até mesmo a sua ruptura, ocasionada pela diminuição de resistência do material devido ao grande número de ciclos de carga (PREUSSLER et al. 1981).

O Asphalt Institute define que a resistência à fadiga é a resistência do pavimento asfáltico à sua flexão repetida devido ao tráfego. A consequência do rompimento do revestimento por meio do fenômeno de fadiga é o trincamento do pavimento, chamado como trinca tipo couro de Jacaré. Um dos fatores importantes para a diminuição de resistência à fadiga é o envelhecimento do ligante asfáltico, uma vez que o ligante tende a se tornar mais rígido, diminuindo sua ductilidade e afetando sua resistência ao trincamento (AREGA e BASHIN, 2012).

Diversos estágios podem acontecer durante o mecanismo de fadiga em uma camada de pavimento asfáltico sujeito a um carregamento cíclico. O processo de fadiga divide-se em três regiões, conforme a Figura 13. A região I relaciona-se às primeiras variações microestruturais com a formação de microfissuras e, além disto, nesta fase a densidade dos deslocamentos aumenta e se formam as zonas de danos

irreversíveis. A zona II é definida pelas microfissuras que são geradas devido à união das microfissuras. Por fim, na região III acontece o aumento das microfissuras direcionando o pavimento para o colapso total (BERNUCCI et al. 2008).

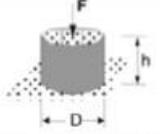
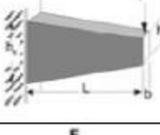
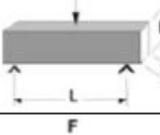
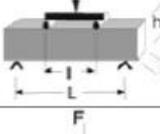
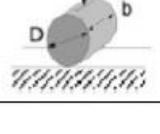
Figura 13 – Regiões que ocorrem em um processo de fadiga



Fonte: (BERNUCCI et al. 2010).

Diversos tipos de ensaios podem ser empregados em laboratório para verificar a resistência à fadiga em misturas asfálticas. Di Benedetto et al. (2004) apresentaram características dos ensaios empregados em um projeto inter-laboratorial para verificar a resistência à fadiga de misturas asfálticas, como observa-se na Figura 14. Percebe-se que apenas os ensaios uniaxiais de tração/deformação em corpos de prova cilíndricos foram considerados homogêneo pelos autores, este fato se deve pelo estado de deformação uniforme. Os ensaios de tração indireta e flexão com vigotas são denominados não homogêneos, devido ao estado de tensão/deformação no material não ser constante.

Figura 14 – Características geométricas dos ensaios de fadiga

Tipo Teste	Geometria	Tipo Carregamento
T/C		Tensão – Compressão Homogêneo
2PB		Flexão - dois pontos Não Homogêneo
3PB		Flexão - três pontos Não Homogêneo
4PB		Flexão - quatro pontos Não Homogêneo
IDT		Tração indireta Não Homogêneo

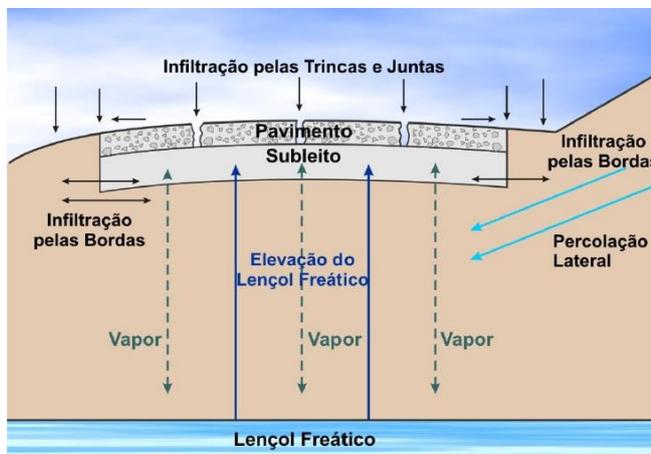
Fonte: (Adaptado Di Benedetto et al. (2004))

2.3 EFEITO DA AÇÃO DA ÁGUA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

No início de 1900, observou-se pela primeira vez o dano causado pela umidade como um dos principais problemas relacionados a pavimentos asfálticos (HUANG et al. 2010).

A degradação dos revestimentos asfálticos sob o efeito da água é uma das principais causas de danos às estruturas dos pavimentos. A água pode entrar no interior das misturas de várias maneiras, sendo a precipitação a forma mais comum de contato entre a água e o pavimento. Porém, a água pode ser absorvida por capilaridade devido à presença de um lençol freático e pode infiltrar por meio dos acostamentos, sob forma líquida ou vapor. A entrada de umidade no interior do revestimento asfáltico reduz a durabilidade do pavimento, ocasionando altos custos de manutenção (KANDHAL, 1992; HUNTER e KSAIBATI, 2001; SANTUCCI, 2003). A Figura 15 demonstra diferentes formas de infiltração da água em um pavimento.

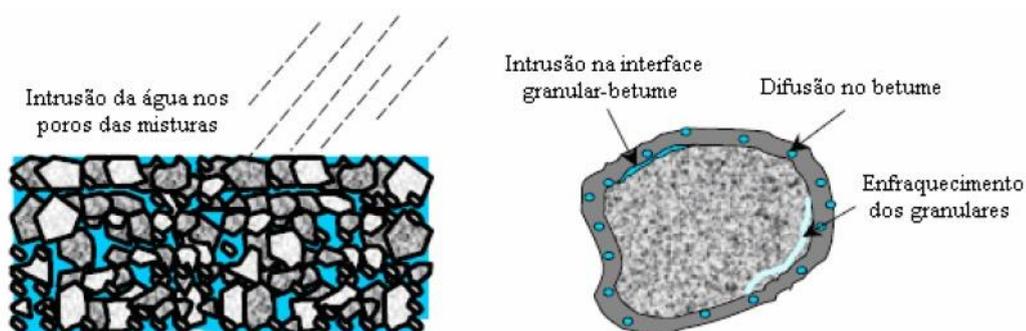
Figura 15 – Formas de infiltração de água na estrutura do pavimento



Fonte: (AZEVEDO, 2007).

A água entra no interior dos poros das misturas asfálticas e altera o equilíbrio das forças existentes, podendo atuar de maneiras diferentes: agindo sobre a película do ligante asfáltico que recobre a superfície do agregado, ao ponto de a resistência coesiva do revestimento se deteriorar pela presença da água na interface granular-ligante; ou, através da difusão da película de ligante asfáltico sob a forma de emulsão inversa, por meio da formação de gotículas de água no interior da película do ligante, diminuindo a coesão do ligante asfáltico e resultando no enfraquecimento da resistência coesiva do agregado (TERREL e AL-SWAILMI, 1994). A Figura 16 mostra o percurso da água no revestimento asfáltico.

Figura 16 – Percurso da água nas misturas asfálticas



Fonte: (CASTAÑEDA, 2004 apud BARRA, 2009).

Alguns fatores aceleram os danos causados pela umidade, pode-se destacar o tráfego e o clima. As condições climáticas extremas, como por exemplo temperaturas muito baixas combinadas com alto volume de tráfego são os maiores causadores de dano nos pavimentos asfálticos. Outros fatores importantes são a qualidade da compactação e as condições climáticas no período de construção do revestimento asfáltico, pois influenciam na sensibilidade da mistura à umidade (FURLAN et al. 2004). Hicks (1991) resumiu os fatores que influenciam o dano por umidade. A Tabela 4 apresenta os fatores mostrados pelo autor.

Tabela 4 – Fatores que influenciam o dano por umidade em revestimentos asfálticos

	Fator	Caraterísticas desejáveis
Agregado	Textura superficial	áspero
	Porosidade	Depende do tamanho do poro
	Mineralogia	Agregados básicos são mais resistentes
	Camada de poeira	Limpa
	umidade superficial	Seco
	Composição química de superfície	Capaz de compartilhar elétrons ou formar pontes de hidrogênio
Ligante asfáltico	Fíler mineral	Aumenta a viscosidade do asfalto
	Viscosidade	Alta
	Química	Nitrogênio e fenóis
Tipo de mistura	Espessura do filme	Grosso
	Vazios	Muito baixo ou muito alto
	Graduação	Muito denso ou muito aberta
Condições climáticas	Teor de asfalto	Alto
	Temperatura	Morna
	Precipitação durante a construção	Nenhuma
	Precipitação após a construção	Mínima
	Congelamento-descongelamento após a construção	Mínimo
	Carregamento de tráfego	Tráfego baixo

Fonte: (Adaptado de Hicks, 1991).

Diversos autores vêm estudando o efeito da água em misturas asfálticas por meio de ensaios mecânicos. Mehrara e Khodaii (2010) avaliaram o efeito deletério da água em duas misturas asfálticas (densa e grossa) utilizando o ensaio de *Creep* dinâmico. Foram realizados ensaios a seco e saturado para analisar a resistência a deformação permanente por ação do tráfego e pressão da água. Verificaram-se que as misturas densas são mais propensas a danos por umidade que as misturas grossas. Este fato pode ser explicado pela estrutura interna das misturas grossas, as quais possuem uma maior facilidade de perda de água por razão da quantidade de ar no interior das misturas. Já as misturas densas, apresentam uma maior dificuldade de perda de água por razão da pouca conexão entre os vazios da mistura. Os autores relataram que quando as amostras eram submetidas as altas temperaturas, as mesmas ficavam mais suscetíveis a temperatura do que a umidade.

2.3.1 Interação Agregado-Ligante

A resposta das misturas asfálticas a diferentes patologias é influenciada pela interação entre agregado-ligante. Por sua vez, esta interação pode ser afetada pelo dano causado pela umidade presente no revestimento asfáltico (MORAES et al, 2011). Em um contato agregado-ligante-água, a tensão superficial da água é maior que a tensão interfacial da interação agregado-ligante. Desta maneira, a película de ligante asfáltico é deslocada lentamente pela ação da água e destrói as forças que unem os constituintes da mistura (BARRA, 2009).

A adesão de um filme de asfalto sobre a superfície de um agregado pétreo está associada às interações eletrostáticas que dependem da natureza química dos materiais. A superfície do agregado possui carga elétrica negativa que atrai os grupos polares do asfalto e é heterogênea. Por essa razão, a superfície pode atrair o asfalto e a umidade. A resistência do ligante asfáltico à ação deslocadora da água será maior quanto mais compatível forem os materiais (LIBERATORI e CONSTANTINO, 2006).

Em 2003, a FHWA descreveu que o deslocamento da película de ligante asfáltico é gerado devido à combinação da ação da água associada com as cargas de tráfego ou clima. Este evento é atribuído à perda da ligação adesiva entre o ligante asfáltico e o agregado, e ocorre por razão da redução da ligação adesiva entre o

agregado e o filme de asfalto, ocasionado pela presença de água na interação e com isso prejudica a coesão da mistura asfáltica.

A coesão é uma característica bem importante em misturas asfálticas, pois tem como objetivo manter o agregado e o ligante unidos, sendo assim responsável por uma parte da estabilidade da mistura asfáltica. Essa característica é decorrente do ligante asfáltico que recobre os agregados devido a adesão (MOURA, 2001).

A perda de adesão entre agregado-ligante está relacionada a três fatores: presença de umidade; finos na superfície do agregado; e, a incompatibilidade mineralógica do material pétreo com a característica físico-química do ligante asfáltico (OLIVEIRA FILHO, 2006).

A adesão agregado-ligante se divide em duas fases: a primeira é durante a etapa de mistura, chamada de adesividade ativa, sendo o momento em que o ligante asfáltico recobre a superfície granular criando uma película. A segunda, denominada passiva, refere-se à fase do descolamento da película formada durante a primeira etapa, quando a água combinada às cargas do tráfego interfere na interface agregado-ligante e é de grande importância na duração da vida útil do material (MALLICK et al. 2003).

2.3.2 Modos de ruptura da ligação agregado-ligante

A perda da adesividade pode ocorrer de duas formas: por meio da falha na coesão (interior da película do ligante asfáltico) e falha na adesão (entre o material granular e o CAP). Diversos autores como Kiggundu e Roberts (1988) e Hanz et al. (2007) descrevem que o efeito deletério da água não pode ser atribuído apenas a uma única propriedade do material ou a um mecanismo físico, por se tratar de um complexo problema. A Figura 17 mostra a diferença entre a falha na adesão e a falha na coesão.

Figura 17 – Diferença entre a falha na adesão e coesão na mistura asfáltica



Fonte: (Adaptado Kringos, 2007).

A ruptura da película adesiva em misturas asfálticas caracteriza-se pela criação de um plano de ruptura interfacial, parcial ou completo na ligação entre o ligante asfáltico e o agregado; outra maneira de ruptura é a coesiva, que consiste na ruptura do ligante asfáltico. Este tipo de ruptura é somente explicado em termos reológicos, enquanto que, nas rupturas adesivas, a simples existência de água na mistura asfáltica provoca no processo de arrancamento e/ou descolamento da película de asfalto da superfície do material granular (FURLAN, 2006). A seguir são descritas maneiras de ruptura adesiva em misturas asfálticas:

- Deslocamento: a umidade desloca a película do ligante da superfície do agregado por meio de uma fina camada de água tanto na forma líquida quanto na forma vapor, sem que ocorra a quebra a película de CAP. Este processo está associado aos tipos de materiais, tráfego, fatores climáticos, projetos e construção de vias (FURLAN, 2006; SOLAIMANIAN et al. 2003);
- Desprendimento: a umidade presente no agregado antes da mistura separa-o do ligante asfáltico (FURLAN, 2006);
- Emulsificação espontânea: ocorre quando uma emulsão de fase invertida é formada no interior da mistura asfáltica ocasionando rompimento da ligação adesiva (FURLAN, 2006);
- Pressão nos poros ou Pressão Neutra: a água presente no interior dos vazios da mistura saturada combinada com às cargas do tráfego, percola sob pressão, descolando a película do ligante asfáltico. A ação dos veículos no pavimento aumenta e diminui a pressão neutra após cada passagem. Esta ação pode romper a película de ligante asfáltico e conduzir ao deslocamento ou polimento hidráulico (FURLAN, 2006; RIBEIRO, 2011);

- Lavagem hidráulica ou Polimento Hidráulico: sob condições úmidas as cargas cíclicas oriundas do tráfego pesado empurram a água para o interior da mistura asfáltica. A água é comprimida, resultando em uma tensão compressiva dentro de uma estrutura vazia interconectada. Quando o pneu passa sobre a mistura retira o ar de seus vazios, puxando a água de volta para o exterior dos vazios interligados (FURLAN, 2006; RIBEIRO, 2011).

Melhorar as condições de adesividade entre agregado-ligante é de suma importância na presença da água no interior das misturas asfálticas. Este fato pode ser melhorado inserindo aditivos capazes de melhorar este parâmetro nas misturas, como adição de cal hidratada e ligantes modificados.

2.3.3 Energia de Superfície

A adesão é um evento termodinâmico ligado à energia de superfície do CAP, água e agregados. A energia de superfície ou tensão superficial é estabelecida como o trabalho indispensável para criar uma nova unidade de área de superfície no vácuo. Pode ser relatada em termos de relativa molhabilidade da superfície do agregado pelo CAP ou pela água, sendo a água o principal agente umidificante devido à baixa tensão de superfície e à baixa viscosidade (SOLIMANIAN et al. 2003).

Caro (2009) descreve que a energia de superfície está associada com a quantidade de energia necessária para ocorrer a separação entre o ligante asfáltico e o agregado, visto que a superfície do material granular possui maior preferência pela água do que pelo asfalto. Este fato é relacionado pela fraca ligação estabelecida entre os agregados e o CAP.

Bhasin (2006) descreve que qualquer material possui energia de superfície total baseada em três parâmetros: (i) Componente não-polar, também chamada como Lifshitz-van der Waals, (ii) ácido de Lewis e (iii) base de Lewis. A Equação 5 demonstra que para a obtenção da energia livre de superfície total são necessários a combinação dos três parâmetros citados.

$$\gamma = \gamma^{Lw} + \gamma^{+-} = \gamma^{Lw} + 2\sqrt{\gamma^+\gamma^-} \quad (5)$$

Onde:

γ = energia livre de superfície total,

γ^{LW} = componente apolar Lifshitz-van der Waals,

γ^{+-} = componente ácido-base de Lewis,

γ^+ = componente ácido de Lewis,

γ^- = componente básico de Lewis

Essa teoria pode ser aplicada para a determinação de adesão, W_{AB} , entre dois materiais A e B em termos dos parâmetros de suas energias livre de superfície por meio da Equação 6:

$$W_{AB} = 2\sqrt{\gamma_A^{LW}\gamma_B^{LW}} + 2\sqrt{\gamma_A^+\gamma_B^-} + 2\sqrt{\gamma_A^-\gamma_B^+} \quad (6)$$

A capacidade de um líquido umedecer a superfície de um sólido é um aspecto importante na determinação da afinidade entre o CAP e os agregados. Se as forças intermoleculares entre o CAP e os materiais pétreos forem mais fortes que as forças presentes no interior do ligante, a molhabilidade entre os mesmos irá acontecer. Uma forma de verificar de modo indireto a molhabilidade do ligante é definir o ângulo de contato deste material com uma determinada superfície ou verificar a energia de superfície do material granular. Para determinação deste parâmetro são empregados alguns equipamentos como: (i) Universal Sorption Device (USD), utiliza os com os agregados e baseia-se na adsorção de vapor, (ii) Placas de Wilhelmy (WP), utiliza o ligante asfáltico e baseia-se na medida de ângulos de contato e (iii) Micro Calorímetro (CHENG, 2002; BASHIN, 2006)

Atualmente, diversos autores realizam pesquisas utilizando o conceito de superfície específica. Destaca-se o trabalho de Arabani e Hamedi (2011) que utilizaram o conceito de Energia livre superficial para avaliar os efeitos do tratamento de agregados polimérico frente a dano por umidade em misturas asfálticas.

2.3.4 Agentes melhoradores de Adesividade (AMA)

Utilizar ligantes asfálticos e agregados com uma compatibilidade química contribui para que a mistura asfáltica tenha uma maior resistência à ação deslocadora

da água. Quando não existe uma ligação química satisfatória, são empregados aditivos promotores de adesão ou Agentes Melhoradores de Adesividade (AMA) para possibilitar uma melhoria na compatibilidade entre o ligante e agregados (OLIVEIRA FILHO, 2007). Os agentes mais empregados são os ligantes modificados, Dopes, intertravamento e a cal hidratada. Nos EUA, diversos aditivos são empregados para diminuir a sensibilidade das misturas frente a umidade, sendo a cal hidratada o agente mais usado (LITTLE e EPPS, 2006).

Como as misturas asfálticas que foram utilizadas nesta pesquisa possuem em sua constituição cal, a revisão bibliográfica ficará restrita nos AMA a cal.

Devido ao agravamento dos mecanismos de degradação dos pavimentos asfálticos, vários aditivos para misturas asfálticas foram testados em laboratório e em campo para verificar a sua limitação aos danos causados pela presença de umidade nos revestimentos asfálticos. Foi averiguado que o emprego da cal hidratada é o aditivo mais competente para diminuir a degradação prematura dos pavimentos (HICKS, 1991).

Nos últimos anos foi comprovado a partir de pesquisas científicas que a cal possui vários efeitos benéficos sobre os concretos asfálticos. A cal não é empregada apenas como um aditivo para prevenção de danos gerados pela umidade, mas também como um aditivo melhorador multifuncional, diminuindo o envelhecimento químico do ligante asfáltico e melhorando o desempenho dos revestimentos asfálticos frente a patologias como trincamento por fadiga e deformação permanente (BOCK, 2012).

A capacidade da cal hidratada de tornar uma mistura asfáltica mais rígida e resistente às deformações permanentes é justificada pelo seu comportamento superior como fíler mineral ativo. De maneira distinta de outros fíleres, a cal é quimicamente ativa. Ela reage com o CAP, retirando constituintes indesejáveis e concomitantemente suas pequenas partículas se disseminam na mistura asfáltica, tornando-a mais resistente às deformações permanentes e à fadiga (PAVIANI, 2015).

Os mecanismos que a cal hidratada utiliza para modificar as propriedades das misturas asfálticas ainda são desconhecidas. Na literatura encontram-se diversos estudos que a cal hidratada possui diversos efeitos sobre os revestimentos asfálticos. Uma das principais razões pelas quais a cal possui grande eficiência está associada às fortes interações entre os componentes, isto é, CAP e agregado mineral (BOCK, 2012).

Alguns trabalhos como de Tunnicliff e Root (1984), Hicks (1991) e Little e Epps (2001) verificaram que a cal modifica as propriedades dos finos, endurece o CAP e melhora a estabilidade da mistura. A cal possibilita diversos benefícios, como: o aumento da resistência ao dano gerado pela umidade no revestimento asfáltico, torna a mistura mais rígida; e diminui a taxa de oxidação. Entretanto, o aumento da rigidez deixa a mistura mais suscetível às trincas por fadiga.

Mercado (2007) descreve que a cal diminui a tensão superficial entre o CAP e o agregado. Os ácidos carboxílicos presentes no ligante asfáltico reagem com os íons de cálcio na cal e ocorre a troca de alguns cátions na superfície do agregado, ocasionando uma forte ligação entre as moléculas de nitrogênio no CAP e sílica do agregado. Outro benefício na adição deste aditivo é o aumento na viscosidade do ligante e redução de produtos de oxidação no CAP devido ao envelhecimento.

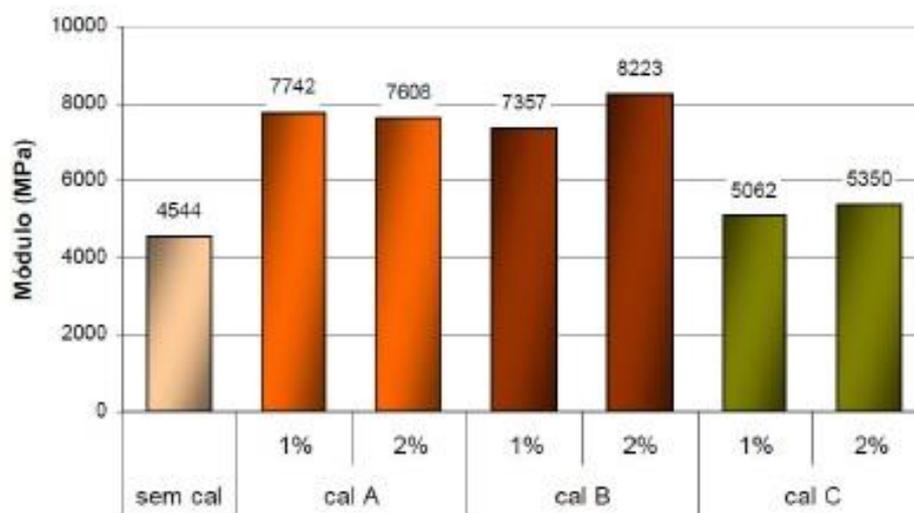
Paviani (2015) descreveu algumas melhorias que a adição de cal hidratada possibilita para as misturas asfálticas, que são descritas a seguir:

- Age como um fíler mineral enrijecendo o CAP e a própria mistura;
- Reduz o trincamento a baixas temperaturas;
- Modifica benéficamente a cinética de oxidação e interage com os produtos de oxidação para diminuir os efeitos deletérios; e
- Modifica as propriedades plásticas aumentando a sensibilidade à umidade e durabilidade.

Diversos estudos foram realizados para verificar quanto a cal interfere no comportamento mecânico dos pavimentos asfálticos.

Nuñes et al. (2007) estudaram a influência do tipo e do teor de cal no ensaio de módulo de resiliência e verificaram aumentos dos valores de módulo de resiliência em cales que apresentaram teores de óxidos ou hidróxidos de cálcio mais elevados. A Figura 18, mostra os resultados do estudo.

Figura 18 – Valores de módulo de resiliência em função do tipo e teor de cal



Fonte: (NUÑES et al., 2007).

Conforme descrito pelos autores, o teor de 1% mostrou-se considerável para promover aumentos na ordem de 70% do valor de módulo de resiliência e de 30% na resistência a tração.

Bari e Witczak (2005) analisaram o efeito da cal sobre o módulo dinâmico das misturas asfálticas. O estudo verificou os resultados de módulo dinâmico de dezessete tipos de misturas, as mesmas foram retiradas de seis diferentes projetos ao redor dos Estados Unidos: seis misturas não possuíam cal e onze eram compostas por cal hidratada com até 3% do peso seco de agregados. O objetivo deste estudo era verificar o impacto do tratamento de cal nos resultados de módulo dinâmico, pois o módulo dinâmico era empregado como propriedade primária na AASHTO MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*) e qualquer alteração desta propriedade ocorre uma mudança na elaboração da estrutura do pavimento. A Tabela 5, mostra os resultados do estudo.

Tabela 5 – Relação de módulo dinâmico com cal e sem cal de Witczak e Bari (2004)

Temperatura (°C)	Teor de cal hidratada (percentual de peso seco de agregado)				
	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
-10,00	1,24	1,07	1,31	1,33	1,34
4,40	1,12	1,10	1,21	1,43	1,22
21,10	1,26	1,31	1,06	1,91	1,31
37,80	1,21	1,51	1,15	1,39	1,30
54,40	1,21	1,09	1,14	1,45	1,25
Média	1,21	1,22	1,17	1,50	1,28
Desv. Pad.	0,06	0,19	0,09	0,23	0,05
Coef.Var.	5	16	8	15	4

Fonte: (Adaptado de Little et al., 2006).

Conforme os resultados da Tabela 4, a adição de cal hidratada aumenta os valores de módulo dinâmico das misturas asfálticas em torno de 17 e 50%. Os autores concluíram que o módulo dinâmico de uma mistura composta por cal (1 a 2% de cal) será em torno de 1,25 vezes maior que uma mistura sem cal, independente da temperatura ou tempo de carregamento.

Pode-se verificar que adicionando cal na constituição das misturas asfálticas melhora-se suas propriedades, possibilitando uma melhoria nas características do revestimento asfáltico.

2.3.5 Avaliação da adesividade e do dano por umidade em misturas asfálticas

A ação deletéria da água em misturas asfálticas possibilitou o desenvolvimento de procedimentos laboratoriais com o objetivo de quantificar ou prever o desempenho do material sob determinadas condições (RIBEIRO, 2011). Pode-se classificar os ensaios de avaliação de adesividade e de dano por umidade por diversos métodos, como por exemplo:

- Hamburg Wheel Tracking Device: consiste em um simulador de tráfego que verifica os efeitos reunidos da deformação permanente e da ação deletéria da água;

- Ensaio *Lottman Original*;
- Ensaio *Lottman Modificado*: ensaio de verificação da suscetibilidade a umidade mais empregado no Brasil, também conhecido como dano por umidade induzida;
- Ensaio de Adesividade Visual.

Este item do trabalho tem como finalidade dissertar sobre o ensaio de adesividade visual e ensaio *Lottman modificado* (ensaio de avaliação de propriedades mecânicas), pois estes ensaios serão utilizados na pesquisa.

A norma que descreve este ensaio é a DNER-ME 079/94 e consiste na avaliação visual do descolamento do ligante asfáltico nos agregados. A avaliação é feita a partir da seleção de uma fração granulométrica de agregado que é misturada à certa quantidade de ligante asfáltico. Então, é feita a imersão da mistura não compactada em água a temperatura de 40°C por um período de 72 horas.

A análise é realizada de forma visual, observando-se a ocorrência da exposição da superfície do agregado. No caso do ensaio com agregado graúdo, identificada a exposição da superfície e então classificado como não satisfatória. A Figura 19 apresenta o aspecto de uma amostra após o ensaio de adesividade do agregado graúdo, sendo a amostra considerada satisfatória.

Figura 19 – Amostra após o ensaio de adesividade do agregado graúdo.



Fonte: (Adaptado de Almeida Júnior, 2016).

Back (2018) realizou o ensaio de adesividade com seis diferentes tipos de jazidas do estado do Rio Grande do Sul. A Tabela 6 mostra os resultados obtidos pela autora.

Tabela 6 – Resultados do ensaio de adesividade

Jazida	Município	Classificação Rochosa	Acidez da Rocha	Adesividade
HN	Bagé	Mármore Calcítico	Intermediária	Não satisfatória
CMV	Caçapava do Sul	Mármore Calcítico	Intermediária	Não satisfatória
SBS*	Capão do Leão	Sieno Granito	Ácida	Não satisfatória
SJ	Cruz Alta	Basalto	Básica	Satisfatória
CAP	Santa do Livramento	Diabásico	Básica	Satisfatória
CONC*	Santo Antônio da Patrulha	Diabásico	Básica	Não satisfatória

Fonte: (Adaptado de Back, 2018).

Obs: * Agregados empregados na pesquisa

A simplicidade de execução, o baixo custo de equipamento e a facilidade no procedimento são benefícios deste método de análise. Este ensaio não fornece muita informação sobre a adesividade, pois o seu resultado é classificado em relação a falha ou não da película de asfalto.

Lottman no final da década de 1970 desenvolveu um procedimento para determinação da resistência de misturas asfálticas ao dano por umidade (LOTTMAN, 1978). O mesmo consistia em uma saturação em vácuo por 30 minutos seguido por período de 30 minutos em pressão atmosférica. As amostras eram congeladas a uma temperatura de -18°C por um período de 15 horas e posteriormente colocadas em banho de água a 60°C por um período de 24 horas (ANITELLI, 2013).

A norma que descreve este ensaio é a AASHTO T 283, onde os corpos de prova cilíndricos de misturas asfálticas com teores de vazios definidos são parcialmente saturados com água e submetidos a baixas temperaturas para congelamento do mesmo, durante um período de horas definido em norma, buscando simular a presença de água na mistura e as tensões internas oriundas das cargas do tráfego (BERNUCCI et al. 2010).

Esta norma tem o objetivo de avaliar o dano por umidade que as misturas asfálticas poderão apresentar a longo prazo, por essa razão, existe no método um procedimento de envelhecimento da amostra (ANITELLI, 2013).

O ensaio AASHTO T 283 tornou-se obrigatório no método Superpave. Mesmo o ensaio sendo baseado em observações de pavimentos em serviço, a principal adversidade da norma é a sua reprodutibilidade e habilidade de subestimar a suscetibilidade a umidade uma satisfatória confiança nos resultados (SOLAIMANIAN E KENNEDY, 2000).

No Brasil, a norma ABNT NBR 15617 - Misturas Asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida, utilizada em corpos-de-prova de misturas asfálticas moldados em laboratório, descreve os procedimentos da norma americana. De acordo com a mesma, as amostras devem possuir volume de vazios com ar de 7% ($\pm 1\%$). Os procedimentos para execução da metodologia do dano por umidade induzida estão descritos na metodologia deste trabalho.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentados o planejamento da pesquisa, características dos agregados, dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas. Além disso, tratará dos procedimentos laboratoriais que foram utilizados no estudo. Os ensaios laboratoriais foram realizados no LMCC (Laboratório de Materiais de Construção Civil), da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

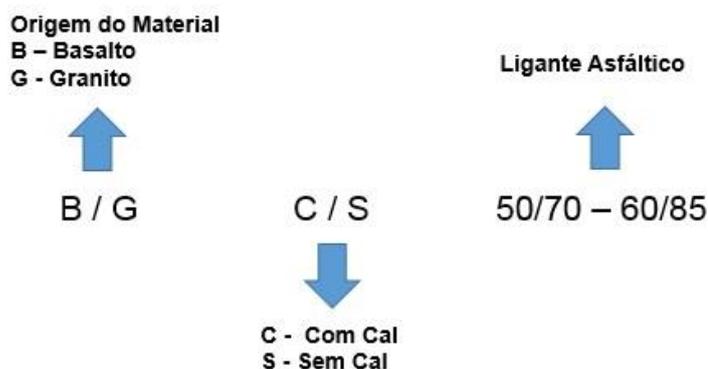
O planejamento da referida pesquisa é dividido nas seguintes etapas:

- a) Caracterização e coleta dos materiais: coleta dos agregados e dos ligantes asfálticos (convencional e modificado) para a confecção das misturas asfálticas;
- b) Ensaio de ligantes: caracterização dos parâmetros dos ligantes asfálticos;
- c) Ensaio laboratoriais: realização da dosagem das misturas asfálticas para a determinação do teor de ligante asfáltico de projeto para cada tipo de mistura. Realização do ensaio compressão diametral sob carga repetidas para verificação de módulo de resiliência (MR) e ensaios de resistência a tração por compressão diametral (RT); realização do ensaio Módulo Complexo para verificar o comportamento das misturas estudadas com e sem ciclos de condicionamentos; verificação do comportamento frente a deformação permanente empregando o ensaio *Flow Number* com e sem ciclos de condicionamentos; realização do ensaio *Lottman modificado*;
- d) Análise de dados: analisar os resultados obtidos nos ensaios, elaborar a dissertação de mestrado;

Foram moldadas oito diferentes misturas asfálticas, quatro com adição de cal e quatro sem cal. Os corpos de prova foram moldados utilizando a metodologia Superpave. Nesta pesquisa empregou-se dois tipos diferentes de ligantes asfálticos, o CAP 50/70 (Convencional) e o AMP 60/85-E (Modificado). Nos ensaios de módulo complexo e *Flow Number* as misturas foram divididas em dois grupos. Um grupo sofreu ciclos de condicionamentos baseados na norma AASHTO T 283 e no outro

grupo não se executou os ciclos de condicionamento. As misturas foram designadas conforme a origem do material, adição de cal e tipo de ligante asfáltico. A Figura 20 mostra o modelo genérico da abreviatura dos tipos de mistura.

Figura 20 – Modelo genérico de abreviatura dos tipos de misturas asfálticas, de acordo com a origem do material, adição de cal e tipo de ligante asfáltico.



Fonte: (Autor).

A Tabela 7 demonstra a composição de cada mistura e sua nomenclatura. Para manter uma padronização dos gráficos e tabelas, as misturas foram divididas em relação ao tipo de ligante asfáltico.

Tabela 7 – Composição e nomenclatura de cada mistura.

Agregado	Ligante	Cal	Nomenclatura
Basalto	CAP 50/70	Sem	BS 50/70
Granito	CAP 50/70	Sem	GS 50/70
Basalto	CAP 50/70	Com	BC 50/70
Granito	CAP 50/70	Com	GC 50/70
Basalto	AMP 60/85	Sem	BS 60/85
Granito	AMP 60/85	Sem	GS 60/85
Basalto	AMP 60/85	Com	BC 60/85
Granito	AMP 60/85	Com	GC 60/85

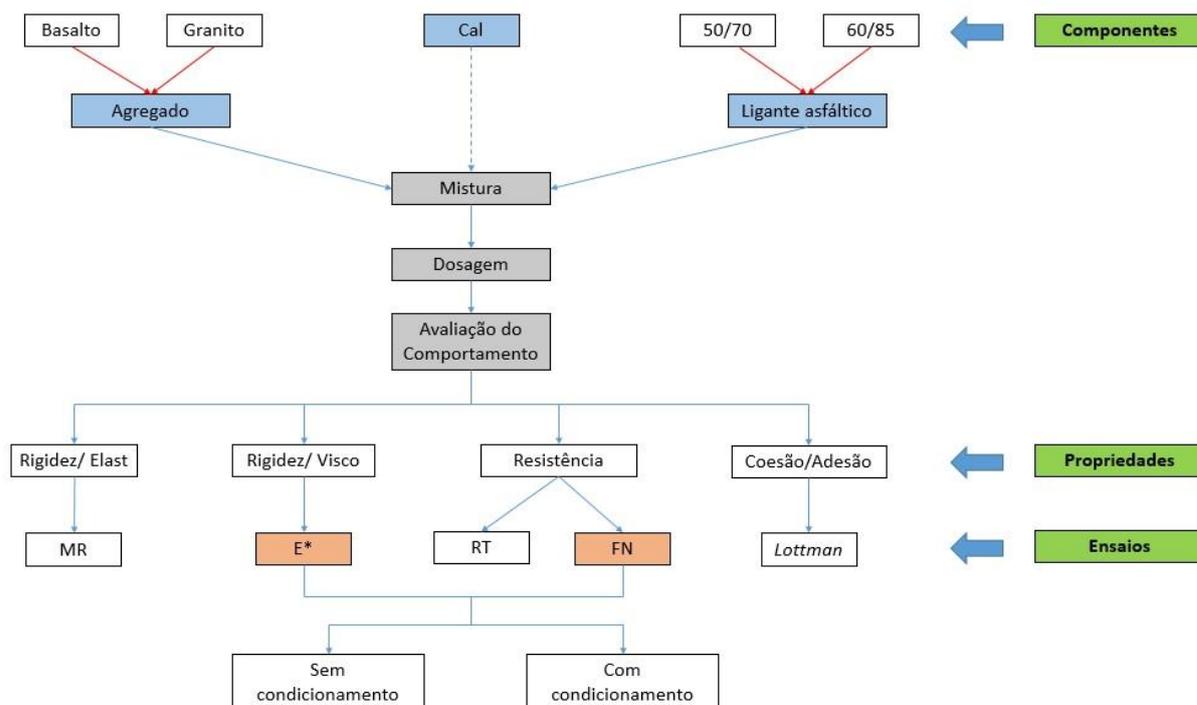
Fonte: (Autor).

Na dosagem das misturas asfálticas foram empregados cinco teores de ligante asfáltico para verificar o teor de projeto. Moldaram-se 3 amostras por teor, totalizando 15 amostras por mistura e um total de 336 amostras (Tabela 8) para as 8 misturas. Para verificar a densidade máxima medida (DMM) pelo método RICE foi misturada uma amostra de 1500g para cada teor de projeto, conforme a norma NBR 15619 e AASHTO T 209-05.

Após o processo de dosagem, foram moldados os corpos-de-prova já com os teores definidos para a realização dos ensaios mecânicos. Os ensaios mecânicos executados foram: Módulo de resiliência (MR), módulo complexo (E^*), resistência a tração (RT), *Flow Number* (FN) e *Lottman modificado* (dano por umidade induzida). Com o objetivo de analisar o dano por umidade nas propriedades de rigidez e resistência. Executou-se o protocolo AASHTO T 283 para os ensaios de E^* e FN. Dividiu-se em dois grupos, grupo 1 (sem o protocolo) e grupo 2 (com o protocolo).

A Figura 21 demonstra o fluxograma do programa experimental. Foram utilizadas oito misturas asfálticas com o intuito de analisar os diferentes tipos de ligantes, agregados e adição de cal frente a umidade em pavimentos asfálticos.

Figura 21 – Fluxograma da pesquisa



Fonte: (Autor).

OBS: Rigidez/ Visco = Rigidez/ Viscoelasticidade - Rigidez/ Elast = Rigidez/ Elasticidade.

Tabela 8 – Composição das misturas que foram utilizadas e os ensaios realizados na pesquisa

Nomenclatura	Origem do material / CAL / Ligante asfáltico	Dosagem	<i>Lottman Modificado</i>	MR - RT	Módulo Complexo		<i>Flow Number</i>		TOTAL
					*Com condic.	**Sem condic.	*Com condic.	**Sem condic.	
BS 50/70	Basalto/Sem CAL/ 50-70	15	8	3	4	4	4	4	42
GS 50/70	Granito/Sem Cal/ 50-70	15	8	3	4	4	4	4	42
BC 50/70	Basalto/Com CAL/ 50-70	15	8	3	4	4	4	4	42
GC 50/70	Granito/Com Cal/ 50-70	15	8	3	4	4	4	4	42
BS 60/85	Basalto/Sem CAL/ 60-85	15	8	3	4	4	4	4	42
GS 60/85	Granito/Sem Cal/ 60-85	15	8	3	4	4	4	4	42
BC 60/85	Basalto/Com CAL/ 60-85	15	8	3	4	4	4	4	42
GC 60/85	Granito/Com Cal/ 60-85	15	8	3	4	4	4	4	42
Total de corpos de prova para a pesquisa									336

Fonte: (Autor).

OBS:

*Com Condic. = Com condicionamento

**Sem Condic. = Sem Condicionamento

3.2 MATERIAIS EMPREGADOS NA PESQUISA

Os materiais empregados na pesquisa são normalmente aplicados em obras rodoviárias: agregados virgens, cal virgem e ligantes asfálticos.

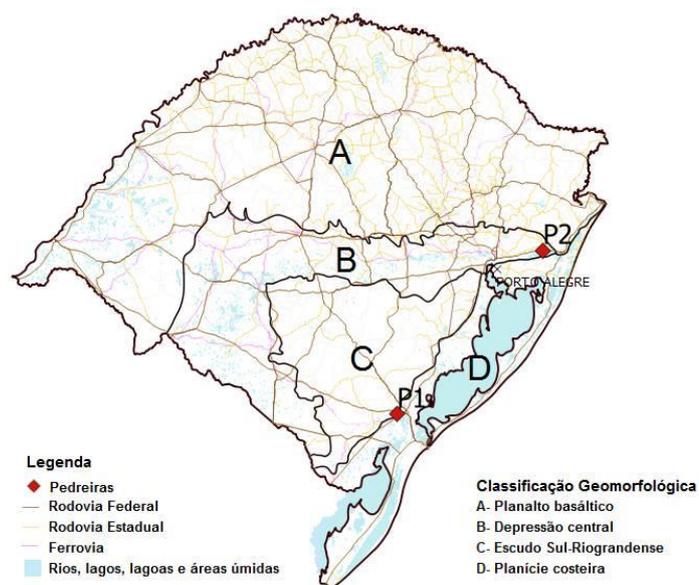
3.2.1 Agregado mineral

Os materiais granulares foram coletados em duas unidades de produção, sendo elas:

- Jazida P1 (Granito), localizada no município de Capão do Leão-RS coordenada geográfica 31°46'21.90"S, 52°30'18.04"O.
- Jazida P2 (Basalto), localizada no Km 30, da BR-290/RS (FreeWay-RS) coordenada geográfica 29°52'51.96"S, 50°33'33.95"O.

A Figura 22 mostra a localização das jazidas das empresas que forneceram os materiais pétreos para a pesquisa.

Figura 22 – Localização das pedreiras que forneceram material para a pesquisa dentro do Estado do Rio Grande do Sul



Fonte: (Autor).

Foram realizados os ensaios de caracterização de cada fração como granulometria, sanidade, forma, abrasão Los Angeles, massa específica e entre outros. Estes ensaios laboratoriais realizaram-se no LMCC da UFSM.

Foram utilizadas as frações de brita 3/4", brita 3/8", pó de pedra e cal, conforme ilustradas nas Figuras 23 e 24.

Figura 23 – Material oriundo da Jazida P1 - Brita 3/4" (a esquerda), Brita 3/8" (ao centro) e Pó de Pedra (a direita)



Fonte: (Autor).

Figura 24 – Material oriundo da Jazida P2 - Brita 3/4" (a esquerda), Brita 3/8" (ao centro) e Pó de Pedra (a direita)



Fonte: (Autor).

Os ensaios de desgaste, sanidade, equivalente de areia, índice de forma e adesividade foram realizados em associação com Back (2018), com o objetivo de ter

uma melhor caracterização dos materiais pétreos. A caracterização completa e os métodos utilizados nos agregados da pesquisa, podem ser encontrados no estudo de Back (2018). As Tabelas 9 e 10, demonstram os resultados dos ensaios dos agregados pétreos. O ensaio de granulometria está descrito no item 3.3.1. A Tabela 11 e a Figura 25, apresentam os resultados do ensaio de adesividade.

Tabela 9 – Resultados dos agregados

Ensaio	Norma	Basalto			Granito		
		Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó-de-Pedra	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó-de-Pedra
Densidade real/Massa específica real (g/cm ³)	DNER-ME 081/98 - DNER-ME 195/97	2,827	2,840	-	2,632	2,580	-
Densidade aparente/Massa específica aparente (g/cm ³)		2,718	2,720	-	2,560	2,510	-
Absorção (%)		1,420	1,510	-	1,060	1,050	-
Massa específica real (g/cm ³)	DNER 084/95	-	-	2,828	-	-	2,643
Desgaste ou perda a abrasão (%)	DNER-ME 035/98	8,76		-	26,39		-
Sanidade (%)	DNER 089/94	2,69		-	5,35		-
Equivalente de Areia (%)	DNER-ME 054/97	-	-	82	-	-	71
Índice de Forma	DNER 086/94	0,84	0,83	-	0,77	0,51	-
Índice de Forma	NBR 7809/06	2,15	2,09	-	1,99	2,61	-
Índice de Lamelaridade (%) *	DAER/RS - EL 108/01	40,1	26,06	-	24,96	37,75	-
Ensaio de Resistência ao Esmagamento (%) *	DNER-ME 197/97	12,14		-	26,38		-
Perda ao Choque no Aparelho Treton (%) *	DNER-ME 399/99	9,06		-	18,7		-

Fonte: (Autor).

Obs: * Os ensaios de Índice de Lamelaridade, Ensaio de Resistência ao Esmagamento e Perda ao Choque no Aparelho Treton foram realizados por Back (2018).

Tabela 10 – Resultados dos ensaios da Placa Calíper para britas 3/4” e 3/8” de Back (2018) com os mesmos agregados da pesquisa

		Agregados			Basalto	Granito
Ensaio de Lamelaridade Placa Calíper	ASTM d4791/15	3/4"	Relação 1/3	Plana (%)	1,6	1,2
				Alongada (%)	0,0	0,0
				Plana/Alongada (Lamelares) (%)	14,6	6,5
		Relação 1/5	Plana (%)	0,0	0,0	
			Alongada (%)	0,0	0,0	
			Plana/Alongada (Lamelares) (%)	0,0	0,0	
	3/8"	Relação 1/3	Plana (%)	7,0	11,0	
			Alongada (%)	0,0	0,0	
			Plana/Alongada (Lamelares) (%)	17,3	29,8	
		Relação 1/5	Plana (%)	2,0	7,0	
			Alongada (%)	0,0	0,0	
			Plana/Alongada (Lamelares) (%)	5,2	9,8	

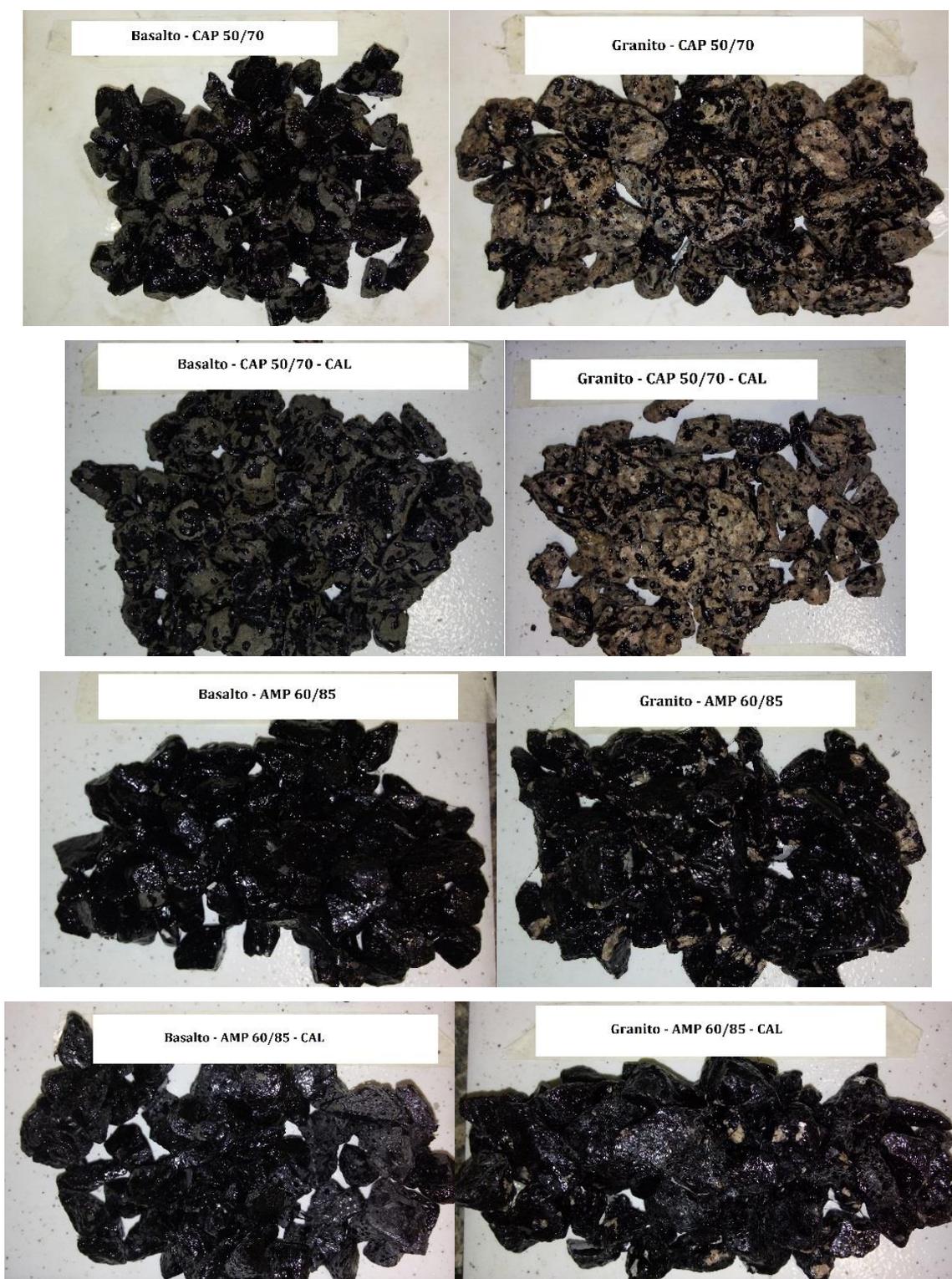
Fonte: (Autor).

Tabela 11– Resultado ensaio de adesividade

Mistura	Resultado
Basalto - CAP 50/70	Insatisfatório
Granito - CAP 50/70	Insatisfatório
Basalto - CAP 50/70 - CAL	Insatisfatório
Granito - CAP 50/70 - CAL	Insatisfatório
Basalto - AMP 60/85	Satisfatório
Granito - AMP 60/85	Satisfatório
Basalto - AMP 60/85 - CAL	Satisfatório
Granito - AMP 60/85 - CAL	Satisfatório

Fonte: (Autor).

Figura 25 – Resultado do ensaio de adesividade



Fonte: (Autor).

As misturas asfálticas compostas com o CAP 50/70, tiveram o resultado no ensaio de adesividade como insatisfatório. As amostras com AMP 60/85, obtiveram resultado satisfatório.

3.2.2 Cal

Como já relatado na revisão bibliográfica, a adição de cal nas misturas asfálticas proporciona diversas vantagens para estas. O DNIT tem sugerido a utilização da cal em misturas asfálticas desde do ano de 2009 nos contratos de restauração e manutenção.

A cal empregada no estudo é do estado do Paraná, a mesma é classificada como cal calcítica. Para verificar a composição, foi enviado a Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENTEC) uma amostra do material. Todos os ensaios foram executados conforme a norma NBR 6473:2003. A Tabela 12 demonstra os resultados dos ensaios realizados no CIENTEC.

Tabela 12 – Resultados dos ensaios realizados na cal

Propriedade	Resultados
Resíduo insolúvel (RI+SiO ₂), %	8,30
Óxidos de Ferro e alumínio (R ₂ O ₃), %	1,00
Óxido de cálcio total (CaO), %	44,70
Óxido de magnésio (MgO), %	5,40
Perda ao fogo (1000 +- 50°C), %	40,30
Óxido de cálcio (CaO) disponível, %	0,60

Fonte: (Autor).

3.2.3 Ligante asfáltico

Os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa foram o CAP 50/70 (Convencional) e o AMP 60/85-E modificado por polímero. As especificações dos ligantes asfálticos estão apresentadas nas Tabelas 13 e 14. Os resultados foram obtidos a partir dos laudos dos fabricantes cedidos pelas empresas.

Tabela 13 – Resultados do CAP 50/70

CAP 50/70				
Propriedade	Unidade	Método	Especificação	Resultado
Penetração	0,1 mm	D 5	50 a 70	57
Ponto de Amolecimento	°C	D 36	46 min	48,6
Viscosidade Brookfield 135 °C	cp	D 4402	274 min	300
Viscosidade Brookfield 150 °C	cp	D 4402	112 min	156
Viscosidade Brookfield 177 °C	cp	D 4402	57 a 285 min	60
Ponto de Fulgor	°C	D 92	235 min	>236
Densidade Relativa	-	D 70	Anotar	1,000

Fonte: (Autor).

Tabela 14 – Resultados do AMP 60/85-E

AMP 60/85 - E				
Propriedade	Unidade	Norma	Especificação	Resultado
Penetração	0,1 mm	NBR 6576	40 a 70	56
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	60 min	68
Viscosidade Brookfield 135 °C	cp	NBR 15184	3000 máx	991
Viscosidade Brookfield 150 °C	cp	NBR 15184	2000 máx	466
Viscosidade Brookfield 177 °C	cp	NBR 15184	1000 máx	168
Ponto de Fulgor	°C	NBR 11341	235 min	>235
Densidade Relativa	-	NBR 6296	NA/Anotar	1,005

Fonte: (Autor).

O ligante asfáltico CAP 50/70 foi cedido pela empresa Cotrel Terraplenagem e Pavimentação em Santa Maria - RS e o AMP 60/85 foi disponibilizado pela empresa Carpeneto e Cia LTDA de Santa Rosa - RS, os ligantes foram coletados diretamente do caminhão para que não existisse interferência da modificação nos reservatórios das empresas. As temperaturas de mistura e compactação para o CAP 50/70 foram de 148°C e 136° e para o AMP 60/85 foram de 163°C e 148°C, respectivamente.

3.3 PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS

Após a caracterização dos materiais, iniciou-se a etapa de execução das fases composição granulométrica das misturas, ajuste granulométrico pelo Método Bailey e o processo de dosagem das misturas asfálticas. Após o término da dosagem, foi

utilizada a Metodologia Faixa de Agregados Dominantes para verificar estruturas das misturas.

3.3.1 Dosagem das misturas asfálticas

Para dosagem das misturas asfálticas utilizou-se o Compactador Giratório Superpave (CGS). A metodologia SUPERPAVE (*Superior PERformance asphalt PAVements*) vem sendo empregada pelos departamentos de transporte norte-americano desde os anos 90. Este método consiste em determinar o teor de projeto por meio da fixação do volume de vazios e granulometria dos agregados. A metodologia foi desenvolvida nos Estados Unidos pelo programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) (BERNUCCI et al., 2010).

Esta metodologia leva em consideração como requisito de desempenho o tráfego e o ambiente (clima). A diferença entre esta metodologia e a Marshall é a forma de compactação das amostras. Na Dosagem Marshall a compactação é executada por impacto (golpe), enquanto na metodologia Superpave é executada por amassamento (Giros) (BERNUCCI et al., 2010).

Para a confecção da composição granulométrica foram empregados a metodologia utilizada na norma DNIT 031/2006-ES e o método Bailey, os mesmos foram enquadrados na Faixa C do DNIT. Foi padronizada a análise granulométrica para os dois tipos de agregados, evitando que a granulometria interferisse na análise dos resultados dos diferentes tipos de agregados. Os materiais foram separados por peneiras e armazenados em sacos plásticos para evitar a contaminação. A Tabela 15 mostra a característica granulométrica dos materiais empregados na mistura.

Neste trabalho empregou-se uma curva granulométrica com dois tipos de ligantes asfálticos, um com adição de cal e a outra sem adição de cal. A curva ficou dentro das especificações do DNIT e utilizou os parâmetros Bailey para o enquadramento das misturas na Faixa C do DNIT 031-ES. Padronizou-se uma curva granulométrica, tanto com cal e sem cal, com isso temos duas curvas com distribuição granulométrica idêntica. Na curva com cal, são retiradas as porções de agregado nas peneiras nº80 e 200 e adicionado em proporção a cal. O valor adicionado de cal nas misturas foi de 2% em relação a massa total de agregados.

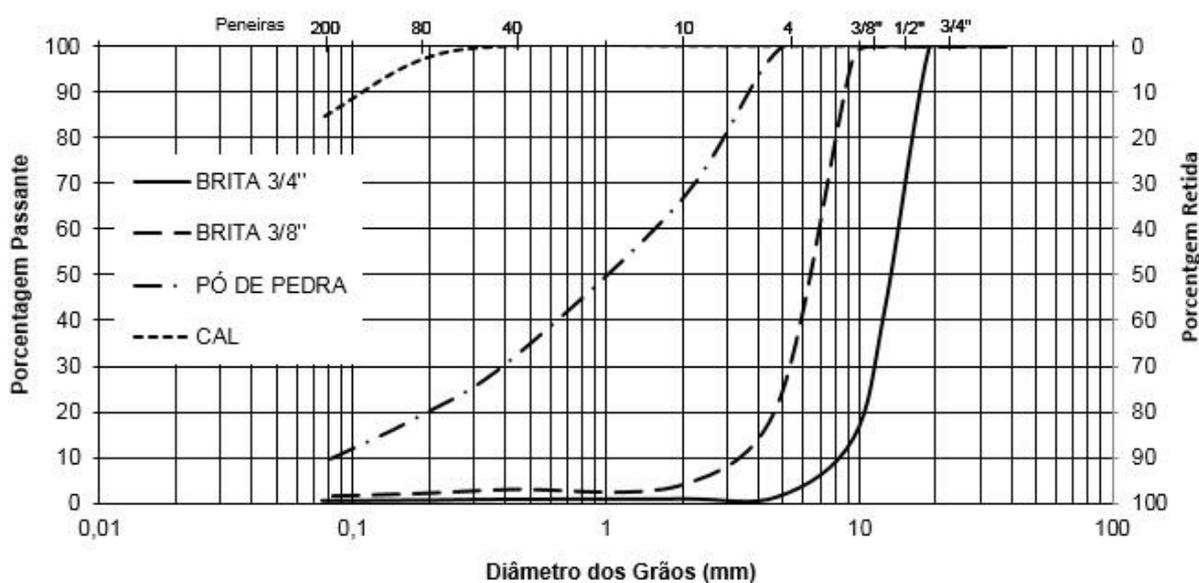
Tabela 15 – Característica granulométrica dos materiais

PENEIRA	mm	BRITA 3/4"	BRITA 3/8"	PÓ DE PEDRA	CAL
1 1/2"	38,1	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25,4	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	95,0	100,0	100,0	100,0
1/2"	12,7	42,7	100,0	100,0	100,0
3/8"	9,5	14,0	97,7	100,0	100,0
n 4	4,8	1,3	22,0	99,0	100,0
n 10	2	0,8	4,0	66,5	100,0
n 40	0,42	0,7	3,0	31,5	100,0
n 80	0,18	0,5	2,1	19,0	96,7
n 200	0,075	0,4	1,5	9,0	84,2

Fonte: (Autor).

A Figura 26 mostra a distribuição granulométrica dos agregados utilizados na pesquisa.

Figura 26 – Distribuição granulométrica dos materiais



Fonte: (Autor).

A distribuição granulométrica vale tanto para os materiais das Jazidas P1 como para P2, com isso temos a mesma granulometria para os dois materiais pétreos evitando que esta variação influencie na análise dos resultados.

A Tabela 16 demonstra o percentual passante da composição da mistura padrão. Para que as misturas ficassem com o mesmo esqueleto mineral, padronizou-se o percentual utilizado de cada fração granulométrica.

A inserção da cal nas misturas foi no momento da pesagem do material, o mesmo foi adicionado ao agregado gráudo (retido na peneira n°4), para uma melhor homogeneização do material, e após foi inserido o material fino, passante na peneira n°4.

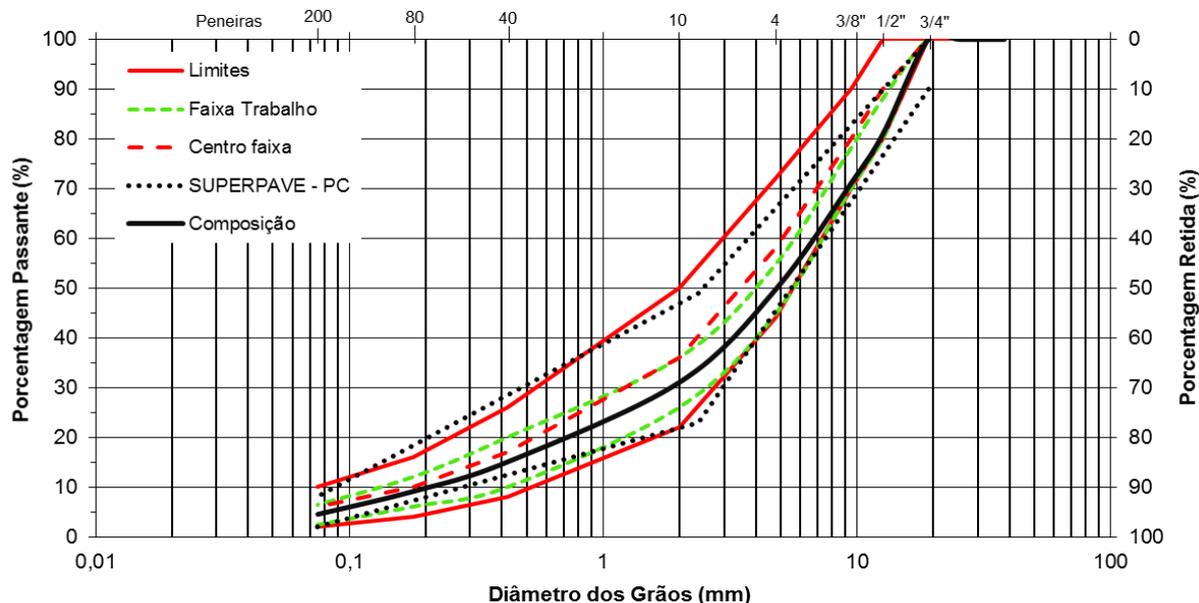
Tabela 16 – Percentual de passante de cada fração da mistura asfáltica

PENEIRA	mm	Mistura
1 1/2"	38,1	100,0
1"	25,4	100,0
3/4"	19,1	98,4
1/2"	12,7	81,1
3/8"	9,5	71,1
n 4	4,8	49,8
n 10	2	31,1
n 40	0,42	15,1
n 80	0,18	9,2
n 200	0,075	4,5

Fonte: (Autor).

A Figura 27 apresenta a curva granulométrica das misturas asfálticas enquadrada na Faixa C do DNIT.

Figura 27 – Composição granulométrica das misturas asfálticas Faixa C DNIT 031/2006-ES.



Fonte: (Autor).

Obs: SUPERPAVE-PC – Pontos controles da metodologia Superpave

Na Tabela 17 está demonstrado o enquadramento da curva granulométrica padrão nos parâmetros estabelecidos pelo método Bailey, que são divididas pelas proporções agregados graúdos (AG), proporção graúda dos agregados finos (GAF) e proporção fina dos agregados finos (FAF).

Tabela 17 – Análise das quatro granulometrias nos parâmetros estabelecidos pelo método Bailey.

Composição Granulométrica			Faixa C DNIT 031/2006-ES	
TMN			19	mm
Limites			Proporção	Valores
0,6	a	0,75	AG	0,74
0,35	a	0,5	GAF	0,46
0,35	a	0,5	FAF	0,53

Fonte: (Autor).

As misturas estão dentro dos parâmetros do método Bailey, atendendo os parâmetros AG e G AF. Estes parâmetros são válidos para toda as misturas asfálticas da pesquisa.

Por meio do ensaio *RICE test*, descrito na norma AASHTO T 209-05 - *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixture*. Foi possível determinar a densidade específica máxima (DMM) para cada teor de ligante das misturas asfálticas.

Na etapa de mistura das amostras, foi empregado o misturador da marca *infraTest testing system*, modelo *Bituminous Laboratory Mixer 30 Liter Special Version 380V 60 Hz 3Ph with neutral wire/conductor*. A Figura 28 mostra o misturador utilizado na pesquisa.

Figura 28 – Misturador empregado na mistura



Fonte: (Autor).

Os agregados foram misturados sem a inserção do ligante asfáltico por um período de 100s. Após foi adicionado o ligante a mistura e a mesma ficou no misturador por um período de 400s para que ocorresse uma homogeneização satisfatória dos materiais. A direção de giro das pás foi no sentido horário e a velocidade de rotação era de 20 rpm.

Ao término da etapa de mistura, as amostras eram deixadas na estufa na temperatura de compactação por 2 horas, para que ocorresse o envelhecimento das mesmas.

Ao término das 2 horas, realizou-se a moldagem dos corpos-de-prova no compactador giratório Superpave, com N de projeto de 100 giros (indício para tráfego médio alto), pressão aplicada de 600KPa, ângulo de rotação interno de 1,16° e externo de 1,25°, e com velocidade constante de 30rpm. Produziu-se amostras com diâmetro de 100 mm \pm 2,0 mm e 63mm \pm 1,0 mm de altura. A Figura 29 mostra o compactador giratório do LMCC da UFSM. O tamanho máximo nominal utilizado no trabalho para todas as misturas é de 19 mm.

Figura 29 – Exemplo de um Compactador giratório IPC, disponível no laboratório LMCC na UFSM.



Fonte: (Autor).

A Tabela 18 apresenta os resultados da dosagem. Estão descritas as 8 misturas utilizadas na pesquisa, o teor de ligante variou entre 4,15 e 4,45% para as amostras compostas com o CAP 50/70 e 3,6 e 3,75% para amostras com AMP 60/85. Os gráficos dos parâmetros Vv, VAM e RBV das dosagens Superpave das misturas da pesquisa, estão descritos no Apêndice A.

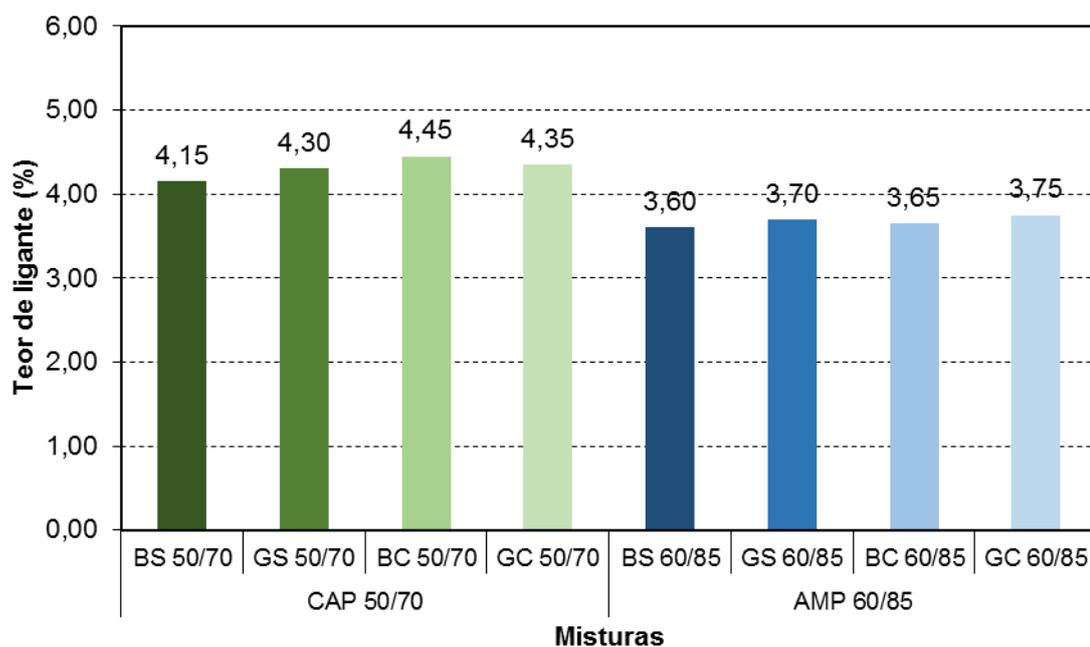
A Figura 30 mostra a comparação entre os teores das misturas asfálticas.

Tabela 18 – Propriedades das Misturas asfálticas

Propriedades da Mistura		BS 50/70	GS 50/70	BC 50/70	GC 50/70	BS 60/85	GS 60/85	BC 60/85	GC 60/85
<i>Propriedade</i>	<i>AASHTO M 323/2013</i>	<i>Valor de Projeto</i>							
<i>Teor de Ligante (%)</i>	--	4,15	4,30	3,60	3,70	4,45	4,35	3,65	3,75
<i>Volume de Vazios (%)</i>	4,00	4,00							
<i>RBV (%)</i>	65 a 75	72,83	70,56	70,67	71,00	73,80	70,27	70,12	67,32
<i>VAM (%)</i>	>13	14,78	13,64	13,69	14,14	15,33	13,70	13,87	13,02
<i>DMM Rice (g/cm³)</i>	--	2,568	2,446	2,583	2,458	2,559	2,447	2,586	2,46
<i>D. Aparente (g/cm³)</i>	97%	2,464	2,347	2,479	2,356	2,457	2,346	2,476	2,35

Fonte: (Autor).

Figura 30 – Comparação entre os teores de misturas asfálticas



Fonte: (Autor).

Pode-se observar que as misturas compostas pelo CAP 50/70 apresentaram teores de ligantes maiores que as misturas com o AMP 60/85. A adição de cal nas amostras evidenciou um pequeno aumento nos teores de projeto. A maior diferença entre os teores é na mistura constituída de basalto e CAP 50/70, apenas adicionando a cal ocorreu um aumento de 0,3% do teor de ligante.

Ao término da fase de dosagens das misturas foi realizado a etapa de moldagens dos corpos-de-prova para a realização dos ensaios mecânicos. O processo atendeu aos princípios da dosagem e utilizou-se o compactador giratório Superpave IPC Servopac variando apenas o número de giros. O volume de vazios e as dimensões das amostras foram estabelecidos para cada tipo de ensaio.

3.3.1.1 Metodologia Faixa de Agregados Dominantes (FAD)

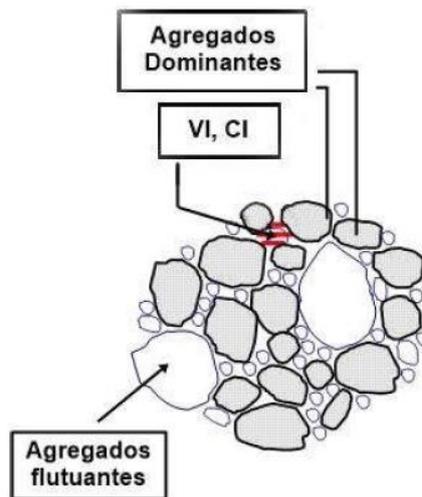
Uma das conquistas realizadas pelo presente estudo, foi adicionar na rotina das pesquisas na área de pavimentação asfáltica, realizadas no laboratório de pavimentação da UFSM, a metodologia FAD.

A metodologia da Faixa de Agregados Dominantes (FAD) consiste em uma verificação teórica e conceitual para verificar a estrutura dos agregados, baseado na granulometria, conforme Ferreira (2015). O FAD foi proposto por Kim (2006), na Universidade da Florida, e constitui-se de um ou mais tamanhos de agregados que interagem entre si para a composição de um esqueleto mineral resistente para deformações permanentes em misturas asfálticas (FERREIRA, 2015). Este mecanismo visa apenas a distribuição granulométricas das misturas asfálticas, apesar de que outras propriedades dos agregados são significativas para um melhor desempenho em campo, como descreve o mesmo autor.

Os materiais com dimensões menores a FAD completam os espaços entre as partículas, assim como o ligante asfáltico e os vazios com ar, sendo chamados de Componentes Intersticiais (CI) e, em união, constituem-se o chamado Volume Intersticial (VI). O VI está associado ao trincamento por fadiga e à energia de ruptura da mistura asfáltica, da mesma maneira que permanece as partículas da FAD unidas, contribuindo para a adesão e resistência a tração (Kim, 2006; Greene et al., 2014 10; Roque et al., 2015). Os materiais pétreos com tamanhos superiores à maior dimensão daqueles que constituem a FAD são denominados agregados flutuantes. Na metodologia estes agregados não desempenham um papel estrutural forte, quando

consideramos a resistência à deformação permanente (FERREIRA, 2015). A Figura 31 mostra uma mistura asfáltica com os seus componentes da FAD.

Figura 31 – Constituintes do modelo FAD e agregados flutuantes



Fonte: (FERREIRA 2015, adaptado de Kim (2006))

Este método é uma analogia a Mecânica dos Solos e demonstra o conceito de porosidade de um material granular. Esta propriedade é adimensional e é uma relação entre o volume de vazios e volume total de um material. A Equação 7 mostra o cálculo da porosidade FAD.

$$n_{FAD} = \frac{V_{v(FAD)}}{V_{T(FAD)}} = \frac{V_{IC,ag} + V_{AM}}{V_{TM} - V_{ag > FAD}} \quad (7)$$

Onde:

n_{FAD} = porosidade da FAD (%);

$V_{v(FAD)}$ = volume de vazios dentro da FAD (%);

$V_{T(FAD)}$ = volume total de agregados disponível para a FAD (%);

$V_{IC,ag}$ = volume de agregados intersticiais (menores do que a FAD);

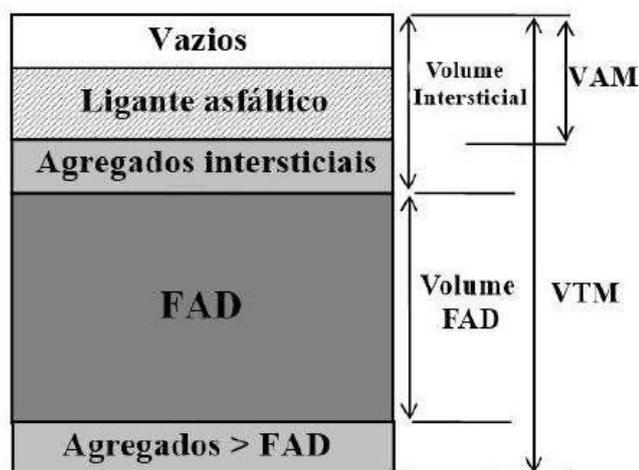
V_{AM} = volume de vazios no agregado mineral;

V_{TM} = volume total da mistura;

$V_{ag > FAD}$ = volume de agregados flutuantes (maiores do que a FAD).

A porosidade FAD das misturas asfálticas, constituem-se de vazios da FAD que é composta pelos agregados intersticiais e pelo VAM, e o volume total que é semelhante ao volume total da mistura asfáltica retirando-se o volume de agregados flutuantes. A Figura 32 mostra os componentes da FAD utilizados no cálculo da porosidade da mistura asfáltica.

Figura 32 – Constituintes da mistura asfáltica para o cálculo da porosidade FAD



Fonte: (Adaptado de Ferreira, 2015)

Para Kim (2006) apenas partículas maiores que 1,18 mm (Peneira N°16) contribuem para a resistência à deformação permanente e à fratura. O autor verificou que existia uma faixa de partículas que interagiam entre si e que era fundamental conhecer quais faixas granulométricas formavam um esqueleto mineral resistente, sendo essencial verificar a porosidade total da mistura e não apenas uma componente individual. A proporção estabelecida entre as partículas que interagem é por volta de 70/30. Quando a proporção passa do limite, as componentes em menor número tendem a flutuar dentro de outras partículas.

Desta maneira, o autor descreveu que misturas com porosidade inferior a 50%, seriam mais resistentes à deformação permanente. Para Greene et al. (2014), para ocorrer um bom intertravamento em sua granulometria e uma razoável resistência à deformação permanente, a porosidade das misturas asfálticas deveriam ficar na faixa de 38% a 48%. Existem porosidades denominadas como marginais, segundo Kim (2006) e Greene et al. (2014), que se encontram na faixa entre 48% e 52% e podem

possuir um bom ou mal comportamento, pois podem possuir um contato intergranular indefinido.

As misturas do presente estudo foram analisadas a partir da porosidade FAD. Seus resultados estão descritos na Tabela 19.

Tabela 19 – Resultados metodologia FAD

Misturas	FAD - Interação	Porosidade FAD (%)
BS 50/70	12,5 - 1,18	26,00
GS 50/70		26,10
BC 50/70		25,60
GC 50/70		25,50
BS 60/85		26,30
GS 60/85		26,10
BC 60/85		25,40
GC 60/85		25,30

Fonte: (Autor).

A partir dos resultados obtidos através da metodologia FAD, observou-se que a menor porosidade encontrada foi 25,30% na amostra GC 60/85 e a maior 26,30% na BS 60/85. Pode-se analisar que todas as porosidades ficaram menores que 50%, de acordo com a literatura, provavelmente as misturas devem possuir bom comportamento quanto à deformação permanente. Devido todas as misturas estarem com a mesma faixa de interação (12,5 – 1,18mm), as porosidades foram semelhantes. Esta situação pode ser explicada devido ao fato das granulometrias das amostras serem iguais. Os parâmetros que distinguem essas misturas na metodologia são o teor de ligante, DMM e a densidade aparente das misturas.

3.4 ENSAIOS LABORATORIAIS

Ao término das dosagens das misturas asfálticas, partiu-se para a etapa de ensaios laboratoriais, sendo moldados 216 copos de prova com o objetivo de verificar as propriedades de rigidez, resistência e dano por umidade nas propriedades já citadas. Todos os ensaios foram realizados no LMCC, na Universidade Federal de Santa Maria.

3.4.1 Propriedades de Rigidez

São demonstrados nesta fase os procedimentos de execução dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e de Módulo Complexo (E^*), estes ensaios são realizados para analisar a rigidez das misturas sob a ótica do comportamento elástico e viscoelástico.

3.4.1.1 Ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio de módulo de resiliência seguiu as definições da norma DNER-ME 135/2010– Determinação do módulo de resiliência. O equipamento empregado para o ensaio é uma UTM – 25 (*Universal Test Machine*) da IPC Global, que é constituída por um pistão que possibilita um carregamento repetido pulsante com ajuda de um dispositivo pneumático, acoplado a um regulador de tempo. O equipamento possui uma câmara com temperatura controlada (normalmente o ensaio é executado a 25°C), isto possibilita que sejam realizados ensaios a várias temperaturas.

O condicionamento dos corpos de prova é realizado a 25°C, por no mínimo 12 horas. Cada corpo de prova é posto no suporte e então posicionam-se os LVDTs (Linear Variable Differential Transducer) nas duas faces do corpo de prova. Os LVDTs realizam a leitura de deformação horizontal da amostra a partir da aplicação do carregamento dinâmico com tempo de 0,1s de duração e 0,9s de repouso, ligado a um microcomputador. O coeficiente de Poisson, para a realização do ensaio, será definido em 0,30 para 25°C, de acordo com a especificação DNIT – ME 135/2010. A Figura 33 apresenta a UTM -25 utilizada no LMCC na UFSM para o ensaio de módulo de resiliência.

Para a realização deste ensaio, os corpos-de-prova deveriam atender o critério de $4\pm 1\%$ de volume de vazios. As dimensões dos mesmos foram, por volta de 63mm de altura e 100mm de diâmetro. As amostras empregadas neste ensaio foram as mesmas que foram utilizadas para realização do ensaio de Resistência a tração.

Figura 33 – Imagens da UTM-25 usado no LMCC para o ensaio de módulo de resiliência



Fonte: (Autor).

A Equação 8 será utilizada para o cálculo do módulo de resiliência

$$Mr = \frac{P}{\Delta.h} * (0,9976.\mu + 0,2692) \quad (8)$$

Onde :

Mr= módulo de resiliência, MPa

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

Δ = deformação elástica ou resiliente medida nos ciclos particulares de repetição de carga;

h= altura do corpo-de-prova;

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

3.4.1.2 Ensaio de Módulo Complexo

Este ensaio é estabelecido como o número complexo que associa tensões e deformações para materiais viscoelásticos submetidos a um carregamento senoidal. Assim, a parte imaginária reflete a componente imaginária e a real retrata a componente elástica (MEDINA E MOTTA, 2015).

A relação tensão-deformação durante o período do carregamento senoidal contínuo é denominado por um número complexo intitulado de Módulo Complexo (E^*) e o valor absoluto $|E^*|$ é chamado de Módulo Dinâmico (NASCIMENTO, 2008). O valor absoluto consiste na relação entre a tensão dinâmica máxima e a deformação recuperável máxima, sendo o atraso entre a aplicação da carga e a resposta da amostra denominada como ângulo de fase (φ) da mistura asfáltica. Este ângulo mostra uma das propriedades viscosas do material, sendo 0° para o material elástico e 90° para o material viscoso (CAVALCANTI, 2010).

O módulo complexo é o parâmetro que melhor simboliza a resposta tensão-deformação das misturas asfálticas, uma vez que essas devem ser consideradas como sistemas visco-elásticos lineares (FRANCO, 2007). Os dados dos deslocamentos/deformação devem ser menores que $100 \cdot 10^{-6} \text{m/m}$ ou $100 \mu\text{S}$ para que não aconteça dano ao material. A norma aponta que as deformações não ultrapassem $75 \mu\text{S}$ (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005).

O ensaio de módulo complexo foi executado no equipamento UTM- 25 e seguiu as prescrições da norma AASHTO T 342-11 - *Determinig Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures*, com utilização de 3 amostras para cada mistura. A determinação do módulo complexo ocorre a partir da aplicação de carga da frequência mais alta até mais baixa (25Hz, 10Hz, 5Hz, 2Hz, 1Hz, 0,5Hz e 0,1Hz) e da temperatura mais baixa até a mais alta (-10°C , 4°C , 21°C , 37°C e 54°C). No entanto, com o auxílio do *software* UTS006 – *SPT Dynamic Modulus Test*, que fornece mais frequências, o ensaio foi executado a 25, 20, 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,2, 0,1 e 0,01 Hz.

Os corpos de prova foram moldados no CGS nos teores de projetos definido pela dosagem Superpave, com dimensões de $100 \times 160 \text{mm}$ e um volume de vazios de $5,5\% \pm 0,5\%$. Após moldadas as amostras tiveram sua superfície retificada, resultando em dimensões finais com diâmetro de 100 e $150 \pm 2,5 \text{mm}$. Após, foram levadas para o condicionamento e realização do ensaio.

Por meio de 3 LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*), que são presos com pinos nos corpos-de-prova, é realizado o ensaio na prensa UTM-25. A Figura 34 demonstra o ensaio de módulo complexo executado na UTM-25.

Figura 34 – Realização do ensaio de Módulo Complexo a temperatura de 21°C



Fonte: (Autor).

A deformação do material foi padronizada de 50 a 75 *microstrains*, cujo o objetivo é buscar um regime de viscoelasticidade linear. O Módulo Complexo é calculado automaticamente pelo software da UTM para todas as frequências e as temperaturas consideradas. Foram ensaiadas três amostras, os valores de Módulo Complexo consideraram-se à média de três resultados. A Equação 9 mostra o cálculo empregado para o ensaio de Módulo Complexo. A Equação 10 mostra a relação do ângulo de fase.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \quad (9)$$

$$\phi = \frac{T_i}{T_p} \quad (10)$$

Onde,

$|E^*|$ = Módulo dinâmico uniaxial;

σ_0 = Tensão dinâmica máxima;

ε_0 = Deformação axial recuperável máxima;

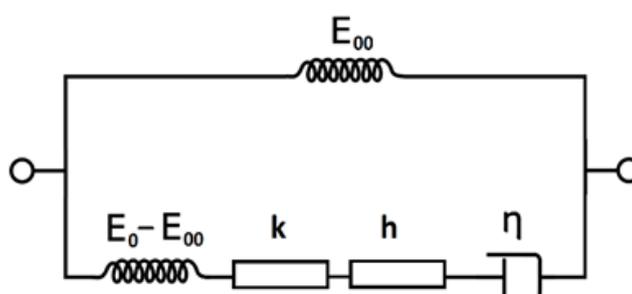
T_i = Fração de tempo entre os picos de tensão e deformação;

T_p = Tempo de um ciclo de carga.

Os resultados do módulo complexo são apresentados pelas curvas isócronas, curvas isotermas, curvas no plano cole-cole, espaço black e pelas curvas mestras.

Utilizou-se uma modelagem físico-matemática, onde podem ser colhidas outras propriedades sem a necessidade de realização de novos ensaios. Por essa razão, foi empregado um modelo desenvolvido por Di Benedetto et al. (2004) que, por meio de uma campanha experimental sobre caracterização do comportamento viscoelástico linear de distintos materiais asfálticos, conseguiram obter as ligações entre as propriedades viscoelásticas linear desses materiais, por intermédio do ensaio de módulo complexo, empregando um modelo elaborado pelos próprios autores em 2003, denominado 2S2P1D (*2 Springs, 2 Parabolic, 1 Dashpot*). Este modelo é baseado na combinação de elementos físicos: 2 molas, 2 elementos parabólicos e 1 amortecedor, que tem um espectro contínuo, isto é, pode ser apresentado por uma infinidade de elementos em paralelo ou em série. A Figura 35 mostra o modelo 2S2P1D.

Figura 35 – Representação do modelo 2S2P1D



Fonte: (DI BENEDETTO et al., 2004)

O modelo 2S2P1D é constituído por 7 parâmetros que devem ser calibrados para retratar o comportamento viscoelástico do material em forma de módulo, ângulo de fase e coeficiente de Poisson para qualquer frequência de carregamento e temperatura. O módulo é dado pela Equação 11.

$$E^*(\omega) = E_{00} \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h} + (j\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (11)$$

Onde:

ω = pulsação, $\omega = 2\pi f$ (sendo f a frequência)

k, h = expoentes, $0 < k < h < 1$, β = constante

E_{00} = módulo estático $\omega \rightarrow 0$

E_0 = módulo em transição vítrea $\omega \rightarrow \infty$

η = viscosidade Newtoniana, $\eta = (E_0 - E_{00}) \beta \tau$

τ = tempo característico, o qual varia com a temperatura T , $\tau(T) = a_T(T) \tau_0$ onde $\tau_0 = \tau_0(T_{ref})$ é determinado na temperatura de referência

Existem duas constantes, C_1 e C_2 , responsáveis pela translação, como é apresentado na Equação 12 de William, Landel e Ferry. A mesma é empregada para o ajuste da curva mestra.

$$\log(a_T) = - \frac{C_1 (T - T_{ref})}{C_2 + (T - T_{ref})} \quad (12)$$

Onde:

a_T = fator de translação horizontal de uma curva isotérmica para temperatura T

C_1, C_2 = parâmetros do modelo, calculados por regressão linear, dependentes do material;

T = temperatura de uma dada curva isotérmica ($^{\circ}K$); e,

T_{ref} = temperatura de referência de uma curva isotérmica ($^{\circ}K$).

3.4.2 Propriedades de Resistência

São mostrados os ensaios que indicam as propriedades de resistência mecânica das misturas asfálticas deste trabalho, são eles: Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) e *Flow Number* (FN).

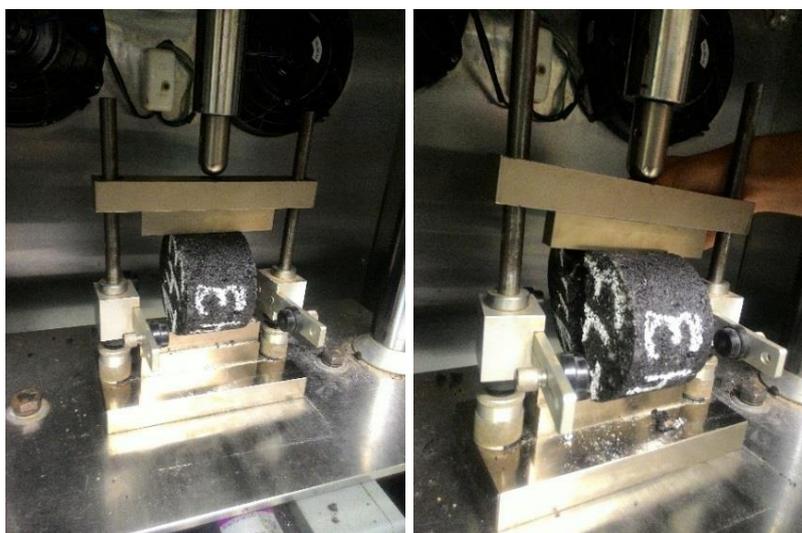
3.4.2.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Após a execução do ensaio de MR, as mesmas amostras foram utilizadas para a execução do ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) na prensa UTM-25.

O ensaio de RT é explicado pela norma DNIT 136/2010 – ME. O ensaio consiste na aplicação de uma carga estática de compressão, distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, com o intuito de se adquirir as tensões de tração por meio do diâmetro horizontal, perpendicularmente à carga. Antes de aplicar o carregamento, as amostras foram condicionadas à temperatura de 25°C, durante 24 horas.

Por intermédio de um *software* adaptado, foi capaz de se obter os dados de deslocamento vertical e força a cada 0,01s. Este programa computacional foi elaborado por Faccin (2018). A Figura 36 mostra a realização do ensaio.

Figura 36 – Execução do ensaio de RT na prensa UTM-25



Fonte: (Autor).

A medida resultante é a resistência a tração (RT), fornecida pela Equação 13:

$$RT = \frac{2F}{100\pi dh} \quad (13)$$

Onde:

RT = Resistência à tração (MPa);

F= força aplicada (N);

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

d= diâmetro do corpo-de-prova (cm).

Além do cálculo do ensaio de RT, foi viável calcular os parâmetros de tenacidade, índice de tenacidade, energia de fratura e índice de flexibilidade.

A norma brasileira estipula que o valor mínimo de resistência à tração é 0,65 MPa para misturas asfálticas densas.

Todos os parâmetros foram cálculos por meio dos dados obtidos pelo ensaio de RT.

A competência de um material de absorver energia e se deformar plasticamente antes da fratura é denominada Tenacidade. Este parâmetro é calculado por meio da área sob a curva de tensão de tração versus o deslocamento horizontal até que ocorra uma deformação que seja o dobro da máxima tensão de tração, sendo este valor chamado de “tenacidade do material” (PUTMAN & AMIRKHANIAN, 2004). A deformação horizontal leva em consideração em seu cálculo a teoria da elasticidade levando em conta o coeficiente de Poisson.

O índice de Tenacidade (IT) é um fator adimensional que apresenta a tenacidade na região pós-pico. O índice confronta a amostra utilizada no ensaio com um material elastoplástico, isto é, o material que demonstra o IT igual a 1. Portanto, um material com IT igual a 0 é considerado frágil ideal, sem capacidade de carga pós-pico (HUANG et al., 2005).

A Energia de Fratura é considerado um parâmetro de performance de trincamento por fadiga de misturas asfálticas, segundo Kim e Wen (2009). Os autores mostraram que a resistência à tração e a deformação ao longo do pico de carregamento não são indicadores de resistência à fadiga, mas que a relação entre a energia de fratura e o trincamento por fadiga serve. O parâmetro é a área sob a curva

até a deformação de tração no instante da ruptura, que é definido como máxima tensão.

O Índice de Flexibilidade (IF) é um parâmetro empregado para verificar a resistência a fratura de uma mistura asfáltica. O mesmo é calculado por meio da curva Gf e pós-pico da curva carga-deslocamento e possibilita uma forma de verificar se as misturas frágeis são propensas ao trincamento prematuro.

3.4.2.2 Ensaio *Flow Number*

Para analisar a resistência das misturas asfálticas frente a deformações permanentes é executado o ensaio de *Creep Dinâmico* ou *Flow Number*, como pode ser denominado. O ensaio consiste da aplicação de pulsos de cargas cíclicas na direção axial de amostras cilíndricas, onde é aplicado um carregamento de 0,1s e repouso de 0,9s (ZUBARAN, 2014).

O ensaio de *Flow Number* é descrito no Brasil pela norma ABNT NBR 16505:2016 - Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Os corpos de prova foram moldados com grau de compactação (GC) $97\% \pm 0,5\%$. Neste trabalho, além de considerar o GC de $97\% \pm 0,5\%$, verificou-se o volume de vazios, que deve ficar entre 6% e 8%. Foram ensaiados três CPs por mistura, com as dimensões: altura de $150 \pm 2,5\text{mm}$ e diâmetro $102 \pm 2\text{mm}$.

O ensaio foi realizado na UTM-25 por meio do software UTS014 - *Asphalt Permanent Deformation Test*. O experimento é executado na temperatura de 60°C , com uma tensão de 204 KPa, tempo de aplicação da carga de 0,1s e tempo de repouso 0,9s, como descrito na norma ABNT NBR 16505:2016. A Figura 37 apresenta o ensaio *Flow Number* na máquina UTM-25 utilizada no LMCC.

Foram utilizadas duas membranas de látex, de espessura em torno de 1mm, em cada borda da amostra, com o objetivo de eliminar o efeito de fricção. O emprego desta membrana já foi utilizado por Almeida Jr. (2016).

Figura 37 – Imagem da UTM-25 usado no LMCC e amostras antes e depois do ensaio.



Fonte: (Autor).

As amostras foram condicionadas por tempo mínimo de 12 horas. Como critério de parada do ensaio, as amostras poderiam ser conduzidas até o número de 10.000 ciclos, ou até a alcance da taxa de deformação de 5%. Os valores adquiridos a partir do ensaio geraram uma curva de ciclo *versus* deformação permanente acumulada.

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. O modelo está sendo apresentado na Equação 14, onde N é o número de ciclos e as constantes A, B, C e D são determinadas para cada amostra ensaiada. Os resultados destas constantes se dá por meio de uma otimização numérica por intermédio dos mínimos quadrados.

$$\varepsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (14)$$

Posteriormente, para otimização numérica, será obtida uma curva do ciclo da carga *versus* deformação plástica acumulada similar com a gerada através da realização do ensaio.

A associação do ensaio FN com à deformação permanente se correlata pelo fato de que quanto maior for o número de ciclos e menor a deformação acumulada, a probabilidade do pavimento sofre à patologia de trilhas de rodas é menor.

3.4.3 Propriedades de Coesão e Adesão

Neste tópico será abordado o dano por umidade em misturas asfálticas por meio das propriedades de coesão e adesão. Este dano será avaliado a partir do ensaio dano por umidade induzida. Uma das propostas deste estudo é aplicar o mesmo protocolo para os ensaios de Módulo complexo e *Flow Number*. Para verificar a ação da água nos corpos de prova nos ensaios, dividiu-se as amostras em dois grupos. O primeiro grupo (grupo 1) seguiu as prescrições descritas na norma do ensaio e não sofreu ciclos de condicionamentos. O segundo grupo (grupo 2) seguiu os mesmos passos do primeiro, mas sofreu ciclos de condicionamento para verificar a ação da água no comportamento do material. As metodologias empregadas para o grupo 1 já foram descritas nos itens anteriores.

3.4.3.1 Ensaio de dano por umidade induzida

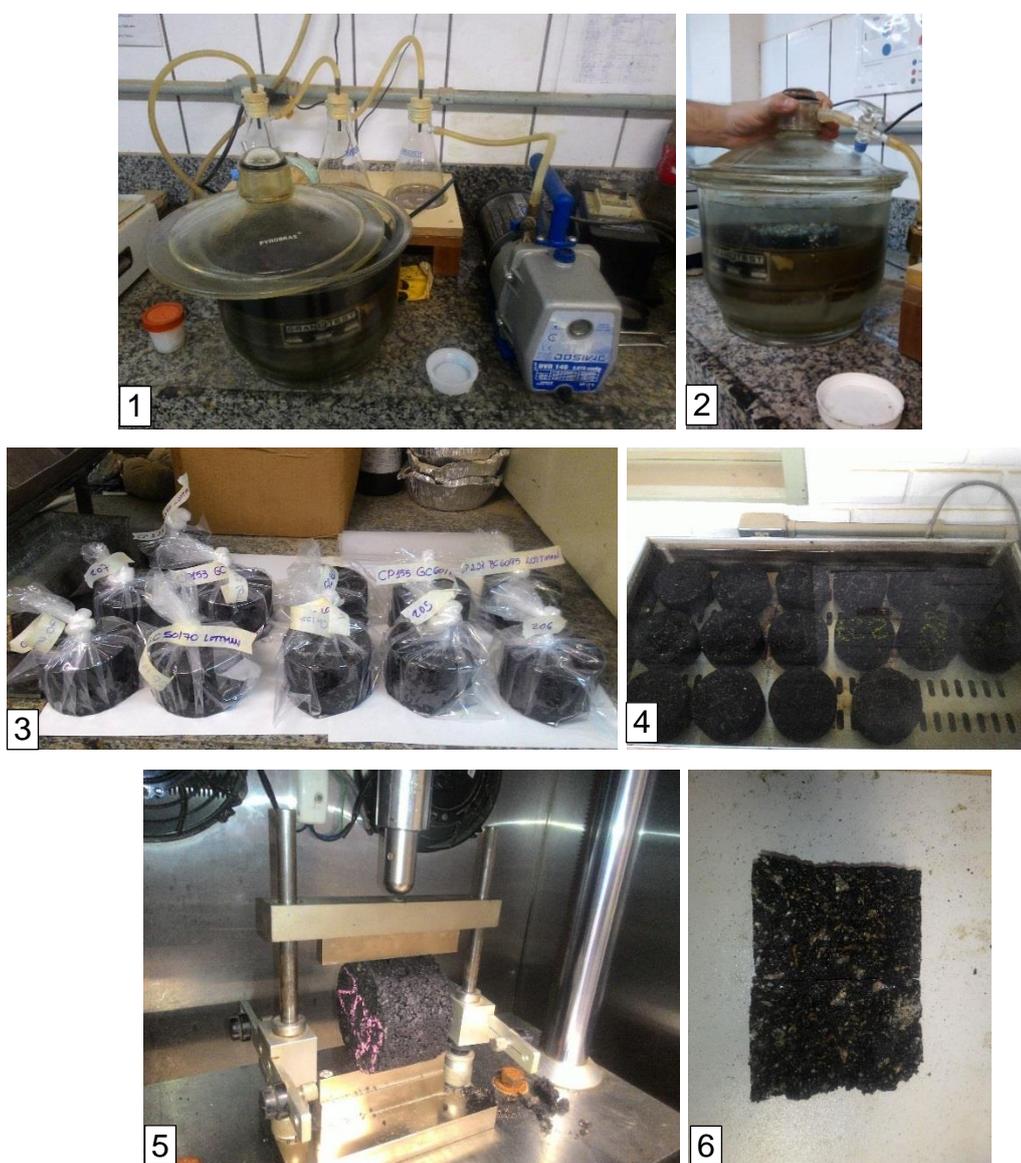
As normas que relatam o ensaio de dano por umidade induzida é a ABNT/NBR 15617:2011 - Misturas Asfálticas - Determinação do Dano por Umidade Induzida e a AASHTO T 283 - *Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture - Induced Damage*, as quais serviram como base para a realização do ensaio.

O ensaio consiste na verificação do efeito deletério da água e é empregado para analisar as propriedades de adesividade das misturas asfálticas por meio da avaliação feita pela relação entre a resistência à tração de amostras com condicionamento prévio e amostras sem condicionamento (SPECHT, 2004). Esta relação é chamada de Resistência Retida à Tração (RRT).

Para determinação do dano por umidade induzida, preparou-se seis amostras por misturas divididas em dois grupos, três com condicionamento e três sem condicionamento. Todas as misturas foram moldadas no CGS, com volumes de vazios de $7 \pm 1,0\%$. O primeiro grupo foi submetido ao ensaio de RT posterior ao condicionamento de 25°C por 12 horas. Os corpos de prova do segundo grupo foram, primeiramente, saturados com grau de saturação entre 55% e 80%. Este grau serve como critério de aceitação ou descarte das amostras, ocorrendo essa saturação por meio da aplicação de vácuo na faixa de 13kPa a 67kPa de pressão absoluta. As

amostras deste grupo foram condicionadas a temperatura de -18°C por um período mínimo de 16h, esta temperatura leva o corpo de prova ao congelamento. Posteriormente a remoção da refrigeração, as amostras foram imersas em água destilada, à temperatura de 60°C , por um período de 24h. Por fim, os corpos de provas foram imersos em água a uma temperatura de 25°C por um período de 2h, sendo, após, submetido ao ensaio de RT. O ensaio foi realizado na prensa UTM-25 e com o mesmo *software* do ensaio de RT, foi possível verificar o dano por umidade dos demais índices que são gerados pelo programa. A Figura 38 mostra o ensaio de dano por umidade induzida da maneira convencional.

Figura 38 – Ensaio de dano por umidade induzida



Fonte: (Autor).

A relação entre RT'/RT informa a perda de resistência por umidade induzida. A perda deve ser inferior a 30%, ou seja, a relação deverá ser maior ou igual a 0,70 (BERNUCCI et al. 2010). A metodologia Superpave indica o como valor mínimo de RRT para uma boa resistência ao efeito deletério da água, em torno de 80%.

Como já citado, por meio do programa computacional, foi possível determinar o dano por umidade dos Parâmetros do ensaio de RT, os itens gerados são:

- Tenacidade Retida;
- Energia Máxima Retida;
- Energia Total Retida;
- IT Retida;
- IF Retida.

Este trabalho, além de realizar o ensaio de *Lottman modificado* de modo convencional, realizou a partir da norma da AASHTO 283, o condicionamento de corpos-de-prova com dimensões dos ensaios de Módulo complexo e *Flow Number*. O objetivo deste procedimento foi o de avaliar o efeito deletério da água em misturas asfálticas a partir das propriedades de rigidez e resistência. Vale salientar que os corpos-de-prova utilizados no ensaio de Módulo complexo, foram os mesmos que se utilizados no ensaio sem condicionamento. As dimensões e o Vv das amostras seguiram os requisitos de cada ensaio.

Os procedimentos realizados para o condicionamento foram similares aos executados para o ensaio convencional. A Figura 39 mostra as etapas deste protocolo.

Ao término dos ciclos de condicionamento, foram realizados os ensaios de E^* e FN. Com isso, foi possível gerar os parâmetros do ensaio de E^* Retido e o *Flow Number* Retido.

Figura 39 – Ensaio de dano por umidade induzida para os ensaios de Módulo Complexo e FN.



Fonte: (Autor).

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesta etapa, são relatados e discutidos os resultados obtidos dos ensaios que avaliam as propriedades de rigidez, resistência e dano por umidade das misturas asfálticas da presente pesquisa.

4.1 PROPRIEDADE DE RIGIDEZ

Nesta etapa são analisados os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência e de Módulo Complexo (E^*). Estes resultados representam a propriedade de rigidez no domínio da elasticidade e no domínio da viscoelasticidade linear. Deste modo, como foi citado na metodologia, as misturas foram moldadas de acordo com suas respectivas dosagens e de acordos com as normas de cada ensaio.

4.1.1 Módulo de Resiliência

O ensaio de MR foi feito em três amostras por mistura, em duas posições, 0° e 90° e frequência de 10Hz. Os corpos-de-prova foram condicionados a temperatura de 25°C por período mínimo de 12 horas. Com o auxílio do *software* UTS003 (*Indirect Tensile Modulus Test*) foi possível realizar o ensaio de MR e obter os valores de rigidez, desvio-padrão e coeficiente de variação. Os mesmos estão descritos na Tabela 20 para cada mistura estudada.

Tabela 20 – Valores de Módulo de Resiliência a 25°C e 10Hz

Mistura	MR (MPa)	DP (MPa)	Cv(%)
BS 50/70	8109	314	3,87
GS 50/70	8834	277	3,14
BC 50/70	9149	422	4,62
GC 50/70	9371	924	9,86
BS 60/85	6597	870	13,19
GS 60/85	7069	591	8,36
BC 60/85	8972	362	4,04
GC 60/85	9759	937	9,60

Fonte: (Autor).

A partir dos dados obtidos pelo ensaio, foi realizado um tratamento estatístico para as amostras, com o objetivo de analisar as principais variáveis (agregado, cal e ligante asfáltico) deste estudo. Para a análise dos dados foi utilizada a ferramenta de regressão linear múltipla, disponível no software Excel. Foram selecionadas as variáveis que têm interferência sobre a variável resposta MR. As variáveis estão descritas na Tabela 21.

Tabela 21 – Variáveis que foram significativas no modelo de regressão linear múltipla

Variável Resposta	Variáveis Explicativas
MR	Agregado
	Cal
	Ligante

Fonte: (Autor).

As variáveis explicativas foram consideradas qualitativas, elas foram transformadas em variáveis “Dummy”, onde foram adotados os valores de pares de (0,1) para as variáveis. A Tabela 22, apresenta as 3 variáveis Dummy com suas 2 categorias.

Tabela 22 – Variáveis Dummy

Variáveis explicativas		
Agregado	Basalto	0
	Granito	1
Cal	Sem cal	0
	Com cal	1
Ligante	CAP 50/70	0
	AMP 60/85	1

Fonte: (Autor).

É importante salientar que o propósito desta análise não é criar uma equação de previsão para o ensaio de MR. A finalidade é verificar se as variáveis explicativas são significativas para a variável resposta. Foram utilizados os dados de todos os ensaios, não as médias, e realizou-se o método de variância ANOVA (*Analysis of Variance*) para verificar a influência das variáveis independentes nas variáveis dependentes. Para saber se as condições são aceitáveis, foi utilizado um fator de confiança de 95% (P - valor $<0,05$). A Tabela 23 mostra os resultados do teste ANOVA.

Tabela 23 – Teste ANOVA

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	P - valor
Regressão	3	21898678,08	7299559,36	12,69	0,00007
Resíduo	20	11506081,75	575304,09		
Total	23	33404759,83			

Fonte: (Autor).

A partir dos dados da Tabela 23, pode-se verificar que o nível de significância (P - valor) é menor que 5%. Com isso, o modelo de regressão linear múltipla é estatisticamente significativo.

Na Tabela 24 estão descritos os coeficientes obtidos por meio do teste t para o ensaio de MR.

Tabela 24 – Coeficientes adquiridos por meio do teste t

Variáveis	β	valor - p
Constante	7759,666667	0,00001
Agregado	551,4166667	0,09015
Cal	1660,666667	0,00003
Ligante	-766,75	0,02234

Fonte: (Autor).

Por meio do teste t, foi possível verificar que apenas a variável agregado possui valor – p de 9%, maior que 5%. Logo, este parâmetro não é significativo para o modelo. As demais variáveis são significativas.

Na Tabela 25 estão descritos os resultados estatísticos de regressão.

Tabela 25 – Resultado da Regressão linear múltipla para o ensaio de MR

Estatística de regressão	
R múltiplo	0,810
R-Quadrado	0,656
R-quadrado ajustado	0,604
Erro padrão	758,488
Observações	24

Fonte: (Autor).

Foi obtido um $R^2 = 0,604$, mostrando que o modelo de regressão linear múltipla ajustado é capaz de explicar 60,4% da variabilidade dos dados.

A equação 15 apresenta o modelo gerado para ensaio de MR, por meio dos coeficientes gerados na Tabela 24.

Equação 14 – Modelo referente ao ensaio de MR

$$MR = 7759,67 + 551,42. A + 1660,67. B - 766,75. C \quad (15)$$

Onde:

A é o tipo de agregado, que varia nas categorias basalto = 0 ou granito = 1;

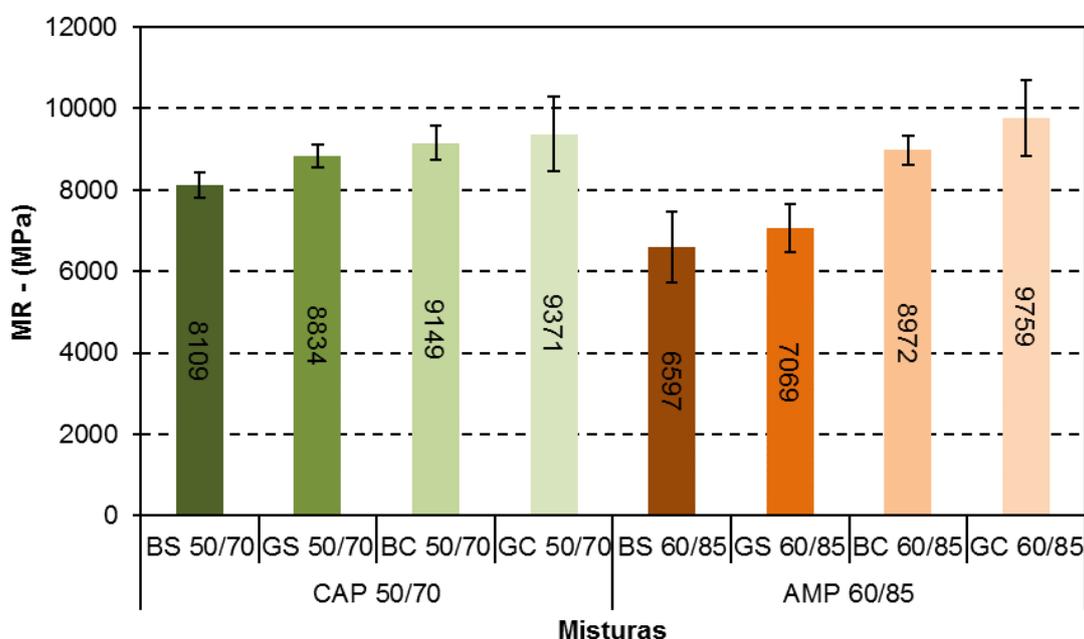
B é o tipo de aditivo, que varia nas categorias sem cal = 0 ou com cal = 1;

C é o tipo de ligante asfáltico, que varia nas categorias CAP 50/70 = 0 ou AMP 60/85 = 1.

O propósito desta análise foi de apenas verificar se as variáveis eram significativas para o ensaio de MR. A Equação 15 gerada serve apenas para os dados desta pesquisa.

Após a análise estatística é possível averiguar os resultados do ensaio de MR. A Figura 40 mostra os resultados de MR das misturas empregadas na pesquisa.

Figura 40 – Gráfico com os valores de MR



Fonte: (Autor).

Os valores referentes de MR a 25°C e 10Hz, para pavimentos asfálticos, estão no intervalo de 2000 a 8000 MPa, conforme descrito por Bernucci et al. (2006). Apenas

as misturas BS 60/85 e GS 60/85 ficaram dentro dos valores típicos de MR. A mistura com o maior valor de MR foi GC 60/85 (9759 MPa) e a de menor valor foi a BS 60/85 (6597 MPa). Pode-se observar nas misturas BS 50/70 e GS 50/70, quando comparadas as mesmas misturas com ligantes diferentes, que ocorreu uma diminuição por volta de 20% do valor de MR.

Verifica-se que as misturas com a adição de cal, obtiveram valores de MR em média 1,23 vezes maiores que as misturas sem cal. Este fato pode ser observado em alguns trabalhos realizados na Universidade Federal de Santa Maria com os mesmos agregados. Alguns resultados de pesquisas realizadas com o material da pedra P2 estão descritos na Tabela 26.

Tabela 26 – Valores de MR para alguns estudos realizados com materiais de origem basáltica (pedreira P2) com e sem adição de cal calcítica, realizados na UFSM.

Mistura		Dosagem	Cal (%)	Ligante asfáltico	MR (MPa)
Boeira (2014)	Sem cal	Marshall	-	CAP 50/70	5345
	Com cal		1,5		5703
Schuster (2016)	Sem cal	Marshall	-	CAP 50/70	5975
Bruxel (2015)	Sem cal	Superpave	-	CAP 50/70	4763
				AMP 60/85	5251
Bohn (2017)	Sem cal	Superpave	-	CAP 50/70	5685
				AMP 60/85	5433

Fonte: (Autor).

Os dados gerados pela pesquisa apresentam valores maiores do que os dos trabalhos já realizados no mesmo laboratório com materiais da pedra P2. Contudo, o comportamento com a adição de cal e substituição do tipo de ligante se assemelham. No trabalho de Boeira (2014), a adição da cal aumentou 1,06 vezes os valores de MR para o CAP 50/70, este fato também ocorreu na pesquisa para o mesmo ligante e para o AMP 60/85.

Outro indicador que possui similaridade entre os resultados é a substituição do ligante asfáltico. Bruxel (2015) testou os mesmos dois tipos de ligantes asfálticos que a presente pesquisa e verificou um aumento do valor do MR, quando comparado o CAP 50/70 e AMP 60/85, este fato também aconteceu quando comparadas as

misturas GC 50/70 (9371 MPa) e GC 60/85 (9759 MPa). Porém, a troca do CAP 50/70 pelo AMP 60/85 para a maioria das misturas estudadas acarretou em uma diminuição dos valores de MR, conforme aconteceu com Bohn (2017).

Outra pesquisa que utilizou o mesmo tipo de agregado de origem basáltica foi de Barros (2017), que encontrou para a mistura quente composta pelo AMP 60/85 o valor de 4863 MPa. Já para o CAP 50/70, Mensch (2017) apresentou o valor de 6956 MPa para mistura a quente.

Uma pesquisa que utilizou o agregado de origem granítica, cal hidratada e ligantes asfálticos similares o da pesquisa foi o da autora Paviani (2015). A mesma encontrou os seguintes valores:

- Ref 50/70 – 6415 MPa;
- Ref 60/85 – 5360 MPa;
- CC 50/70 – 8643 MPa;
- CC 60/85 – 3600 MPa;
- CD 50/70 - 8986 MPa;
- CD 60/85 – 6237 MPa.

Os resultados obtidos da autora, mostram resultados semelhantes aos encontrados na pesquisa. A mesma utilizou-se da cal calcítica (CC) e dolomítica (CD).

Esse aumento do valor de MR do estudo pode ser explicado por meio da diferença em relação a granulometria, lote do ligante asfáltico e a cal utilizada no trabalho. Foi evidente que a adição de cal aumentou os valores de MR e conseqüentemente aumentou o enrijecimento das misturas estudadas. Paniz (2018) utilizou o mesmo lote de ligante asfáltico CAP 50/70 e de cal, e obteve o valor de 7352 MPa de MR, para os agregados da região de Santa Maria-RS.

4.1.2 Módulo Complexo

O ensaio de Módulo Complexo foi realizado segundo os procedimentos da AASHTO T 342-11. No entanto, foi realizado todas as frequências de carregamento que o *software* UTS006 – *SPT Dynamic Modulus Test* proporciona (25, 20, 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,2, 0,1 e 0,01Hz). As amostras foram ensaiadas nas temperaturas de -10, 4,

21, 37 e 54°C. A partir dos resultados obteve-se o Módulo Dinâmico ($|E^*|$) e Ângulo de Fase (ϕ). Ensaiou-se duas amostras para cada uma das oito misturas pesquisadas.

A exibição dos resultados adquiridos no ensaio de Módulo complexo segue o protocolo de análise, conforme informa Di Benedetto & Corté (2005). Inicialmente, demonstra-se às isotermas, seguidas das isócronas, espaço Cole Cole, Diagramas de Black, curvas mestras de $|E^*|$ e ϕ . De forma complementar, no final, as inferências à deformação permanente e à fadiga.

Como maneira de ilustrar todos modos de análise que a metodologia 2S2P1D prioriza, preferiu-se por mostrar apenas uma isoterma e uma isócrona de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase.

O estudo dividiu as misturas em dois grupos, como foi descrito na metodologia, e nesta etapa será apresentado o grupo sem condicionamento. Como forma de padronizar as 8 misturas, foi definido um conjunto de simbologia e cor para representação gráfica das misturas. A Figura 41 apresenta a simbologia adotada para cada mistura. Como forma de distinguir a nomenclatura das misturas com o mesmo nome, foi adicionado SE para misturas sem condicionamento e CO para misturas condicionadas. Os dados obtidos das misturas condicionadas serão apresentados na fase de dano por umidade.

Figura 41 – Simbologia escolhida para retratar cada mistura nos gráficos com resultados dos ensaios

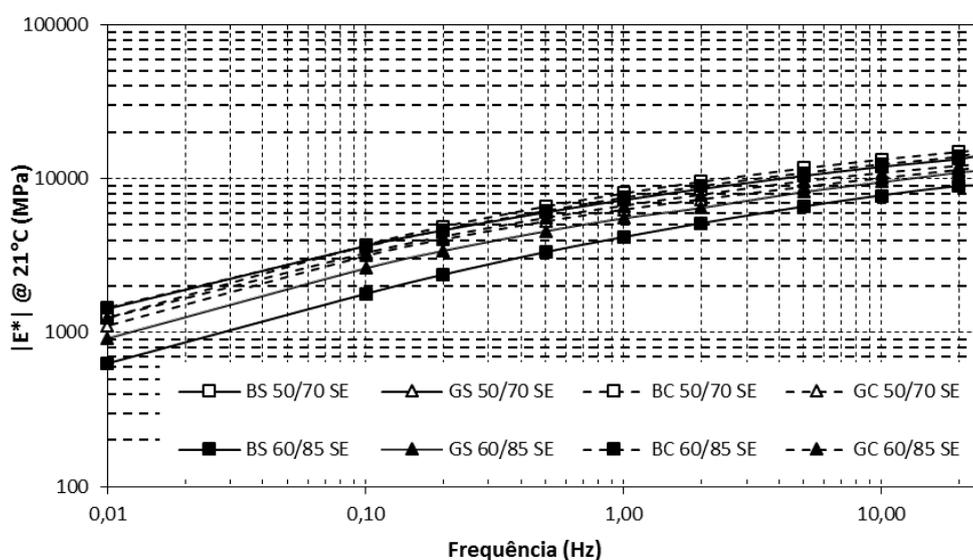
—□— BS 50/70 SE	—▲— GS 50/70 SE	- □ - BC 50/70 SE	- ▲ - GC 50/70 SE
—■— BS 60/85 SE	—▲— GS 60/85 SE	- ■ - BC 60/85 SE	- ▲ - GC 60/85 SE
—□— BS 50/70 CO	—▲— GS 50/70 CO	- □ - BC 50/70 CO	- ▲ - GC 50/70 CO
—■— BS 60/85 CO	—▲— GS 60/85 CO	- ■ - BC 60/85 CO	- ▲ - GC 60/85 CO

Fonte: (Autor).

A cor preta retrata as misturas sem condicionamento e a cor azul as com condicionamento. Em relação aos tipos de agregados, o formato quadrado simboliza o agregado basalto e o triângulo o granito. As linhas contínuas significam as misturas sem a adição de cal e as linhas tracejadas com cal. A simbologia aberta (cor branca) representa o ligante CAP 50/70 e a fechada (cor preta) o AMP 60/85.

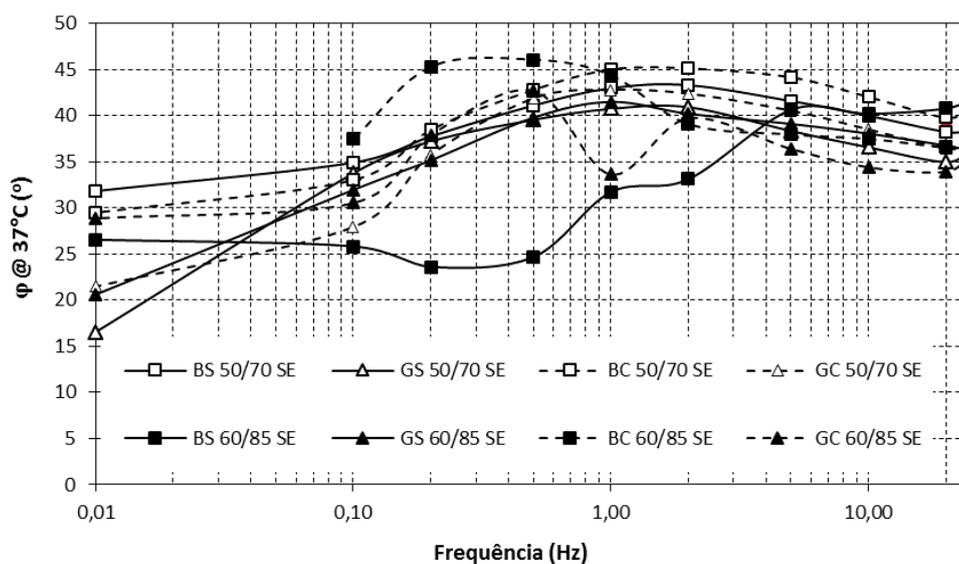
As Figuras 42 e 43 apresentam os resultados das isotermas de $|E^*|$ e isoterma de ϕ , respectivamente. Na Figura 42 é mostrado a isoterma de $|E^*|$ a 21°C, a mesma foi escolhida por ser a média das temperaturas estudadas e ficar próxima de 25°C, temperatura convencional dos ensaios brasileiros. A isoterma de ϕ a 37°C foi adotada por demonstrar a curva (Figura 43) que o ângulo de fase realiza nesta temperatura.

Figura 42 – Isoterma de $|E^*|$ a 21°C



Fonte: (Autor).

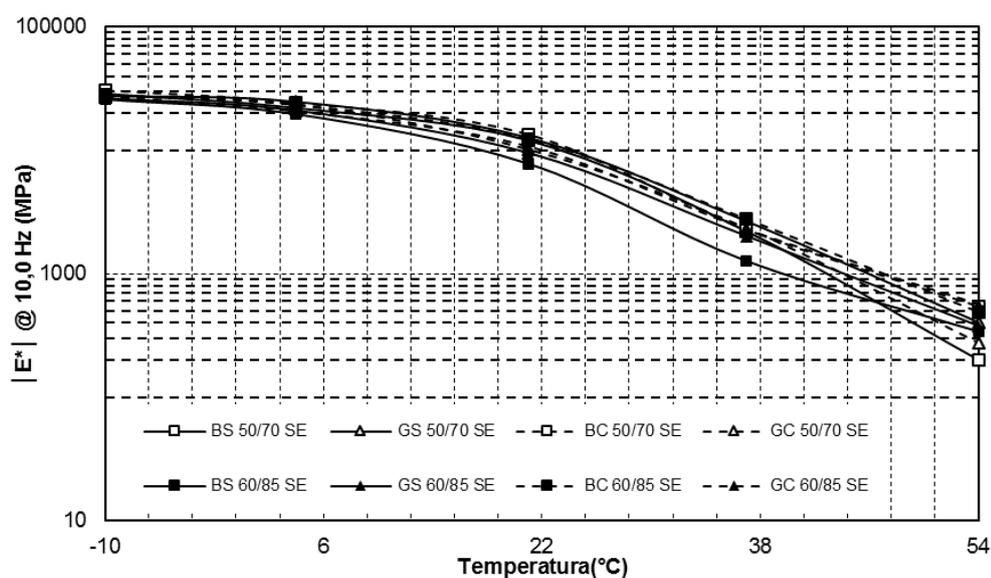
Figura 43 – Isoterma de ϕ a 37°C



Fonte: (Autor).

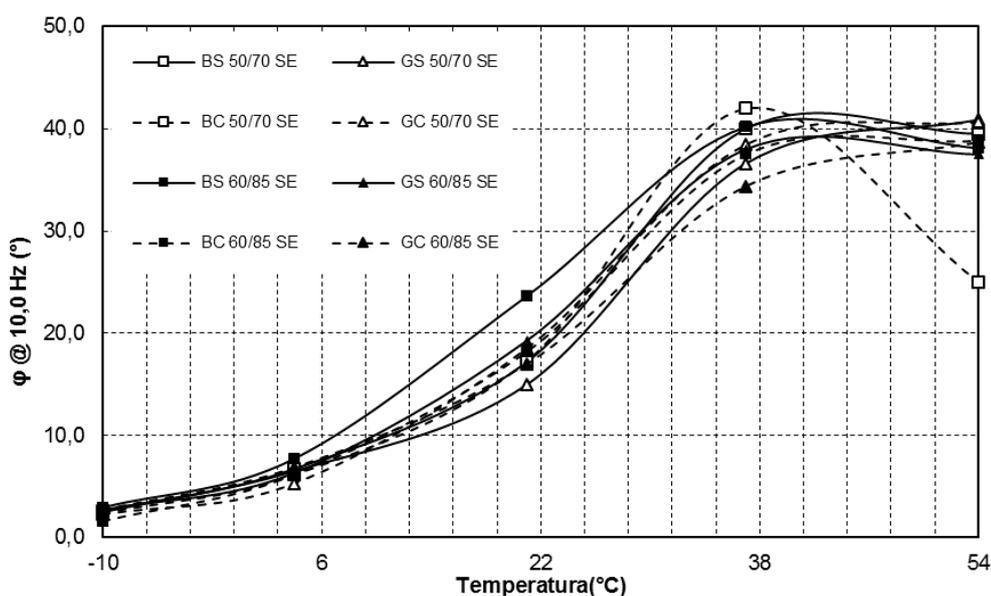
Nas Figuras 44 e 45 são apresentadas as Isócronas de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase, respectivamente. A frequência escolhida é a de 10Hz. Essas figuras servem somente de ilustração da metodologia 2S2P1D e serão analisados nos gráficos de curvas mestras.

Figura 44 – Isócrona de $|E^*|$ a 10,0Hz



Fonte: (Autor).

Figura 45 – Isócrona de ϕ a 10,0Hz



Fonte: (Autor).

Os resultados obtidos a partir das médias dos dados experimentais foram submetidos ao modelo reológico 2S2P1D para a formação do diagrama de Black, espaço Cole Cole e das curvas mestras de Modulo Dinâmico e Ângulo de Fase das amostras. Os sete parâmetros do modelo e as constantes C_1 e C_2 do WLF (WILLIAM, LANDEL E FERRY, 1955), estão descritos na Tabela 27.

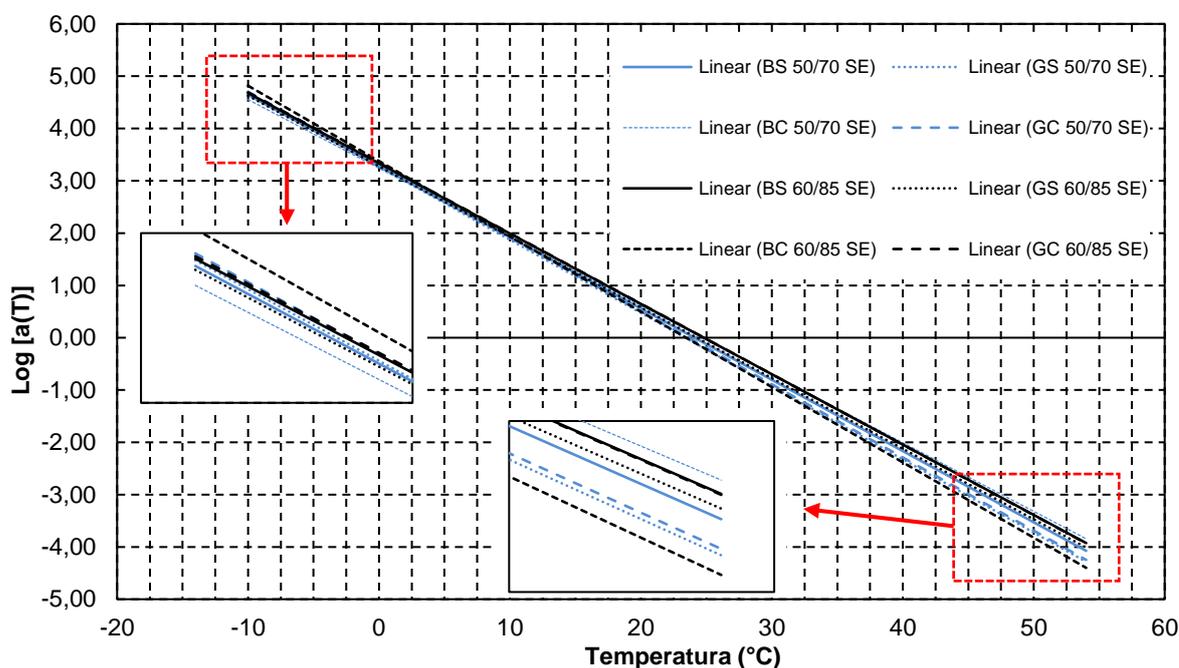
Tabela 27 – Parâmetros do Modelo 2S2P1D e valores de C_1 e C_2 de cada mistura estudada

MISTURA	E*							WLF	
	E00 (MPa)	E0 (MPa)	k	h	δ	τ_E (s)	β	C_1	C_2
BS 50/70 SE	57	32400	0,228	0,595	2,448	0,140	500	22,38	167,62
GS 50/70 SE	63	33400	0,225	0,590	2,850	0,160	500	30,20	217,95
BC 50/70 SE	84	34200	0,240	0,646	2,448	0,140	1000	17,85	140,32
GC 50/70 SE	50	30300	0,245	0,612	2,900	0,130	2000	27,22	197,11
BS 60/85 SE	68	29000	0,251	0,605	2,900	0,050	2000	17,76	136,56
GS 60/85 SE	78	30250	0,226	0,589	2,400	0,075	1000	20,89	158,37
BC 60/85 SE	79	31000	0,260	0,660	2,400	0,200	8000	30,16	211,66
GC 60/85 SE	81	31000	0,220	0,608	2,413	0,130	3000	19,59	147,12

Fonte: (Autor).

Segundo Yusoff et al., (2011), os parâmetros reológicos das misturas são geralmente demonstrados em curvas mestras de módulo complexo e ângulos de fase. Além disso, a definição de fatores de desvio ou deslocamento são vinculados com a modificação de temperatura dos parâmetros reológicos. A subordinação da temperatura no comportamento viscoelástico das misturas é apontada pelo fator de deslocamento e demonstrada por $a(T)$, em escala logarítmica. A inclinação das curva $\text{Log } [a(T)]$ possibilita compreender a suscetibilidade térmica da amostra, quanto menos inclinada a curva, maior a possibilidade de ter estabilidade e melhor é seu comportamento à suscetibilidade térmica. A Figura 46 mostra o comparativo das curvas $\text{log } [a(T)]$ para as misturadas estudadas na pesquisa.

Figura 46– Linhas de tendência das curvas $\log [a(T)]$ para todas as misturas a 21°C.



Fonte: (Autor).

Por meio da Figura 46 pode-se perceber que a mistura BC 60/85 SE apresenta a maior inclinação para a vertical, com isso demonstra ser mais suscetível à temperatura. Em compensação, a mistura menos suscetível à temperatura, que apresenta menor inclinação para a vertical, é a mistura BC 50/70 SE. Porém, a maioria das misturas compostas pelo AMP 60/85 demonstraram ser menos suscetíveis termicamente que as misturas compostas pelo CAP 50/70.

Quando se analisa as misturas em relação a adição de cal, as amostras constituídas de cal apresentam em sua maioria uma menor inclinação para a vertical que as misturas sem cal. Logo, as misturas sem a adição de cal demonstram ser mais suscetíveis termicamente que as misturas com cal.

Ao analisar o tipo de agregado, as amostras compostas pelo agregado basáltico, em sua maioria, mostram linhas de tendência mais na horizontal quando comparados as amostras com agregado granítico, tornando-as menos suscetível à temperatura.

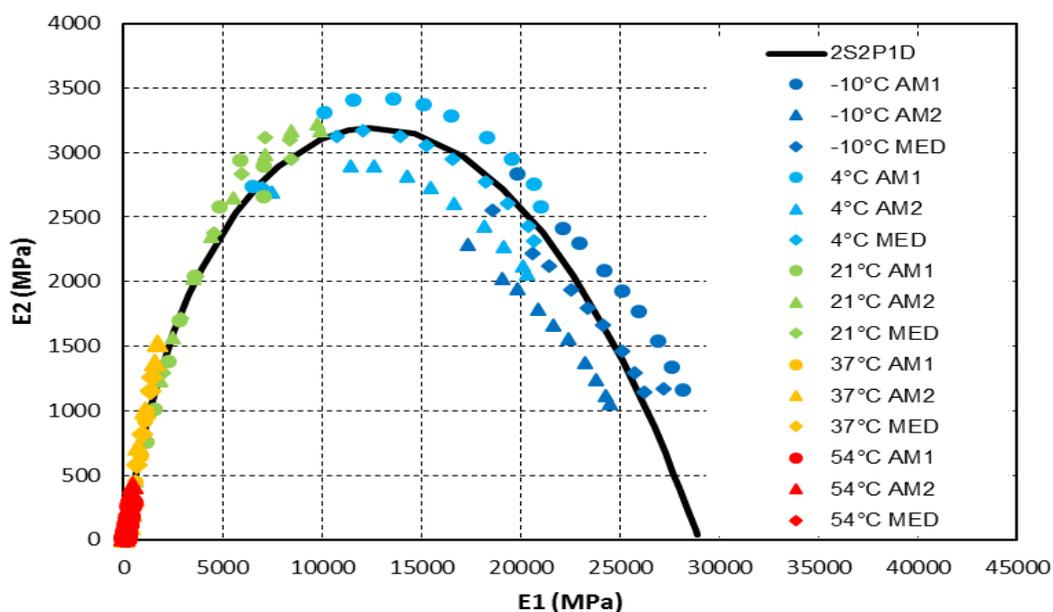
Entretanto, estes valores são os primeiros resultados análise das misturas, os mesmos necessitam ser melhores explorados no decorrer da pesquisa.

O espaço Cole Cole mostra a parte real E_1 , na coordenada das abscissas, e a parte imaginária E_2 , na coordenada das ordenadas, e é similar 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. O Diagrama de Black possibilita verificar a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase em diferentes temperaturas.

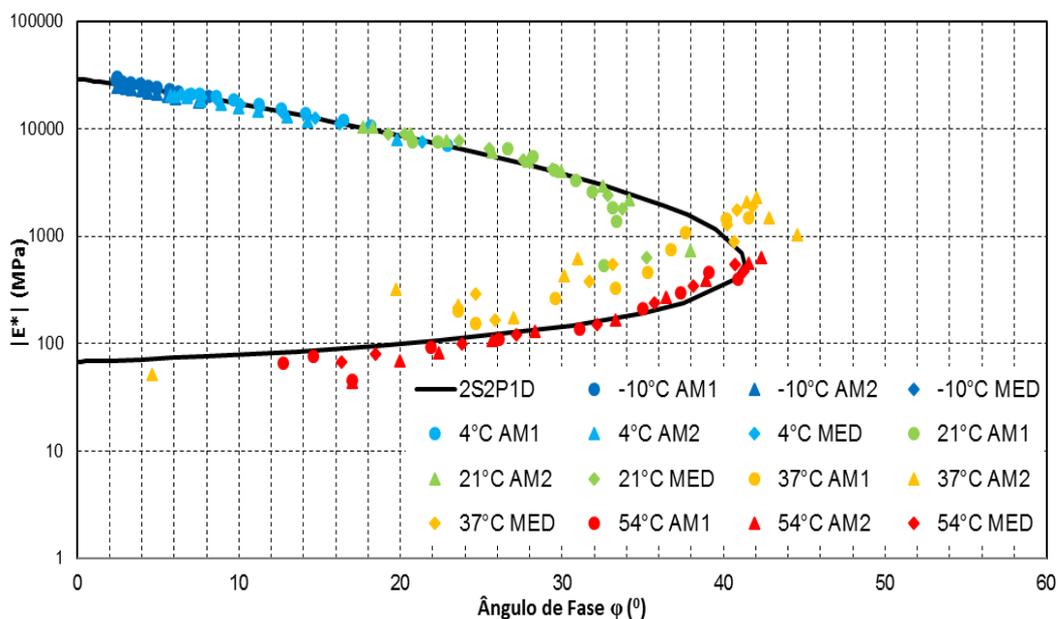
O espaço Cole Cole e o Diagrama de Black para a mistura BS 50/70 SE estão mostrados nas Figuras 47 e 48. Esta demonstração serve apenas para exemplificar e mostrar os dados obtidos das médias das amostras com a modelagem 2S2P1D.

Figura 47 – Média dos valores do Espaço Cole Cole das amostras e modelagem 2S2P1D para a mistura BS 60/85 SE



Fonte: (Autor).

Figura 48 – Média dos valores do Diagrama Black das amostras e modelagem 2S2P1D para a mistura BS 60/85 SE

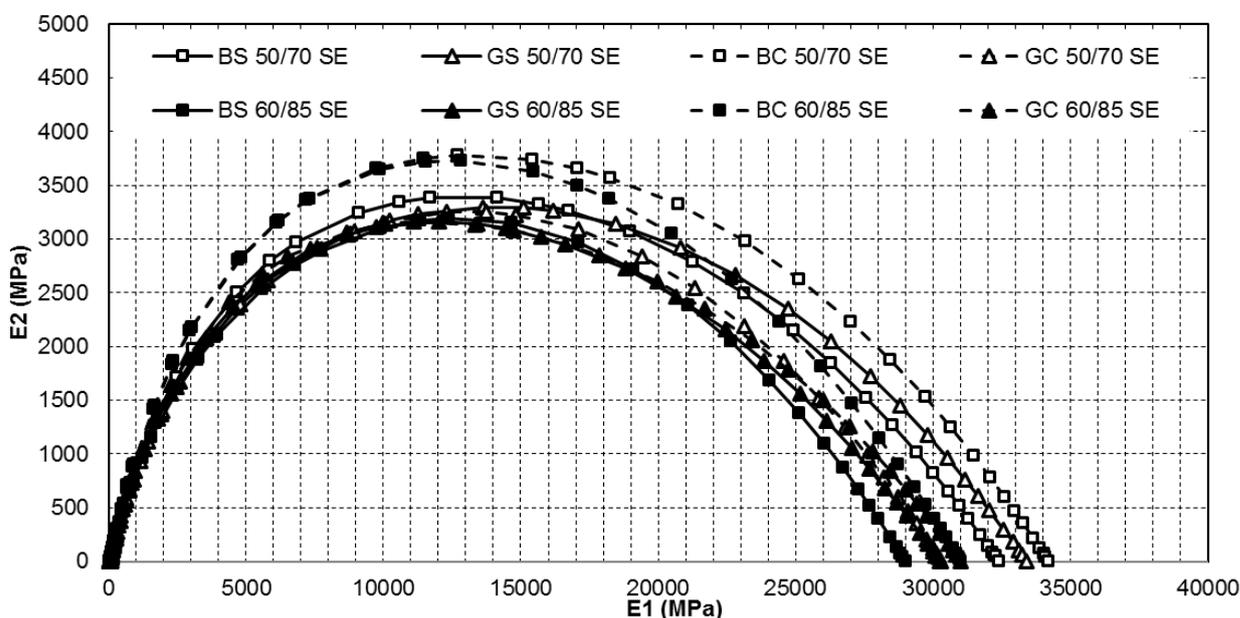


Fonte: (Autor).

Pode-se verificar na Figura 48 que o aumento da temperatura 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 Figura 49 mostra os resultados no espaço Cole Cole das misturas com o resultado adquirido pela modelagem 2S2P1D.

Figura 49 – Espaço Cole Cole para os dados obtidos através da modelagem 2S2P1D



Fonte: (Autor).

Percebe-se que a maioria das misturas compostas pelo CAP 50/70 apresentam valores de E2 e E1 superiores as misturas com AMP 60/85. A única mistura que não mostra comportamento diferente é a BC 60/85 SE. A mesma possui valores de E2 superiores as demais misturas com AMP 60/85. Já a mistura GC 50/70, possui valor de E1 semelhante os das misturas com AMP 60/85. Em geral, as misturas compostas pelo ligante modificado possuem um menor comportamento viscoso quando comparadas as amostras com o ligante convencional, isto é, ao se deformar ocorre um maior retorno às condições originais. Desta forma, o esqueleto mineral das amostras com o CAP 50/70 são mais solicitados e acontece uma maior dissipação de energia por atrito interno, ocorrendo a situação de maior severidade. Este fato também ocorreu com a pesquisa de Almeida Jr (2016). Na pesquisa, a maioria das misturas constituídas de CAP 50/70 demonstraram valores de módulo elástico real superiores as amostras com AMP 60/85, com isso, apresentando um maior comportamento elástico. Logo, as misturas compostas pelo AMP 60/85 possuem menor comportamento viscoso e menor comportamento elástico em relação as amostras com o CAP 50/70.

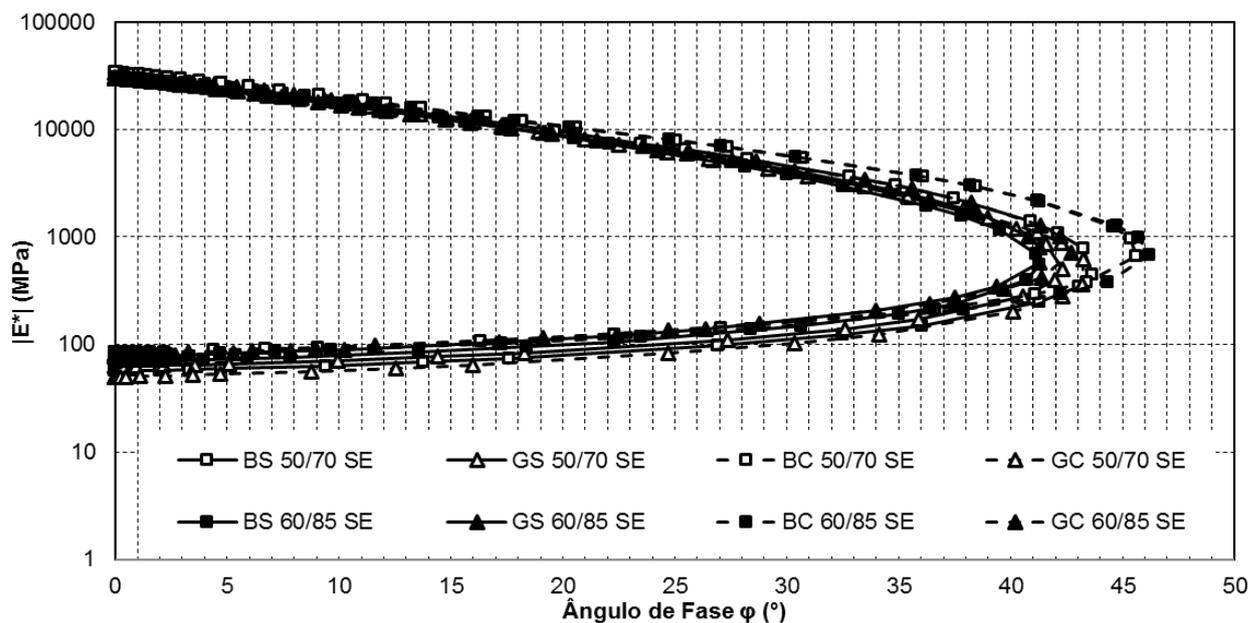
As misturas BC 50/70 SE e BC 60/85 SE apresentaram resultados de módulo de armazenamento (E1) e perda (E2) superiores as misturas BS 50/70 SE e BS 60/85

SE. Já nas misturas compostas por material granítico, o resultado foi diferente para as misturas GS 50/70 e GC 50/70. As amostras com cal apresentaram resultados de E1 e E2 maiores que a mistura sem cal. Já para amostras, com o AMP 60/85, os resultados no espaço Cole Cole apresentaram resultados semelhantes as amostras de agregado basáltico. Fernandes (2017), comparou o efeito da incorporação de cal no comportamento viscoelástico de concretos asfálticos. O autor descreveu que sua mistura com cal dolomítica demonstrou uma curva no espaço Cole Cole mais aberta e com tangentes menos inclinadas, com isso apresentou uma menor viscosidade e dissipação de energia. Na curva da mistura de referência, a amostra demonstrou ser mais suscetível a dissipação de energia, acarretando em maiores deformações.

Em sua maioria, as misturas compostas por agregado basáltico apresentaram resultados de E2 superiores as misturas com material granítico. Não ocorreu uma tendência para os agregados, pois em muitas misturas os valores de E2 foram muito semelhantes quando comparado os diferentes tipos de agregado. Quando se analisa as misturas em relação ao módulo elástico real, as amostras BC 50/70 SE e GS 50/70 SE apresentaram valores superior quando confrontados as misturas GC 50/70SE e BS 50/70 SE respectivamente. As misturas BC 60/85 SE e GC 60/85 SE demonstraram valores de E1 muito similares. Já a mistura GS 60/85 SE obteve um valor de E1 superior a mistura BS 60/85 SE.

O resultado das modelagens 2S2P1D das misturas do estudo, para o diagrama black, estão demonstrados na Figura 50.

Figura 50 – Diagrama Black para os dados adquiridos por meio da modelagem 2S2P1D



Fonte: (Autor).

Pode-se perceber, por meio da Figura 50, que as misturas BC 60/85 e BC 50/70 apresentaram os maiores valores de ângulo de fase, o que permitiu perceber que as misturas, provavelmente, possuem um maior comportamento viscoso quando comparado as demais misturas.

Em geral, as misturas compostas pelo CAP 50/70 apresentam resultados de ângulo de fase maiores que as misturas com AMP 60/85. A única exceção é a mistura BC 60/85, que possui um valor maior de ângulo de fase que a mistura BC 50/70. Em contrapartida, quando se verifica os valores de $|E^*|$, as misturas com AMP 60/85 em sua maioria apresentam valores superiores as amostras com o ligante 60/85. Demonstrando que o AMP 60/85 confere mais rigidez as amostras que as misturas com CAP 50/70.

Pode-se perceber por meio dos resultados que as misturas compostas por AMP 60/85 apresentariam em campo uma maior resistência à deformação permanente que as amostras com CAP 60/85.

Quando se observa as misturas, em relação a adição de cal ou não sem cal, percebe-se que as amostras constituídas de cal apresentaram valores de ângulo de

fase maiores que as misturas sem cal. Este fato demonstra que as misturas sem cal, possivelmente, possuem um maior comportamento elástico que as misturas com cal.

Outro fator que pode ser analisado no estudo é em relação ao tipo de agregado. Na maioria das misturas compostas pelo agregado basalto, mostraram valores de ângulo de fase maiores que as amostras compostas pelo agregado de origem granítica. A única ressalva acontece quando se verifica a comparação entre as misturas BS 60/85 SE e a GS 60/85 SE, onde as amostras apresentam resultados semelhantes, com isso não é possível realizar uma comparação entre as mesmas.

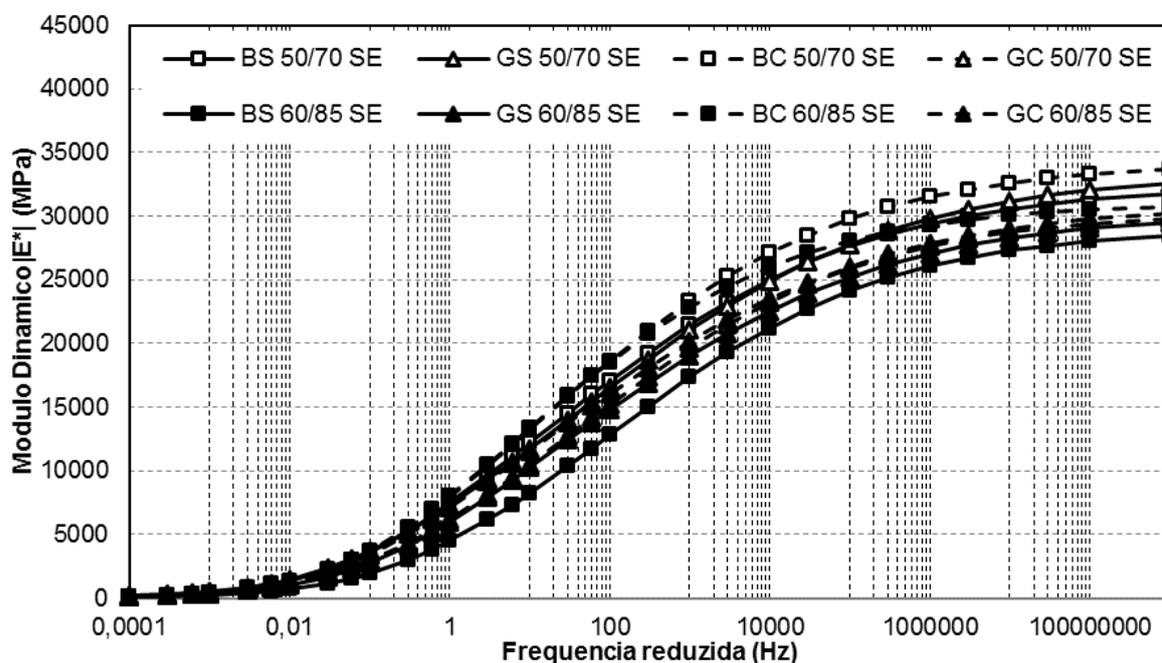
Por meio dos dados obtidos dos ensaios de módulo dinâmico e ângulo de fase, foram concebidas curvas mestras empregando-se princípio da superposição tempo-temperatura (TTSP - *Time-Temperature Superposition Principle*), sendo as curvas determinadas pelo modelo reológico 2S2P1D. A temperatura de referência de ajuste do modelo foi de 21°C.

As amostras apresentam um comportamento característico onde o módulo cresce com o aumento da frequência. Nas altas frequências, verifica-se um menor tempo de carregamento, onde predomina as deformações elásticas no material. Nas baixas frequências, o tempo de carregamento é superior, e faz exibir as deformações viscoelásticas do material.

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. Às baixas frequências estão correlacionadas a incidência de deformação permanente na mistura asfáltica. Às temperaturas intermediárias estão relacionadas ao dano por fadiga.

A Figura 51 apresenta as curvas mestras de módulo dinâmico obtido por meio da modelagem 2S2P1D, para cada uma das oito misturas. A temperatura de referência é 21°C.

Figura 51 – Curvas mestras de Módulo Dinâmico para a temperatura de 21°C



Fonte: (Autor).

Pode-se verificar que a maioria das misturas compostas pelo CAP 50/70 apresentaram os maiores valores de módulo dinâmico. A única mistura que apresentou um valor de módulo semelhante as misturas com o AMP 60/85 foi a amostra GC 50/70 SE. Esse tipo de comportamento para as misturas com CAP 50/70 e AMP 60/85 ocorreu nas pesquisas de Almeida Jr (2016) e Bohn (2017).

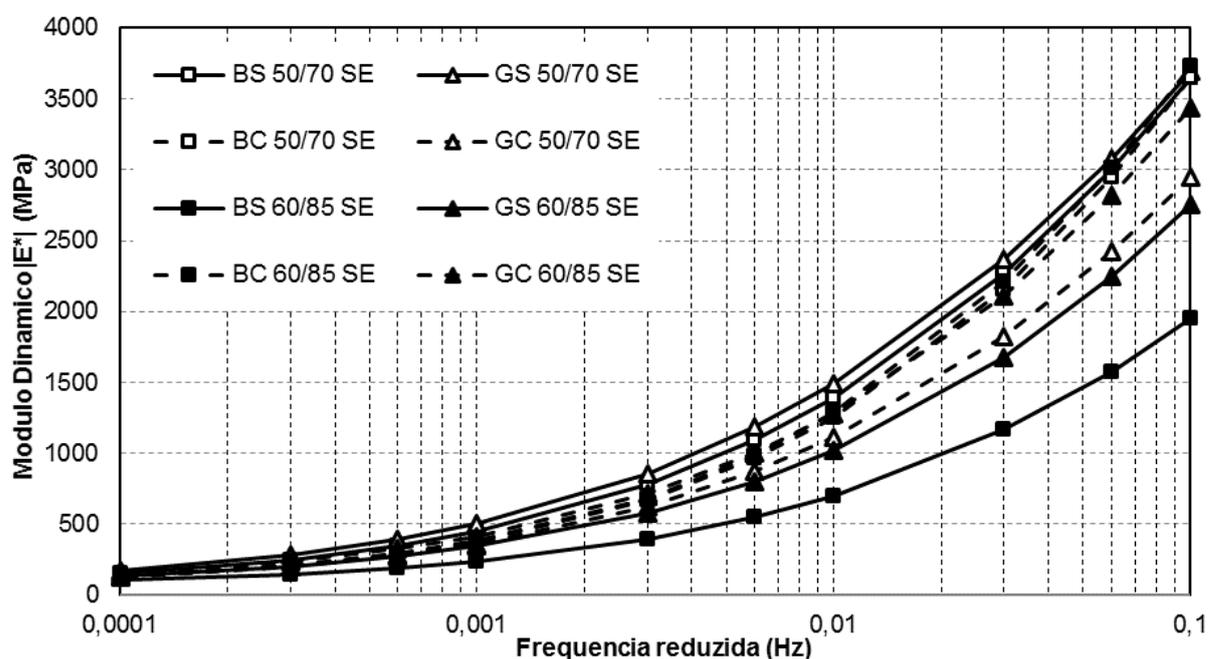
A mistura que apresentou o maior valor de módulo dinâmico para as altas frequências foi a BC 50/70 SE. Em contrapartida, a mistura com o menor valor de módulo foi a mistura BS 60/85 SE.

Outra análise que pode ser realizada para as altas frequências é a relação entre as misturas com e sem adição de cal. A maioria das misturas compostas por cal, apresentaram valores de módulo superiores as misturas sem cal. A única exceção ocorre com a amostra GC 50/70 SE, que demonstrou valor de módulo menor que a mistura sem cal.

Observando os resultados para as baixas frequências (Figura 52), é possível perceber que as misturas apresentam menores valores de módulo dinâmico. Por essa razão são menos rígidas, nestas condições de temperatura e frequência abaixo de 0,1 Hz. Nessas frequências pode-se analisar que os valores das misturas com CAP 50/70

sem adição de cal apresentaram valores de rigidez superiores as mesmas misturas com AMP 60/85 sem a adição de cal. Porém, quando é adicionado a cal nas misturas, as amostras com o ligante AMP 60/85 apresentam valores de rigidez superiores as misturas com CAP 50/70 e cal. A mistura que apresentou o maior valor de módulo foi a GS 50/70 SE e a mistura que se demonstrou menos rígida foi a BS 60/85 SE.

Figura 52 – Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências



Fonte: (Autor).

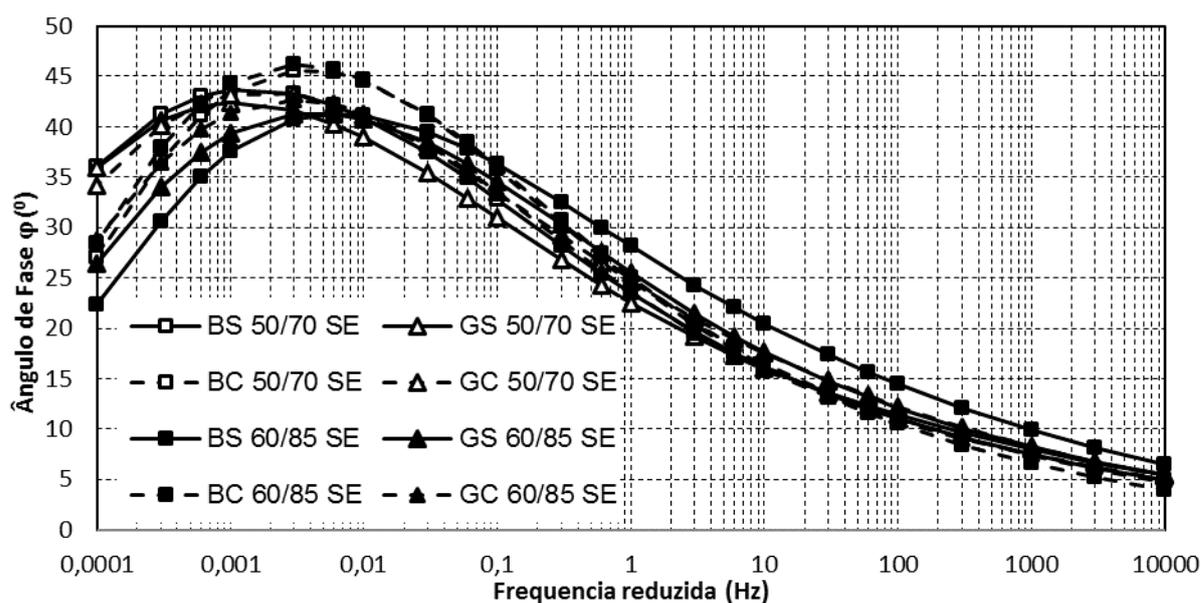
Pode ser observado que as misturas compostas pelo CAP 50/70 e cal demonstraram valores de módulo menores que as amostras constituídas apenas de CAP 50/70. Em contrapartida, as misturas constituídas por AMP 60/85 e cal, demonstraram ser mais rígidas que as amostras compostas apenas pelo AMP 60/85.

Consegue-se perceber que os resultados da pesquisa para baixas frequências são diferentes que Bruxel (2015) e Almeida Jr (2017) encontraram. Os mesmos autores verificaram que as misturas modificadas por polímero apresentaram valores de módulo dinâmico superiores as misturas compostas pelo ligante convencional. Este caso só ocorreu nas misturas compostas pela cal.

O ângulo de fase está associado às propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos. Ao verificar as curvas mestras (Figura 53) do ângulo de fase

oriundas da modelagem 2S2P1D, nota-se que as misturas BC 50/70 SE e BC 60/85 SE apresentam os maiores valores de ângulo de fase nas baixas frequências, o comportamento destas misturas se alteram com o aumento das frequências, a partir da frequência 0,06 HZ ocorre uma alteração no comportamento.

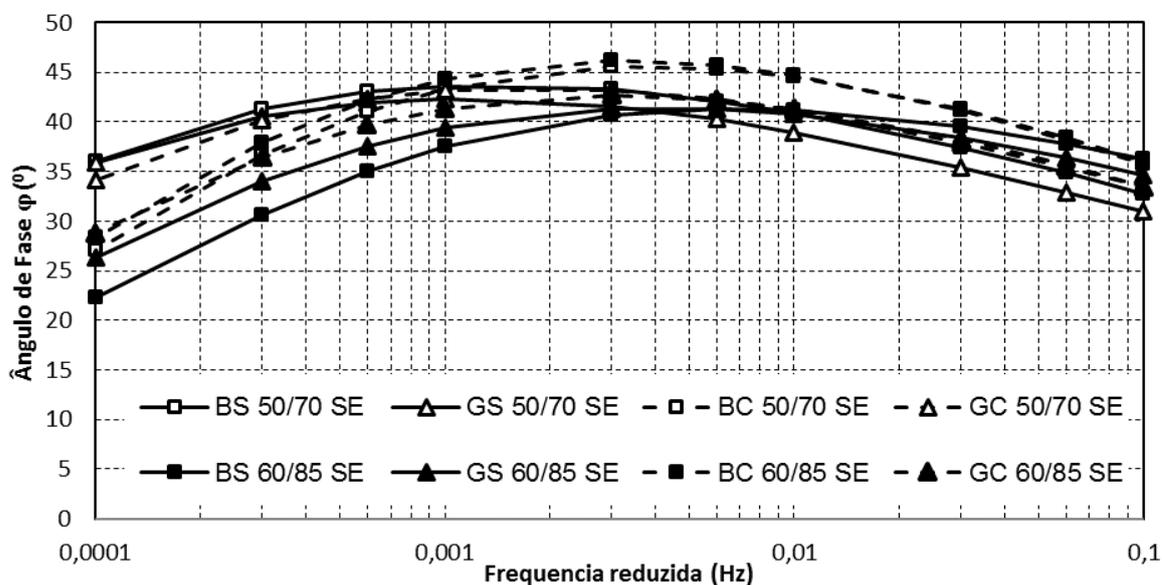
Figura 53 – Curvas mestras de ângulo de fase para todas as misturas a 21°C



Fonte: (Autor).

Na frequência 0,003Hz ocorre a alteração no comportamento entre as misturas GS 60/85 SE e GS 50/70 SE, onde a mistura GS 60/85 SE em baixas frequência possui um baixo valor de ângulo de fase e nesta frequência começa a aumentar o valor do ângulo ao longo das frequências. Em contrapartida, a mistura GS 50/70 SE nas baixas frequência possui um alto valor de ângulo de fase e começa a diminuir o seu valor nesta faixa de frequência. A Figura 54 mostra a curva mestra para as baixas temperaturas.

Figura 54 – Curva mestra para baixas temperaturas a 21°C



Fonte: (Autor).

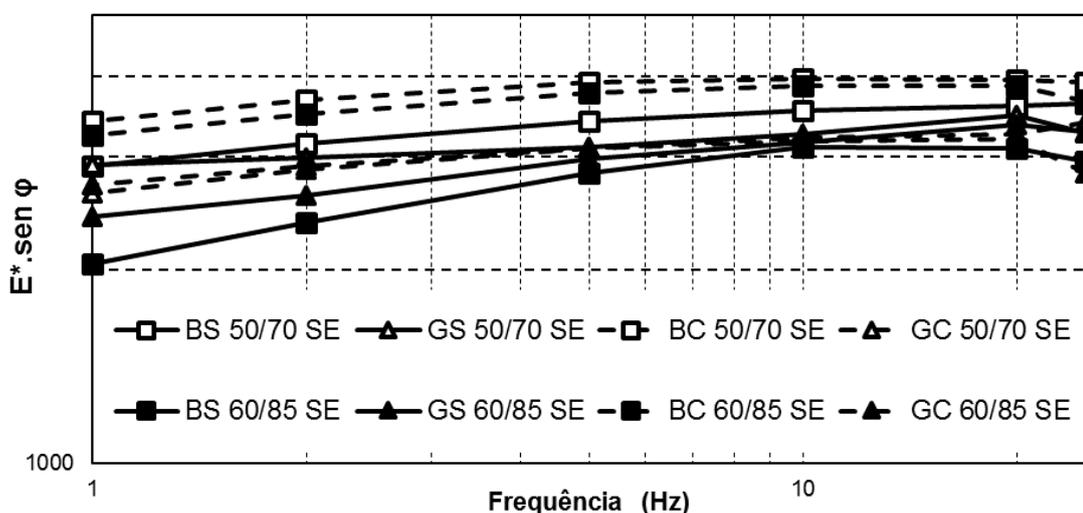
Pode-se verificar que as misturas compostas pelo AMP 60/85 e sem cal, apresentam um comportamento mais elástico nas baixas frequências. Quando insere a cal nestas misturas, os valores dos ângulos de fase aumentam, tornando a mistura mais viscosa. A partir da frequência 0,003Hz, as amostras compostas pelo CAP 50/70, com adição de cal e sem a adição de cal, diminuem os valores dos ângulos de fase. Com isso alterando o comportamento das misturas.

Nas altas frequências, as misturas compostas pelo AMP 60/85 sem cal apresentaram valores de ângulo de fase superiores que as demais misturas, apresentando um comportamento mais viscoso. As demais misturas, apresentaram valores muito próximos nas altas frequências.

Por meio dos dados de Módulo Complexo pode-se realizar uma inferência de resistência à deformação permanente e à fadiga, por intermédio das relações $E^*/\sin \varphi$ e $E^* \cdot \sin \varphi$, respectivamente. Com a finalidade de melhorar o ponto de vista prático das misturas asfálticas, são realizadas essas correlações. Essa inferência escapa da conceituação científica, pois associa viscoelasticidade linear com o dano.

A Figura 55 exibe para a temperatura de 21°C a análise à fadiga das misturas asfálticas da pesquisa.

Figura 55 – Inferência a fadiga a 21°C para todas as misturas



Fonte: (Autor).

A análise é realizada nas altas frequências, entre 1 a 25Hz. Quanto menor o valor $E^*.sen \phi$ melhor o comportamento da mistura asfáltica frente à fadiga. As misturas compostas pelo BS 60/85 SE e GS 60/85 SE apresentaram os menores valores de $E^*.sen \phi$ na frequência de 1Hz. Este fato demonstra que as misturas, provavelmente, são mais resistentes ao dano por fadiga. Este tipo de comportamento já foi relatado por Almeida Jr (2016) e Bohn (2017).

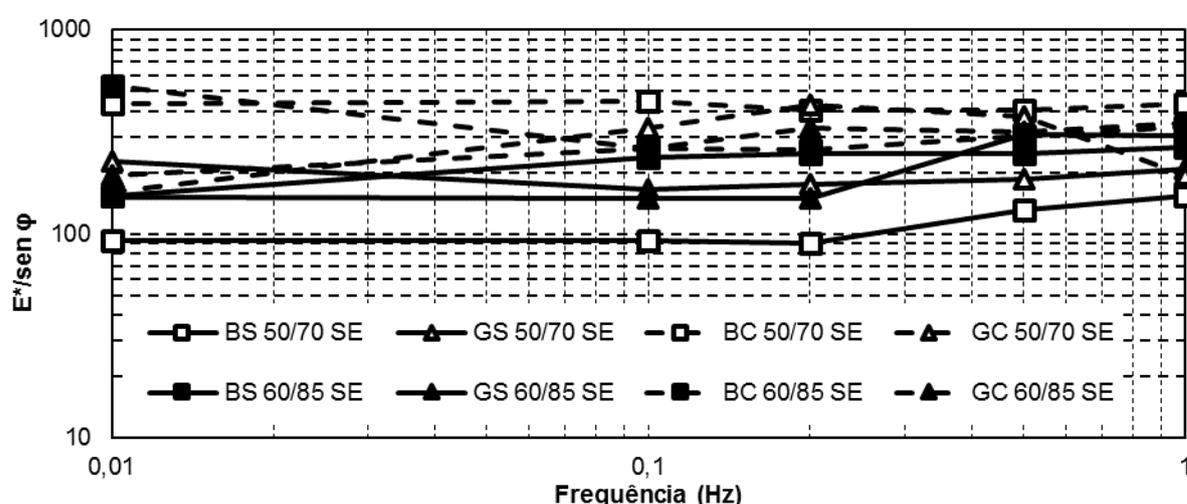
Outro ponto que pode ser observado, é o fato que as misturas BC 50/70 SE e BC 60/85 SE apresentaram valores de $E^*.sen \phi$ superiores quando comparados as misturas com o mesmo ligante e agregado, mas sem a adição de cal, à medida que a frequência vai aumentando. Essas misturas estão mais suscetíveis ao dano por fadiga. Na frequência de 25 Hz, as amostras BS 50/70 SE e GS 50/70 SE apresentam um melhor desempenho frente à fadiga que as misturas com cal, pois mostraram valores de $E^*.sen \phi$ menores que as misturas com cal. Esta situação também aconteceu entre as misturas BS 60/85SE e BC 60/85, onde a mistura sem a adição de cal demonstrou um valor de $E^*.sen \phi$ menor que a mistura sem cal, conseqüentemente, a mistura possui um melhor desempenho frente à fadiga. Porém, este caso não se repete nas amostras GS 60/85 SE e GC 60/85 SE, onde a amostra com cal mostrou a partir dos resultado de $E^*.sen \phi$, uma maior resistência ao dano por fadiga.

Quando se analisam as misturas com diferentes tipos de agregados, temos que, para a maioria das misturas, as amostras com agregado basáltico possuem valores de $E^* \cdot \text{sen } \phi$ superiores que as misturas constituídas de granito, demonstrando que as amostras de origem granítica possuem uma maior resistência ao dano por fadiga. Entretanto, o único caso que ocorre esta situação é com as misturas BS 60/85 SE e GS 60/85 SE, onde a mistura basáltica possui um valor de $E^* \cdot \text{sen } \phi$ menor que a amostra granítica.

Vale salientar que é importante realizar um estudo de dano nos materiais. Essa inferência é considerada coerente ou não apenas se realizar um ensaio exclusivo para o dano por fadiga.

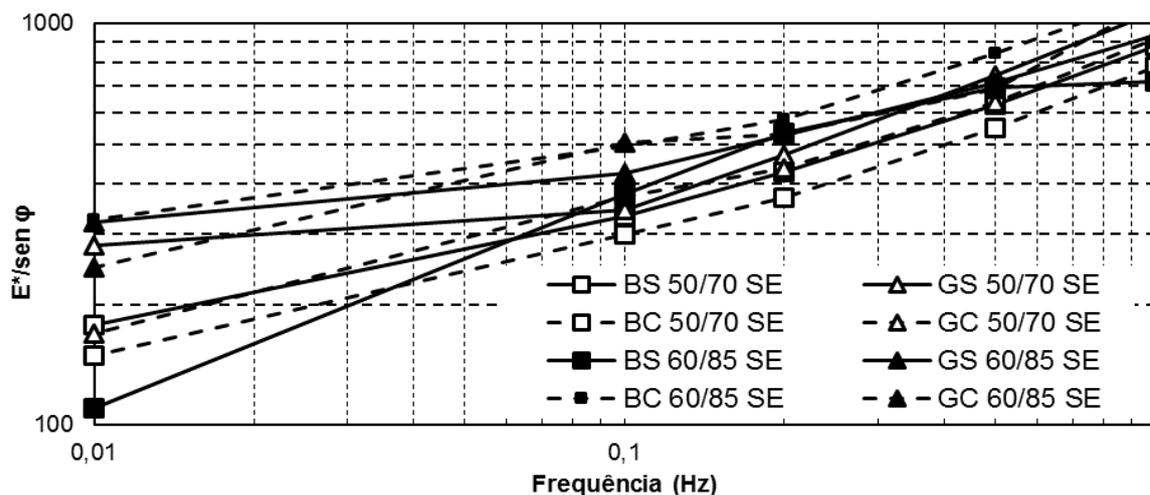
Outra inferência que pode ser realizada é a da deformação permanente para a temperatura de 54°C. Essa inferência pode ser validada, pois neste trabalho foi realizado o ensaio de *Flow Number* (item 4.2.2). A avaliação é realizada nas baixas frequências, de 0,01 a 1 Hz. Quanto maior o valor de $E^* \cdot \text{sen } \phi$ melhor o comportamento da mistura à deformação permanente. Como ocorreu uma dificuldade de leitura do ângulo de fase na temperatura de 54°C e também pela variação dos dados obtidos nessa temperatura, foi feita a inferência à deformação permanente também na temperatura de 37°C. As Figuras 56 e 57 mostram as inferências à deformação permanente das misturas nas temperaturas de 54°C e 37°C, respectivamente.

Figura 56 – Inferência à deformação permanente à 54°C das misturas asfálticas



Fonte: (Autor).

Figura 57 – Inferência à deformação permanente à 37°C das misturas



Fonte: (Autor).

A mistura que apresentou o maior valor de $E^*/\text{sen } \phi$ no decorrer das frequências da Figura 60, foi a BC 50/70 SE, seguida da mistura GC 60/85 SE e BC 60/85 SE. A mistura com o pior desempenho frente a deformação permanente foi a amostra BS 50/70 SE.

Posteriormente a apresentação dos resultados de FN, item 4.2.2, é comentado a relação entre essa inferência à deformação permanente das misturas com os resultados adquiridos no ensaio de FN.

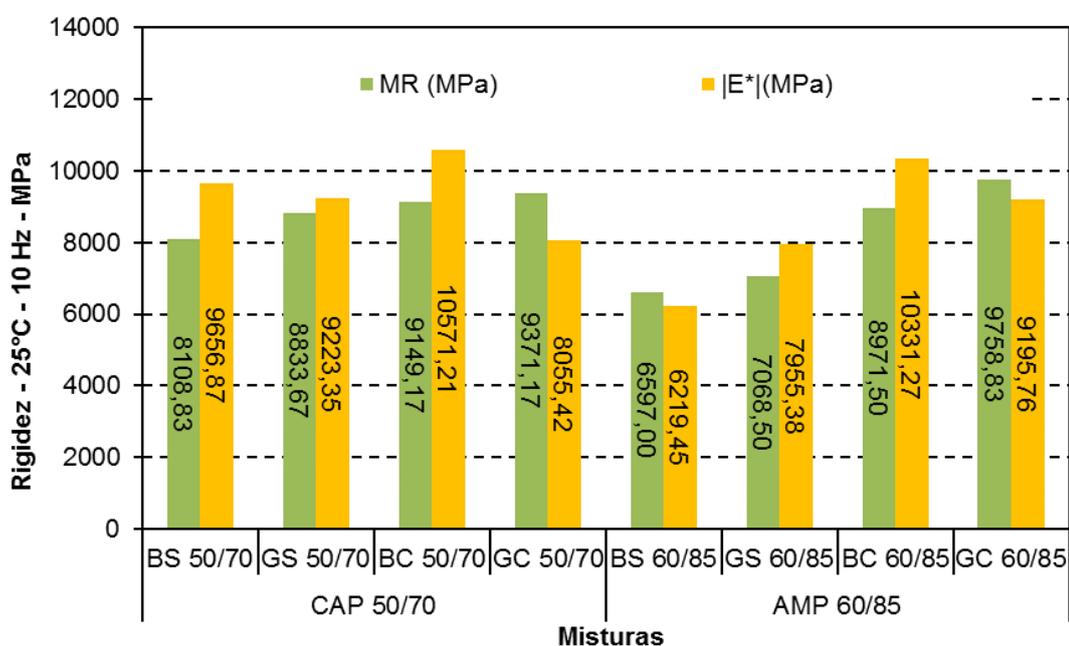
Com o objetivo de comparar os resultados de rigidez no comportamento elástico e viscoelástico, foi realizado uma comparação entre os resultados de MR e Módulo Complexo. A Tabela 28 mostra os resultados de MR e Módulo Dinâmico na temperatura de 25°C e 10 Hz. A Figura 58 mostra a comparação entre os resultados dos ensaios.

Tabela 28 – Resultados de MR e Módulo Dinâmico para a temperatura de 25°C e frequência de 10Hz

Mistura	MR (MPa)	DP (MPa)	Cv(%)	E* (MPa)	$\phi(^{\circ})$	E* / MR
BS 50/70	8108,83	313,80	3,87	9656,87	19,65	1,19
GS 50/70	8833,67	277,44	3,14	9223,35	19,27	1,04
BC 50/70	9149,17	422,49	4,62	10571,21	20,33	1,16
GC 50/70	9371,17	924,11	9,86	8055,42	21,13	0,86
BS 60/85	6597,00	870,22	13,19	6219,45	24,16	0,94
GS 60/85	7068,50	591,01	8,36	7955,38	21,46	1,13
BC 60/85	8971,50	362,03	4,04	10331,27	20,62	1,15
GC 60/85	9758,83	936,57	9,60	9195,76	19,48	0,94

Fonte: (Autor).

Figura 58 – Comparação dos resultados MR e Módulo Dinâmico para a temperatura de 25°C e frequência de 10Hz



Fonte: (Autor).

Pode-se perceber que as misturas apresentaram valores de rigidez semelhantes. Percebe-se também que a maioria das misturas com resultados de módulo dinâmico, obtiveram valores superiores aos resultados de MR.

Com o objetivo de verificar quanto o valor de MR era menor que o resultado $|E^*|$, foi então realizada uma relação entre $MR/|E^*|$. Como resultado, para 5 misturas o valor foi menor que 100% e nas demais misturas o valor foi superior.

4.2 PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA

Nesta fase será apresentada os dados adquiridos dos ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) e de *Flow Number* (FN), os mesmos retratam as propriedades de resistência mecânica das misturas asfálticas deste estudo. Os corpos-de-prova seguiram os teores de dosagem para cada mistura, dimensões e Vv solicitado para cada ensaio, já explicado na metodologia.

4.1.3 Resistência à Tração por Compressão Diametral

As amostras para o ensaio de RT são as mesmas que foram utilizadas no ensaio de MR, apresentado no item 3.4.1.1. Foram utilizados três corpos-de-prova por mistura na temperatura de 25°C (acondicionado por 12 horas). A Tabela 29 apresenta os resultados com seus respectivos desvios padrões e coeficientes de variação.

Tabela 29 – Valores médios de Resistência à Tração por Compressão Diametral, a 25°

Mistura	RT (MPa)	DP (MPa)	Cv(%)
BS 50/70	1,36	0,05	3,75
GS 50/70	1,53	0,07	4,85
BC 50/70	1,96	0,04	2,27
GC 50/70	2,11	0,03	1,63
BS 60/85	1,63	0,07	4,44
GS 60/85	2,03	0,09	4,50
BC 60/85	1,98	0,12	5,97
GC 60/85	2,26	0,02	1,00

Fonte: (Autor).

Por meio dos dados adquiridos no ensaio, foi realizado um tratamento estatístico para as amostras, com o objetivo de verificar as principais variáveis (agregado, cal e ligante asfáltico) deste estudo. Para a análise dos dados foi utilizada a ferramenta de regressão linear múltipla, disponível no software Excel. Foram selecionadas as variáveis que têm interferência sobre a variável resposta RT.

O modo que foi realizado a regressão está explicado no item 4.1.1. Foram utilizadas as mesmas variáveis explicativas que no item 4.1.1. A Tabela 30 apresenta o resultado do teste ANOVA.

Tabela 30 – Teste ANOVA para o ensaio de RT

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	p - valor
Regressão	3	1,60	0,53	38,93	0,0000001
Resíduo	17	0,23	0,01		
Total	20	1,83			

Fonte: (Autor).

Por meio dos dados da Tabela 30, pode-se verificar que o nível de significância é menor que 5%. Com isso, o modelo de regressão linear múltipla é estatisticamente significativo.

Na Tabela 31 estão descritos os coeficientes obtidos por meio do teste t para o ensaio de RT.

Tabela 31 – Resultado do teste t

Variáveis	β	valor - p
Constante	1,3925	0,00001
Agregado	0,2781	0,00004
Cal	0,4177	0,00001
Ligante	0,2405	0,00021

Fonte: (Autor).

Com base nos dados da Tabela 31, todas as variáveis foram significativas. Logo, todas apresentaram valores menores que 5% de significância.

Na Tabela 32 estão descritos os resultados estatísticos de regressão.

Tabela 32 – Resultado da Regressão linear múltipla para o ensaio de RT

Estatística de regressão	
R múltiplo	0,934
R-Quadrado	0,873
R-quadrado ajustado	0,851
Erro padrão	0,117
Observações	21

Fonte: (Autor).

Por meio da Tabela 32, foi adquirido um $R^2 = 0,851$, mostrando que o modelo de regressão linear múltipla ajustado é capaz de explicar 85,1% da variabilidade dos dados.

A equação 16 apresenta o modelo gerado para ensaio de RT, por meio dos coeficientes gerados na Tabela 31.

Equação 16 – Modelo referente ao ensaio de RT

$$RT = 1,3925 + 0,2781. A + 0,4177. B + 0,2405. C \quad (16)$$

Onde:

A é o tipo de agregado, que varia nas categorias basalto = 0 ou granito = 1;

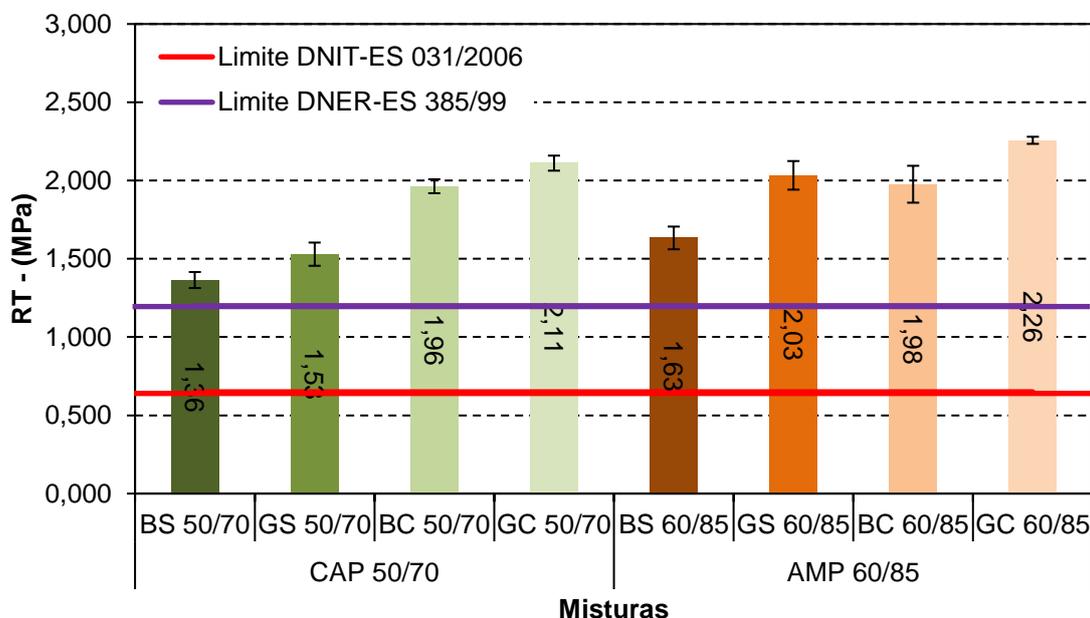
B é o tipo de aditivo, que varia nas categorias sem cal = 0 ou com cal = 1;

C é o tipo de ligante asfáltico, que varia nas categorias CAP 50/70 = 0 ou AMP 60/85 = 1.

O objetivo desta análise foi de apenas verificar se as variáveis eram significativas para o ensaio de RT. A Equação 16 gerada serve apenas para esta pesquisa.

Após a análise estatística, é possível averiguar os resultados do ensaio de RT. A Figura 59 mostra os resultados de RT das misturas empregadas na pesquisa.

Figura 59 – Resultados do ensaio de RT para cada mistura asfáltica



Fonte: (Autor).

Pode-se verificar que todas amostras compostas pelo CAP 50/70 obtiveram valores superiores ao limite de 0,65 MPa proposto pela norma DNIT-ES 031/2006. Já para as amostras com o ligante modificado, a norma DNER-ES 385/99, que descreve que os valores devem ficar entre 0,7 a 1,2 MPa. Todas as misturas com o AMP 60/85 ficaram com valores acima do máximo exigido pela norma. A Figura 62, mostra os resultados do ensaio de RT com o limite mínimo exigido na norma para ligantes convencionais e o limite máximo para os ligantes modificados.

As misturas compostas pelo ligante AMP 60/85 demonstraram valores superiores em relação as amostras com CAP 50/70 para toda as misturas. A mistura que apresentou o maior valor de RT foi a GC 60/85 (2,26 MPa) e a menor foi a BS 50/70 (1,36 MPa). As misturas de origem granítica apresentaram valores de resistência a tração superiores as de origem basáltica.

A maior diferença entre os valores acontece quando se comparam as misturas com e sem a inserção de cal, sendo que, dentre esses valores, a maior distinção está entre as misturas BS 50/70 e BC 50/70. A amostra com cal é 1,44 vezes maior que a

mistura sem cal. Este fato demonstra que adicionar este filler tende a aumentar a resistência a tração das amostras. Em média, na pesquisa, as misturas com cal são 1,28 vezes mais resistentes à tração que as misturas sem cal.

As amostras compostas pelo AMP 60/85 obtiveram em média RT 1,15 vezes maiores que as misturas compostas pelo ligante convencional. A maior desigualdade surge quando comparamos a mistura GS 50/70 e GS 60/85. A mistura com o ligante modificado possui valor de RT 1,33 vezes maior que a mistura com o ligante convencional.

Este fato se repete quando ocorre a comparação entre os resultados dos materiais graníticos e basálticos. Os materiais de origem granítica são, em média 1,15 vezes maiores que as amostras com agregados de origem basáltica. As maiores diferenças entre os resultados acontecem quando se analisa as amostras GS 60/85 e BS 60/85, onde a amostra com o agregado de origem granítica possui um RT 1,24 vezes maior que a mistura com agregado basáltico.

Ao analisar os resultados, pode-se verificar que utilizar ligante asfáltico modificado e adicionar cal nas misturas asfálticas proporcionam um aumento da resistência à tração das misturas asfálticas, a partir dos dados obtidos na pesquisa.

Quando se compara os resultados da pesquisa com diversos autores que realizaram trabalhos com parâmetro semelhantes ao do estudo, verifica-se que os resultados estão dentro do esperado para o ensaio de RT. A Tabela 33, apresenta os resultados da pesquisa com alguns autores que utilizaram misturas com CAP 50/70, AMP 60/85 e faixa "C" do DNIT no estado do Rio Grande do Sul.

Tabela 33 – Resultados de RT de diversos autores do Rio Grande do Sul

Autor	Mistura	Cal (%)	Ligante asfáltico	RT (MPa)
Paviani (2015)	Ref 50/70	-	CAP 50/70	1,15
	Ref 60/85		AMP 60/85	1,48
	CC 50/70	1,0	CAP 50/70	1,21
	CC 60/85		AMP 60/85	1,26
Barros (2017)	HMA 1 - AMP 60/85	-	AMP 60/85	1,25
Bohn (2017)	Convencional CAP 50/70	-	CAP 50/70	1,44
	Convencional CAP 60/85	-	AMP 60/85	1,64
Mensch (2017)	CAP 50/70 - Quente	1,5	CAP 50/70	1,07
	AMP 60/85 - Quente		AMP 60/85	1,28
Paniz (2018)	CAP 50/70 REFAP	2,0	CAP 50/70	1,39

Fonte: (Autor).

Os autores citados na tabela 33 possuem em seus trabalhos mais alguns tipos de misturas quentes e mornas. Foram colocadas na tabela 33 as misturas que se assemelham as amostras da pesquisa, as demais não foram inseridas na tabela.

Pode-se verificar pelos resultados apresentados na tabela 33 que, na maioria das misturas, substituir o CAP 50/70 pelo AMP 60/85 aumenta a resistência à tração. Este fato também acontece quando é adicionado a cal nas amostras.

Por meio do software citado na metodologia, foi possível adquirir novos parâmetros para o ensaio de RT. Os mesmos, estão descritos na Tabela 34, com seus Desvios-padrões e coeficientes de variação.

Tabela 34 – Resultados das médias, DP e CV dos parâmetros de tenacidade, Energias, IT e IF para cada mistura asfáltica

Mistura	Valores	Tenacidade (N/mm)	EnergyPmax (N*m (j))	EnergyTotal (N*m (j))	IT	IF
BS 50/70	Média	1,138	18,111	48,492	0,154	18,437
	DP	0,097	1,304	5,330	0,055	0,851
	CV (%)	8,53	7,20	10,99	35,86	4,62
GS 50/70	Média	1,261	27,636	47,070	0,144	16,504
	DP	0,227	16,528	1,444	0,011	0,505
	CV (%)	18,01	59,81	3,07	7,54	3,06
BC 50/70	Média	1,651	25,087	63,613	0,129	12,265
	DP	0,117	1,834	0,460	0,018	1,167
	CV (%)	7,11	7,31	0,72	13,87	9,52
GC 50/70	Média	1,384	23,360	52,418	0,047	7,627
	DP	0,071	1,715	4,162	0,004	1,322
	CV (%)	5,11	7,34	7,94	8,30	17,34
BS 60/85	Média	1,811	27,458	77,848	0,215	29,535
	DP	0,128	2,435	2,637	0,036	1,480
	CV (%)	7,10	8,87	3,39	16,82	5,01
GS 60/85	Média	1,770	28,558	68,466	0,094	15,526
	DP	0,055	1,101	5,968	0,050	0,747
	CV (%)	5,11	3,86	8,72	53,82	4,81
BC 60/85	Média	1,660	26,193	64,042	0,110	11,271
	DP	0,067	1,372	4,576	0,018	1,528
	CV (%)	4,03	5,24	7,14	16,02	13,55
GC 60/85	Média	1,989	26,362	68,696	0,141	11,644
	DP	0,306	5,344	12,389	0,023	3,504
	CV (%)	15,40	20,27	18,03	16,27	30,10

Fonte: (Autor).

Para poder ocorrer uma análise completa dos dados obtidos a partir do ensaio de RT, é necessário executar ensaios adicionais como o de Fadiga. Esta pesquisa não investigou de forma profunda o fenômeno de Fadiga em misturas asfálticas. Por essa razão, não é possível realizar avaliação dos parâmetros relacionados aos

ensaios de Fadiga. Os valores servem como dados para realização de pesquisas no futuro.

4.2.1 Flow Number

Para este ensaio, foram ensaiados três corpos-de-prova por mistura, a temperatura de 60°C, conforme nas normas citadas na metodologia. Este ensaio foi dividido em dois grupos. O primeiro, sem ciclos de condicionamentos (FN1) e o segundo, com ciclos de condicionamentos (FN2), conforme a norma AASHOT 283. Neste item, serão descritos apenas o grupo sem condicionamento, conforme a norma brasileira NBR 16505/2016. A Tabela 35 mostra o resultado de FN 1 com seus respectivos desvios-padrões e coeficientes de variação.

Tabela 35 – Resultados de FN para o grupo 1

Mistura	FN 1 (Ciclos)	DP (Ciclos)	Cv(%)
BS 50/70	65	3	4,4
GS 50/70	68	8	11,5
BC 50/70	175	11	6
GC 50/70	123	14	11
BS 60/85	509	71	14
GS 60/85	340	33	10
BC 60/85	720	88	12
GC 60/85	431	23	5

Fonte: (Autor).

Por intermédio dos dados adquiridos no ensaio, foi realizado um tratamento estatístico para as amostras, com a finalidade de verificar as principais variáveis (agregado, cal e ligante asfáltico) deste estudo. Para a análise dos dados foi utilizada a ferramenta de regressão linear múltipla, disponível no software Excel. Foram selecionadas as variáveis que têm interferência sobre a variável resposta FN1.

A forma que foi realizada a regressão está explicada no item 4.1.1. Foram utilizadas as mesmas variáveis explicativas que no item 4.1.1. A Tabela 36 mostra o resultado do teste ANOVA.

Tabela 36 – Teste ANOVA para o ensaio de FN

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	<i>p</i> - valor
Regressão	3	764073,44	254691,15	49,03	0,0000001
Resíduo	14	72719,00			
Total	17	836792,44			

Fonte: (Autor).

Por meio dos dados da Tabela 36, pode-se verificar que o nível de significância é menor que 5%. Dessa forma, o modelo de regressão linear múltipla é estatisticamente significativo.

Na Tabela 37 estão descritos os coeficientes obtidos por meio do teste t para o ensaio de FN.

Tabela 37 – Resultados do teste t para o ensaio de FN

Variáveis	β	valor - <i>p</i>
Constante	112,5	0,00750
Agregado	-128,35	0,00213
Cal	122,45	0,00300
Ligante	386,05	0,00000

Fonte: (Autor).

Com base nos dados da Tabela 37, todas as variáveis foram significativas. Logo, todas apresentaram valores menores que 5% de significância.

Na Tabela 38 estão descritos os resultados estatísticos de regressão.

Tabela 38 – Resultado da Regressão linear múltipla para o ensaio de FN

Estatística de regressão	
R múltiplo	0,956
R-Quadrado	0,913
R-quadrado ajustado	0,894
Erro padrão	72,071
Observações	18,000

Fonte: (Autor).

Por meio da Tabela 38, foi adquirido um $R^2 = 0,894$, mostrando que o modelo de regressão linear múltipla ajustado é capaz de explicar 89,4% da variabilidade dos dados.

A equação 17 apresenta o modelo gerado para ensaio de FN, por meio dos coeficientes gerados na Tabela 37.

Equação 17 – Modelo referente ao ensaio de FN

$$FN = 112,5 - 128,35. A + 122,45. B + 386,05. C \quad (17)$$

Onde:

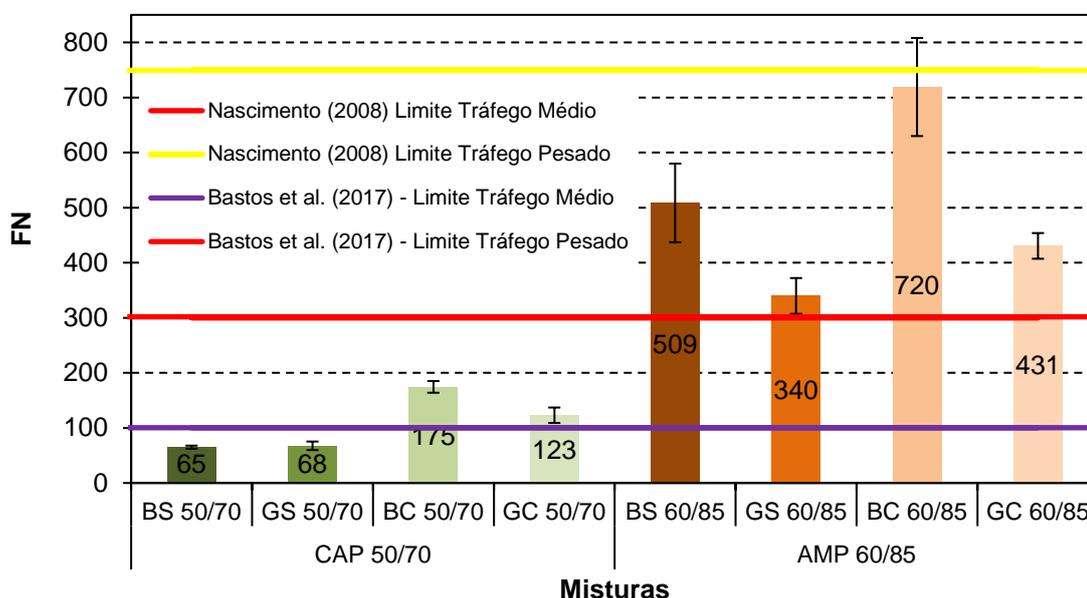
A é o tipo de agregado, que varia nas categorias basalto = 0 ou granito = 1;

B é o tipo de aditivo, que varia nas categorias sem cal = 0 ou com cal = 1;

C é o tipo de ligante asfáltico, que varia nas categorias CAP 50/70 = 0 ou AMP 60/85 = 1.

A finalidade desta análise foi de apenas verificar se as variáveis eram significativas para o ensaio de FN. A Equação 16 gerada serve apenas para esta pesquisa.

Após a análise estatística, é possível averiguar os resultados do ensaio de FN. A Figura 60 mostra os resultados de RT das misturas empregadas na pesquisa.

Figura 60 – Resultado de *Flow Number* para as misturas do grupo 1

Fonte: (Autor).

Todas as misturas foram finalizadas quando se atingiu 5% de deformação. Nenhuma mistura tolerou aos 10.000 ciclos. As misturas compostas pelo ligante AMP 60/85 apresentaram os maiores valores de FN. A mistura que apresentou o maior valor de FN 719 foi a BC 60/85 e a menor foi a BS 50/70, apresentando um valor de FN de 65.

As maiores diferenças entre os valores foram entre as misturas BS 50/70 e BS 60/85, onde a amostra composta pelo ligante modificado foi 7,82 vezes maior que a mesma amostra constituída do ligante convencional. Em média, as misturas compostas pelo ligante AMP 60/85 apresentam valores 5,12 vezes maiores que as misturas constituídas de CAP 50/70.

Outro fator que aumentou o valor do FN foi a adição de cal. Todas as misturas compostas por cal obtiveram valores maiores que as misturas sem o filer. Destaca-se a diferença entre as misturas BS 50/70 e BC 50/70, onde a amostra com cal obteve valor 2,82 vezes maior que a mesma amostra sem cal. Em média, as amostras compostas por cal demonstram valores de FN 1,80 vezes maiores que as amostras sem o material.

As amostras de origem basáltica obtiveram valores maiores que as misturas com origem granítica, com exceção da mistura BS 50/70 que obteve valor menor quando comparado a GS 60/85. Os valores entre as misturas citadas foram próximos e ficaram dentro do desvio padrão das amostras, não se pode afirmar que modificando apenas o agregado, para uma mistura constituída de CAP 50/70 e sem cal que, irá aumentar o valor de FN. A mistura BC 60/85 apresenta a maior diferença de valor de FN em relação a mesma amostra com agregado de origem granítica. A mistura BC 60/85 é 1,67 vezes maior que a mistura GC 60/85. Pode-se verificar que, em média, as misturas de origem basáltica apresentam valores de FN 1,39 vezes maiores que as amostras graníticas.

A partir dos parâmetros propostos por Nascimento (2008) na Tabela 3, foi possível verificar que nenhuma mistura apresentou valor de FN superior a 750, todas as misturas compostas pelo AMP 60/85 apresentaram valores de FN maiores que 300, sugerido para tráfego médio ($300 < FN < 750$). As demais misturas com CAP 50/70, apresentaram valores adequados para emprego em pistas de tráfego leve.

Na Tabela 3, estão descritos os parâmetros propostos por Bastos (2017). As misturas BS 50/70 e GS 50 /70 são adequadas para pistas de tráfego leve, pois apresentam $FN < 100$. Já as misturas BC 50/70 e GC 50/70 demonstram valores de FN sugestivos para nível de tráfego médio ($100 < FN < 300$). Por fim, todas as misturas compostas pelo AMP 60/85 são adequadas para o tráfego pesado ($300 < FN < 1000$). Nota-se que nenhuma mistura é apropriada para tráfego extremamente pesado ($FN > 1000$).

Pode-se analisar a partir dos resultados da pesquisa, que substituindo o ligante convencional pelo ligante modificado aumenta o valor do ensaio de FN, com isso, acarretando em um aumento da resistência à deformação permanente. Almeida Jr (2016) comparou os resultados do CAP 50/70 e AMP 60/85 em sua pesquisa. Em seu trabalho, a mistura S BAI FXC 50-70 apresentou um valor de FN 496, a mesma mistura com a substituição do CAP 50/70 pelo AMP 60/85 demonstrou um valor de FN de 5367. Apenas a mudança do ligante melhorou o valor de FN em 10,82 vezes. Bonh (2017) encontrou para a mistura quente composta pelo CAP 50/70 um valor de FN de 38. A mesma autora, quando utilizou a mesma mistura com o AMP 60/85, obteve um FN de 496, um aumento de 3,73 vezes quando comparado ao ligante convencional.

Onofre (2012), em uma parte de sua pesquisa, comparou duas misturas com agregados de origem basáltica e granítica compostas pelo CAP Replan 50/70. A

mistura com os agregados graníticos apresentou um valor de FN igual a 124 e a mistura constituída de agregados basálticos exibiu um valor de FN igual a 1977. Apenas trocando o tipo de agregado, ocorreu um aumento de 20 vezes o valor de FN. Este fato também ocorreu na presente pesquisa, mas em menor escala. Importante salientar que os dois materiais pétreos são de regiões diferentes dos da pesquisa. Este é um dos fatos que podem explicar a diferença entre as escalas de valores. As misturas do estudo compostas pelos agregados basálticos apresentaram valores de FN superiores as misturas com agregados graníticos, enquanto as misturas BS 50/70 e GS 50/70 exibiram valores de FN semelhantes. Como já foi relatado, as misturas com agregados basálticos são em média 1,39 vezes maiores que as amostras compostas de agregados graníticos no presente estudo.

A presente pesquisa, além de realizar o ensaio de FN para verificar a resistência à deformação permanente, utilizou o FAD para verificar as condições das misturas frente a deformação permanente. A Tabela 39 mostra os resultados de FN e FAD para as misturas da pesquisa.

Tabela 39 - Resultados das misturas asfálticas para o ensaio de FN e FAD

Misturas	FAD - Interação	Porosidade FAD (%)	FN 1 (Ciclos)
BS 50/70	12,5 - 1,18	26,0	65
GS 50/70		26,1	68
BC 50/70		25,6	175
GC 50/70		25,5	123
BS 60/85		26,3	509
GS 60/85		26,1	340
BC 60/85		25,4	720
GC 60/85		25,3	431

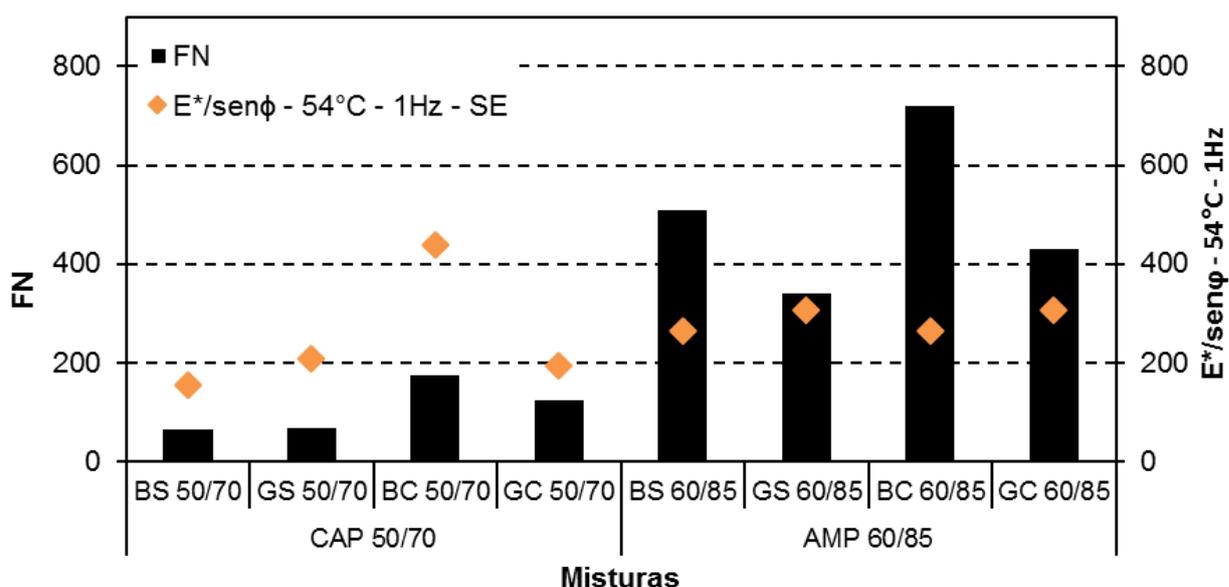
Fonte: (Autor).

Na pesquisa, os esqueletos minerais de todas as misturas são iguais. Por essa razão, os números de interações do FAD são iguais e os resultados das porosidades

são semelhantes. Mesmo que as misturas variem os valores dos teores de ligante asfáltico, a diferença dos resultados é pequena. No estudo, mesmo os valores de FAD sendo muito baixos, não se podem relacionar com os valores de FN. Um exemplo seria entre as misturas BC 50/70 e BC 60/85, onde as duas misturas possuem o mesmo esqueleto mineral, e tipo de agregado, diferindo apenas nos ligantes asfálticos. A mistura composta pelo ligante modificado possui valor de FN 4,11 vezes maior que a mistura com o ligante convencional. Em contrapartida, a mistura com o CAP 50/70 possui um valor de FAD igual a 25,6%. Já a mistura com o AMP 60/85 possui um valor de porosidade de 25,4%, diferença de apenas 0,2%. Outros estudos utilizaram a metodologia da FAD e conseguiram uma boa relação. No presente estudo, como o esqueleto mineral é igual para todas as misturas, a relação entre os resultados da metodologia FAD com os resultados de FN não foi satisfatória.

Em relação à inferência à deformação permanente realizada no ensaio de módulo complexo, foi possível comparar com os resultados do ensaio de FN. A Figura 61 mostra a comparação dos resultados do ensaio de FN e a inferência $E^*/\text{sen } \phi$.

Figura 61 – $E^*/\text{sen } \phi$ a 54°C, na frequência 1 Hz, comparando com os resultados do ensaio de FN



Fonte: (Autor).

As misturas compostas pelo AMP 60/85 apresentaram resultados superiores as amostras com o CAP 50/70 na inferência $E^*/\text{sen } \phi$. Com isso, possuem uma maior resistência à deformação permanente. Este fato também ocorreu no ensaio FN com as misturas compostas pelo AMP 60/85.

Quando se visualiza a diferença dos resultados das misturas com e sem cal, percebe-se que as misturas compostas pelo aditivo possuem valores superiores $E^*/\text{sen } \phi$ ao longo das frequências na Tabela 59. Esse fato é confirmado no ensaio de FN, no qual as misturas com cal apresentam uma maior resistência a deformação permanente.

Em relação aos resultados, comparando o tipo de agregado, a avaliação é inconclusiva. Ocorrem variações dos resultados ao longo das frequências. Por exemplo, a amostra BS 50/70 SE possui um valor de $E^*/\text{sen } \phi$ menor que a mistura GS 50/70 SE, porém, a mistura BC 50/70 possui um valor $E^*/\text{sen } \phi$ maior que a mistura GC 50/70 SE. Esta situação também ocorre nas misturas com o ligante AMP 60/85.

A inferência à deformação permanente apresentou resultados semelhantes aos encontrados no ensaio de FN, mostrando que a resistência do ligante modificado é superior quando comparada a do ligante convencional. Da mesma forma, que adicionar a cal aumenta a resistência das misturas frente à deformação permanente.

4.3 PROPRIEDADES DE COESÃO E ADESÃO

Neste item são apresentados os resultados de *Lottman Modificado*, FN e Módulo Complexo. Todos os ensaios seguiram o protocolo da AASHTO 283. Para os ensaios FN e Módulo complexo, após o protocolo foram realizados os ensaios seguindo os procedimentos já mencionados.

4.3.1 Dano por umidade induzida

Este ensaio avalia a propriedade de adesividade nas misturas asfálticas, considerando o efeito deletério da água.

Primeiramente, foram formados dois grupos, Grupo 1 e Grupo 2, cada um com três corpos de prova, conforme descrito na metodologia. O Grupo 1 (RT1) corresponde as amostras que não sofreram ciclos de condicionamento. Em contrapartida, o grupo 2 (RT2) corresponde as amostras que sofreram ciclos de

condicionamento. Os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral das misturas estão descritos na A Tabela 40, assim como seus desvios-padrões e coeficientes de variação, além da Resistência Retida à Tração (RRT).

Tabela 40 – Valores de Resistência Retida à Tração para o ensaio de *Lottman Modificado*

Mistura	RT1 (MPa)	DP (MPa)	Cv(%)	RT2 (MPa)	DP (MPa)	Cv(%)	RRT (%)
BS 50/70	1,163	0,107	9,24	1,089	0,293	26,88	93,64
GS 50/70	1,406	0,118	8,37	1,209	0,112	9,24	85,96
BC 50/70	1,305	0,004	0,31	1,236	0,091	7,38	94,70
GC 50/70	1,465	0,139	9,48	1,241	0,242	19,52	84,71
BS 60/85	1,665	0,124	7,43	1,649	0,189	11,46	99,09
GS 60/85	1,654	0,093	5,65	1,638	0,117	7,17	99,05
BC 60/85	1,665	0,008	0,47	1,887	0,077	4,09	113,31
GC 60/85	1,538	0,292	18,97	1,413	0,062	4,36	91,82

Fonte: (Autor).

Através dos dados obtidos nos ensaios, foi realizado um tratamento estatístico para as amostras, com a intenção de verificar as principais variáveis (agregado, cal e ligante asfáltico) desta pesquisa. Para a análise dos dados foi empregada a ferramenta de regressão linear múltipla, disponível no software Excel. Foram selecionadas as variáveis que têm interferência sobre as variáveis respostas RT1, RT2 e RRT.

A forma que foram realizadas as regressões esta explicada no item 4.1.1. No mesmo item estão presentes as variáveis explicativas utilizadas. A Tabela 41, 42 e 43 mostram os resultados dos testes ANOVA.

Tabela 41 – Resultado teste ANOVA para o RT1

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	p- valor
Regressão	3	0,46	0,15	6,47	0,00402685
Resíduo	17	0,40	0,02		
Total	20	0,86			

Fonte: (Autor).

Tabela 42 - Resultado teste ANOVA para o RT2

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	p- valor
Regressão	3	1,16	0,39	10,19	0,00065722
Resíduo	15	0,57	0,04		
Total	18	1,72			

Fonte: (Autor).

Tabela 43 - Resultado teste ANOVA para o RRT

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	p- valor
Regressão	3	442,61	147,54	4,73	0,08371337
Resíduo	4	124,76	31,19		
Total	7	567,37			

Fonte: (Autor).

Por meio dos dados da Tabela 41 e Tabela 42, pode-se analisar que o nível de significância é menor que 5% para o ensaio de RT1 e RT2. Dessa forma, os modelos de regressão linear múltipla são estatisticamente significativos para estes ensaios. Em contrapartida, quando se analisa os dados obtidos do RRT, verifica-se que o resultado foi de 8%, maior que o valor de significância do teste. Vale salientar que, os dados utilizados para as análises do teste ANOVA, para RRT, foram as médias das relações entre RT1 e RT2. Este fato se diferencia das demais análises, pois outros testes foram realizados com os dados das amostras. Por essa razão, como o RRT possui valor

maior que 5% de significância, o teste não é significativo. A Tabela 44 mostra os resultados do teste t.

Tabela 44 – Resultados dos valores do teste t

Variáveis	RT 1		RT 2	
	β	valor - p	β	valor - p
Constante	1,2939	0,00001	1,2059	0,00001
Agregado	0,0505	0,46379	-0,1028	0,27391
Cal	0,0292	0,67256	0,0806	0,38250
Ligante	0,2899	0,00048	0,4658	0,00012

Fonte: (Autor).

Com base nos dados da Tabela 44, as variáveis explicativas Agregado e Cal demonstraram valores maiores que 5% de significância no teste t. Logo, essas variáveis não são significativas para os modelos de RT1 e RT2.

Na Tabela 45 estão descritos os resultados estatísticos de regressão.

Tabela 45 – Resultado da Regressões Lineares múltiplas para os ensaios de RT1 e RT2

Estatística de regressão	RT1	RT2
R múltiplo	0,730	0,819
R-Quadrado	0,533	0,671
R-quadrado ajustado	0,451	0,605
Erro padrão	0,154	0,194
Observações	21	19

Fonte: (Autor).

Por meio da Tabela 45, foi adquirido um $R^2 = 0,73$ para o RT1 e um $R^2 = 0,819$ para o RT2, mostrando que os modelos de regressão linear múltipla ajustados são capazes de explicar 73% da variabilidade dos dados para o RT1 e 81,9% para o RT2.

As equações 18 e 19 apresentam os modelos gerados para ensaio de *Lottman Modificado*, por meio dos coeficientes gerados na Tabela 44.

Equação 18 – Modelo referente ao ensaio de *Lottman modificado* para RT1

$$RT1 = 1,2939 + 0,0505. A + 0,0292. B + 0,2899. C \quad (18)$$

Equação 19 - Modelo referente ao ensaio de *Lottman modificado* para RT2

$$RT2 = 1,2059 - 0,1028. A + 0,0806. B + 0,4658. C \quad (19)$$

Onde:

A é o tipo de agregado, que varia nas categorias basalto = 0 ou granito = 1;

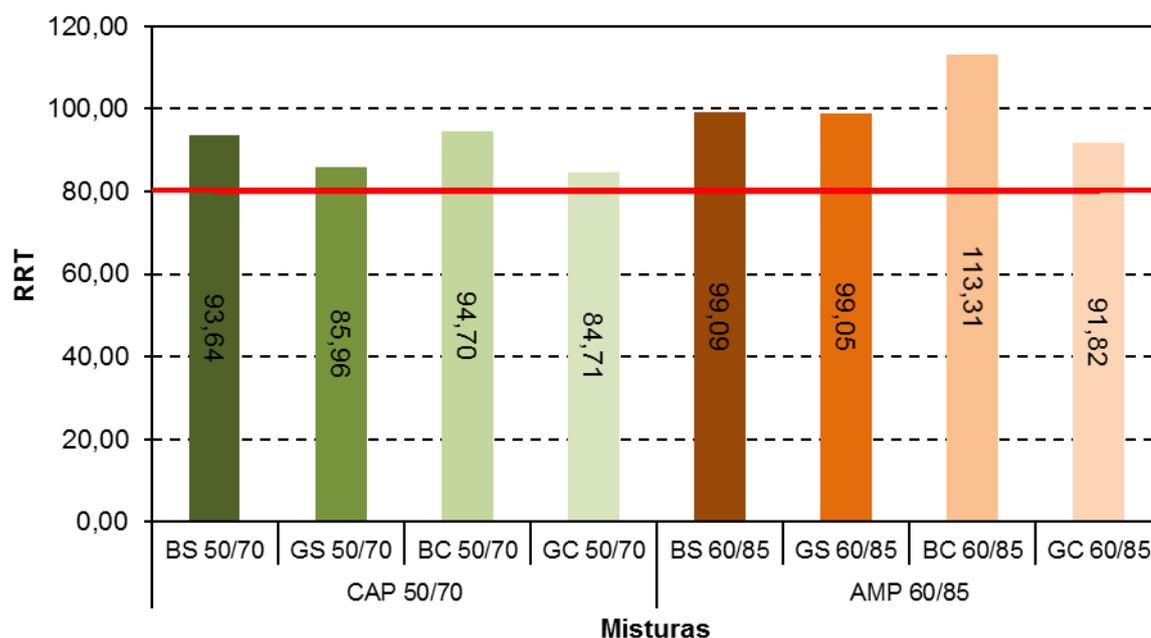
B é o tipo de aditivo, que varia nas categorias sem cal = 0 ou com cal = 1;

C é o tipo de ligante asfáltico, que varia nas categorias CAP 50/70 = 0 ou AMP 60/85 = 1.

A finalidade desta análise foi de apenas verificar se as variáveis eram significativas para o ensaio de *Lottman Modificado*. As Equações 18 e 19 geradas servem apenas para esta pesquisa.

Após a análise estatística, é possível averiguar os resultados do ensaio de *Lottman Modificado*. Para um melhor entendimento, os resultados de RRT estão descritos na Figura 62.

Figura 62 – Resultados do ensaio de Lottman Modificado para a resistência retida a tração



Fonte: (Autor).

Pode-se verificar que apenas a mistura BC 60/85 ficou com o valor de RT2 superior ao RT1, com isso o resultado de RT2 foi de 113,31%.

Observou-se que todas as misturas estudadas obtiveram a RRT mínima requerida de 80% proposta pela metodologia Superpave. A mistura GC 50/70 foi a amostra que apresentou o menor valor de RRT entre as misturas. Com tudo, este valor está dentro do limite aceitável pela norma, descrita na metodologia. Portanto, de acordo com os resultados, nenhuma mistura é considerada suscetível ao dano por umidade.

É possível verificar, a partir dos dados obtidos no ensaio, que adicionar cal e utilizar ligante modificado aumenta a resistência a tração das misturas asfálticas. Estes fatores também ocorrem no ensaio de RT tradicional.

Quando se examina os resultados de RRT, não é possível afirmar que adicionar a cal aumenta o valor de RRT nas misturas. Tem-se dois exemplos: o primeiro é quando se compara as misturas BS 50/70 e BC 50/70, onde a mistura com cal apresenta 94,7% de RRT e a amostra sem o aditivo possui valor de 93,64%, tornando a mistura com cal mais resistente a dano por umidade; O segundo é quando se

confronta as misturas GS 60/85 e GC 60/85, onde ocorre uma diminuição do valor de RRT na mistura composta por cal.

Ao analisar o RRT pela troca do tipo de ligante, é possível verificar que todas as misturas que utilizaram o AMP 60/85 apresentaram valores de RRT superiores as misturas com o CAP 50/70. Por essa razão, é possível afirmar que trocar o ligante convencional pelo modificado aumenta a resistência ao dano por umidade nas misturas asfálticas.

Verificou-se que a única mistura que obteve valor de RT2 maior que RT1 foi a mistura BC 60/85, conseqüentemente, o valor de RRT foi superior a 100%. Este fator também foi analisado por Gouveia et al. (2004), Furlan (2006), Bock (2009) e Ribeiro (2011). Este valor superior a 100% pode estar relacionado a variabilidade do ensaio de RT ligado ao grau de saturação (55 a 80%) e Vv ($7 \pm 1\%$).

Como sabe-se apenas o valor estimado de Vv, não é possível analisar as conexões entre os vazios. Conforme Arambula (2007), um maior grau de conexões entre os vazios possibilita uma maior entrada de água na mistura e um aumento da suscetibilidade ao dano por umidade.

Por meio do software citado no item 3.4.3.1, foi possível adquirir novos parâmetros para o ensaio de *Lottman Modificado*. Os mesmos, estão descritos na Tabela 46, com seus Desvios-padrões e coeficientes de variação.

A Tabela 47 mostra as relações entre os valores obtidos no grupo 1 e grupo 2. As relações consistem na divisão dos dados do grupo 2 pelo grupo 1. Como não foi realizado um ensaio específico para o dano por fadiga, os valores servem como informações para realizações de pesquisas no futuro.

Tabela 46 – Resultados das médias, DP e CV dos parâmetros de tenacidade, Energias, IT e IF para cada mistura asfáltica

Mistura	Valores	Tenacidade 1 (N/mm)	EnergyPmax 1 (N*m (j))	EnergyTotal 1 (N*m (j))	IT 1	IF 1	Tenacidade 2 (N/mm)	EnergyPmax 2 (N*m (j))	EnergyTotal 2 (N*m (j))	IT 2	IF 2
BS 50/70	Média	1,098	17,215	46,416	0,176	21,366	1,301	20,562	46,416	0,211	37,019
	DP	0,023	1,475	0,457	0,052	0,483	0,305	4,761	9,612	0,001	11,894
	CV (%)	2,13	8,57	0,98	29,44	2,26	23,43	23,15	20,71	0,49	32,13
GS 50/70	Média	1,115	17,483	43,994	0,148	11,913	0,912	13,685	43,994	0,125	12,302
	DP	0,131	2,077	3,462	0,020	1,357	0,053	0,805	0,726	0,044	2,327
	CV (%)	11,75	11,88	7,87	13,74	11,39	5,78	5,89	1,65	34,93	18,92
BC 50/70	Média	1,281	24,823	47,705	0,143	16,109	1,188	18,296	47,705	0,170	12,196
	DP	0,115	9,383	1,984	0,071	1,227	0,255	4,646	2,812	0,088	5,107
	CV (%)	8,97	37,80	4,16	49,96	7,61	21,43	25,40	5,89	52,10	41,87
GC 50/70	Média	1,286	17,672	48,333	0,152	14,314	0,811	12,192	48,333	0,126	10,308
	DP	0,335	2,122	5,091	0,037	2,840	0,219	3,145	7,323	0,038	1,720
	CV (%)	26,03	12,01	10,53	24,47	19,84	27,00	25,79	15,15	30,38	16,69
BS 60/85	Média	1,865	28,572	73,723	0,167	25,303	2,114	43,414	73,723	0,066	24,744
	DP	0,214	3,985	5,700	0,037	3,962	0,280	13,251	11,864	0,030	4,885
	CV (%)	11,49	13,95	7,73	21,81	15,66	13,24	30,52	16,09	44,79	19,74
GS 60/85	Média	1,533	24,049	59,629	0,134	16,273	1,220	18,989	59,629	0,106	11,450
	DP	0,240	5,140	6,415	0,061	4,032	0,100	1,599	4,277	0,004	0,723
	CV (%)	26,03	21,37	10,76	45,89	24,78	27,00	8,42	7,17	3,39	6,31
BC 60/85	Média	1,513	23,386	61,895	0,152	19,091	1,858	28,928	61,895	0,128	17,665
	DP	0,232	2,914	15,683	0,061	4,657	0,167	3,311	4,037	0,036	1,579
	CV (%)	15,36	12,46	25,34	40,59	24,39	8,97	11,44	6,52	28,23	8,94
GC 60/85	Média	1,487	28,782	54,871	0,139	16,015	0,997	22,807	54,871	0,105	10,245
	DP	0,214	11,098	6,315	0,042	0,524	0,088	11,766	2,396	0,031	3,057
	CV (%)	14,40	38,56	11,51	30,01	3,27	8,79	51,59	4,37	29,27	29,84

Fonte: (Autor).

Figura 47 – Relações dos parâmetros de tenacidade, Energias, IT e IF para cada mistura asfáltica

Mistura	Tenacidade Retida	EnergyPmax Retida	EnergyTotal Retida	IT Retida
BS 50/70	118,50	119,44	115,47	120,18
GS 50/70	81,82	78,28	79,79	84,50
BC 50/70	92,74	73,70	107,32	118,96
GC 50/70	63,05	68,99	68,31	82,41
BS 60/85	113,40	151,95	101,94	39,56
GS 60/85	79,58	78,96	79,11	78,91
BC 60/85	122,82	123,69	115,87	84,64

Fonte: (Autor).

4.3.2 Módulo Complexo

O ensaio de Módulo Complexo foi realizado segundo os procedimentos do item 4.1.2. Na pesquisa, como já citado na metodologia, foi realizado o ensaio de Módulo Complexo após ciclos de condicionamento. O objetivo deste item é verificar a rigidez das misturas asfálticas no comportamento viscoelástico, considerando o efeito deletério da água em misturas asfálticas. Os ciclos de condicionamentos foram baseados na norma AASHTO T 283. Foram formados dois grupos, grupo 1 (Sem o ciclo de condicionamento) e grupo 2 (Com ciclos de condicionamento). As mesmas amostras que foram utilizadas para o grupo 1, também foram empregadas no grupo 2.

Os valores médios de módulo dinâmico e ângulo de fases para as duas amostras por mistura, estão descritos no Apêndice B.

Com a finalidade de separar as misturas do grupo 1 e 2, foi padronizada, para as amostras do grupo 2, a seguinte nomenclatura: “nome da mistura + CO”. A simbologia está descrita no item 4.1.2.

Empregou-se o modelo reológico 2S2P1D para a formação do espaço Cole Cole, Diagrama de Black e das curvas mestras de Módulo Dinâmico e Ângulo de fase das misturas por meios dos dados experimentais. Foram utilizados os sete parâmetros do modelo e as constantes C1 e C2, para cada uma das oito misturas estudadas,

conforme descrito na Tabela 48. A mesma mostra os resultados das misturas do grupo 1 e grupo 2.

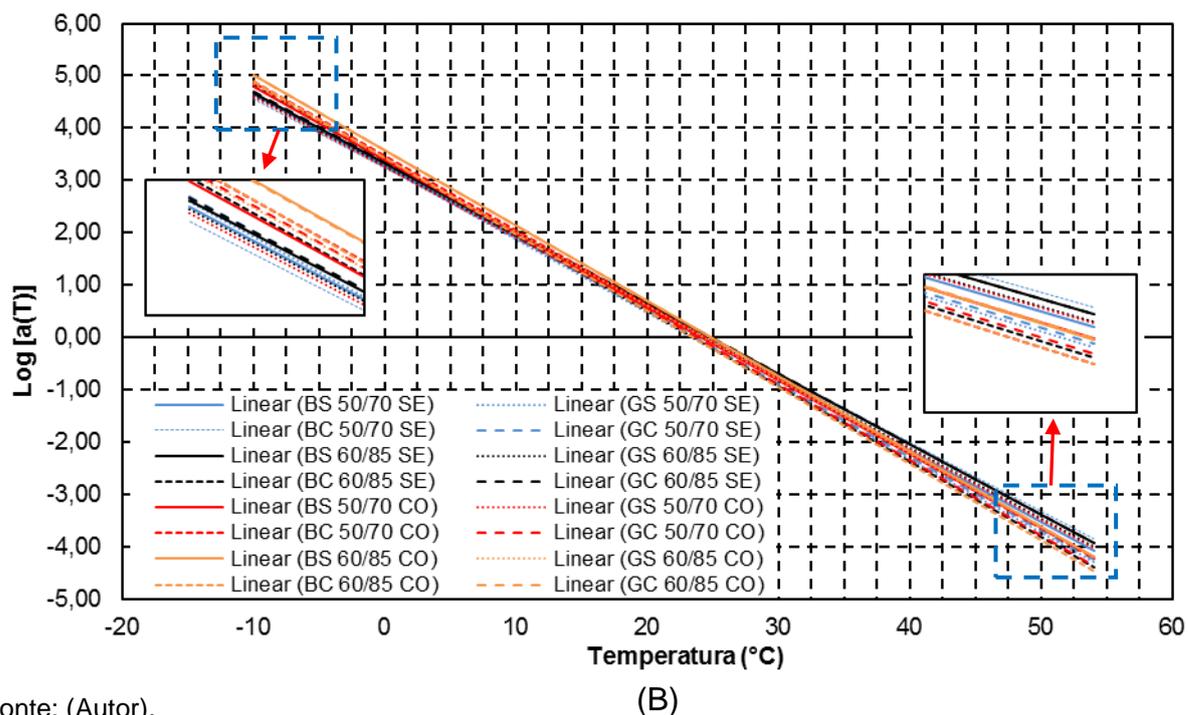
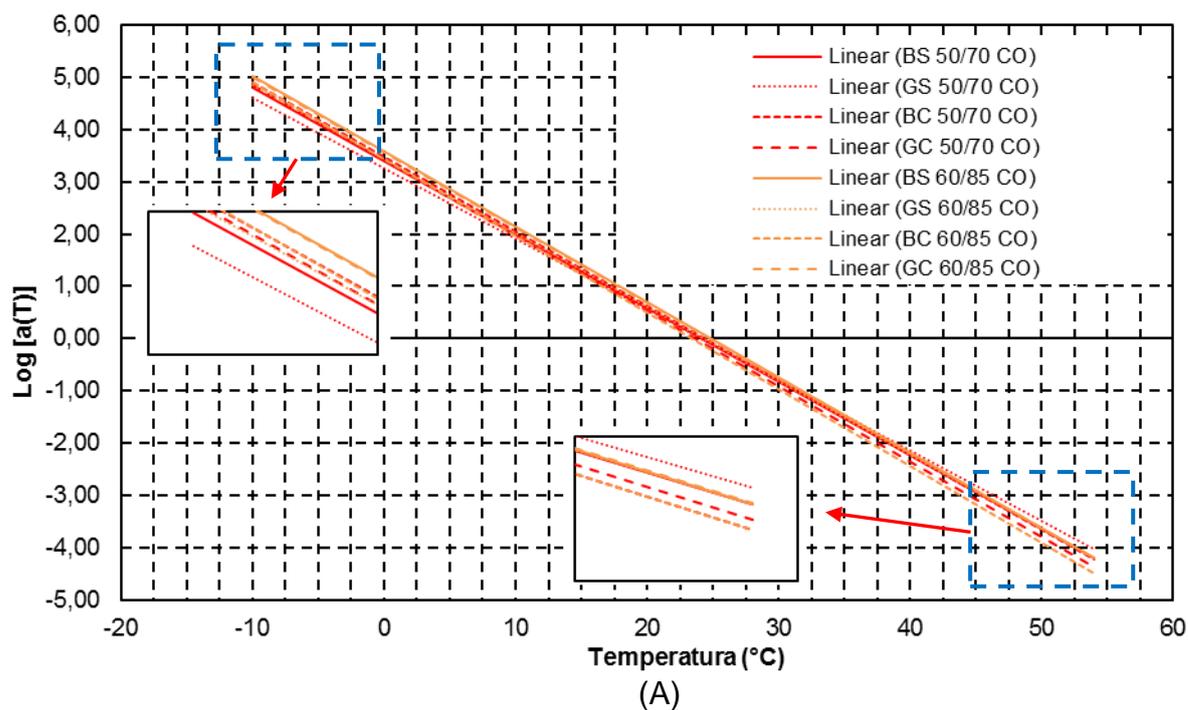
Tabela 48 – Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 de cada mistura

MISTURA	E*							WLF	
	E ₀₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	k	h	$\bar{\delta}$	τ_E (s)	β	C1	C2
BS 50/70 SE	57	32400	0,228	0,595	2,45	0,140	500	22,38	167,62
GS 50/70 SE	63	33400	0,225	0,590	2,85	0,160	500	30,20	217,95
BC 50/70 SE	84	34200	0,240	0,646	2,45	0,140	1000	17,85	140,32
GC 50/70 SE	50	30300	0,245	0,612	2,90	0,130	2000	27,22	197,11
BS 60/85 SE	68	29000	0,251	0,605	2,90	0,050	2000	17,76	136,56
GS 60/85 SE	78	30250	0,226	0,589	2,40	0,075	1000	20,89	158,37
BC 60/85 SE	79	31000	0,260	0,660	2,40	0,200	8000	30,16	211,66
GC 60/85 SE	81	31000	0,220	0,608	2,41	0,130	3000	19,59	147,12
BS 50/70 CO	48	35800	0,216	0,546	2,25	0,042	500	23,07	167,60
GS 50/70 CO	55	37300	0,210	0,597	2,85	0,045	6000	21,91	165,72
BC 50/70 CO	44	38000	0,205	0,572	2,05	0,060	3000	21,34	153,74
GC 50/70 CO	62	35800	0,220	0,712	3,60	0,160	1000	27,21	191,49
BS 60/85 CO	64	33600	0,205	0,616	2,36	0,035	10000	19,01	136,55
GS 60/85 CO	72	36700	0,215	0,620	3,00	0,070	5000	21,85	158,24
BC 60/85 CO	80	37400	0,200	0,595	2,46	0,090	10000	30,64	211,53
GC 60/85 CO	65	39500	0,215	0,570	2,60	0,070	10000	18,89	135,95

Fonte: (Autor).

Pode-se perceber, por meio dos resultados da Tabela 48, que as misturas que sofreram ciclos de condicionamento apresentam em sua maioria valores de E₀₀ menores que as misturas que não sofreram ciclos de condicionamento. Quando se analisa o módulo de elasticidade estático, verifica-se que as misturas do grupo 2 demonstraram valores superiores as misturas do grupo 1.

Todas as figuras que foram obtidas pela modelagem 2S2P1D serão apresentadas com duas imagens, a primeira imagem (A) será com os resultados apenas do grupo 2 e a segunda imagem (B) mostrará os resultados dos dois grupos juntos para realizar uma melhor discussão sobre os resultados. A Figura 63 mostra os resultados das linhas de tendências das curvas $\log [a(T)]$.

Figura 63– Linhas de tendência das curvas $\log [a(T)]$ para todas as misturas a 21°C.

Fonte: (Autor).

Pode-se perceber que para as misturas que sofreram ciclos de condicionamento, a mistura BC 60/85 CO foi a que apresentou ser mais suscetível à temperatura, pois a mesma mostra ter a linha de tendência mais na vertical. Porém, a

mistura GS 50/70 CO apresenta o melhor comportamento frente a suscetibilidade térmica, tendendo a ter mais estabilidade.

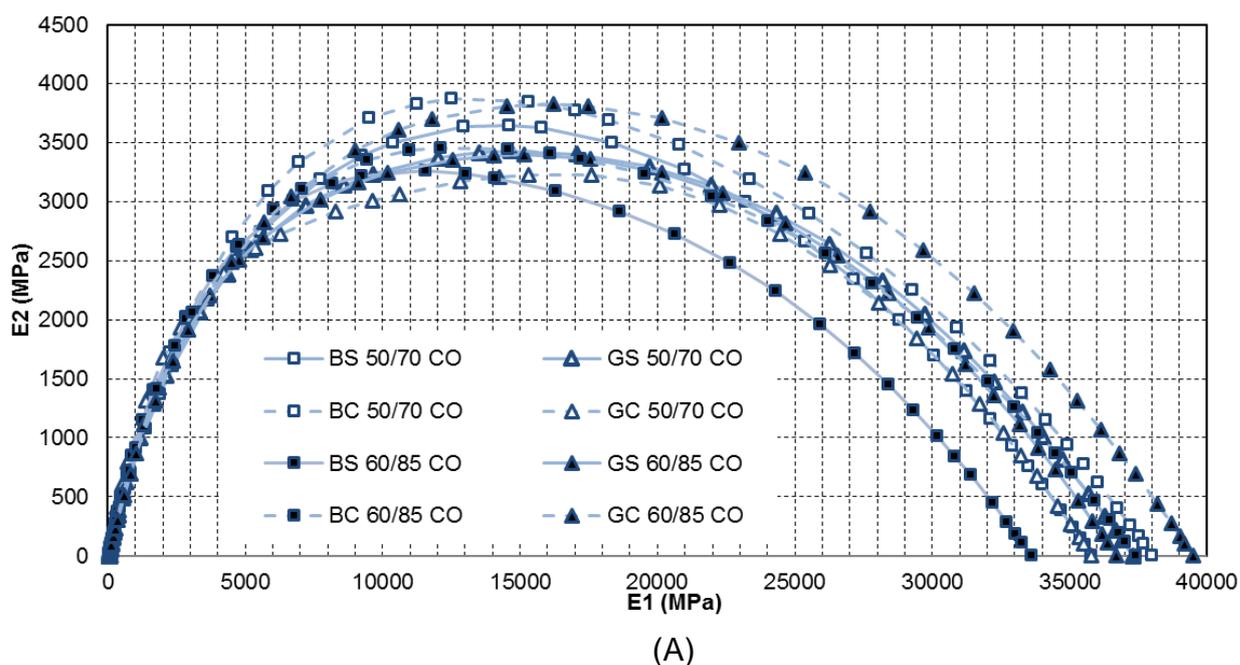
Quando se analisa as misturas que sofreram ou não ciclos de condicionamento, a mistura BC 60/85 CO é a amostra que possui a maior suscetibilidade térmica, demonstrando ser a mistura menos estável. A mesma mistura também apresentou um comportamento semelhante sem os ciclos de condicionamento.

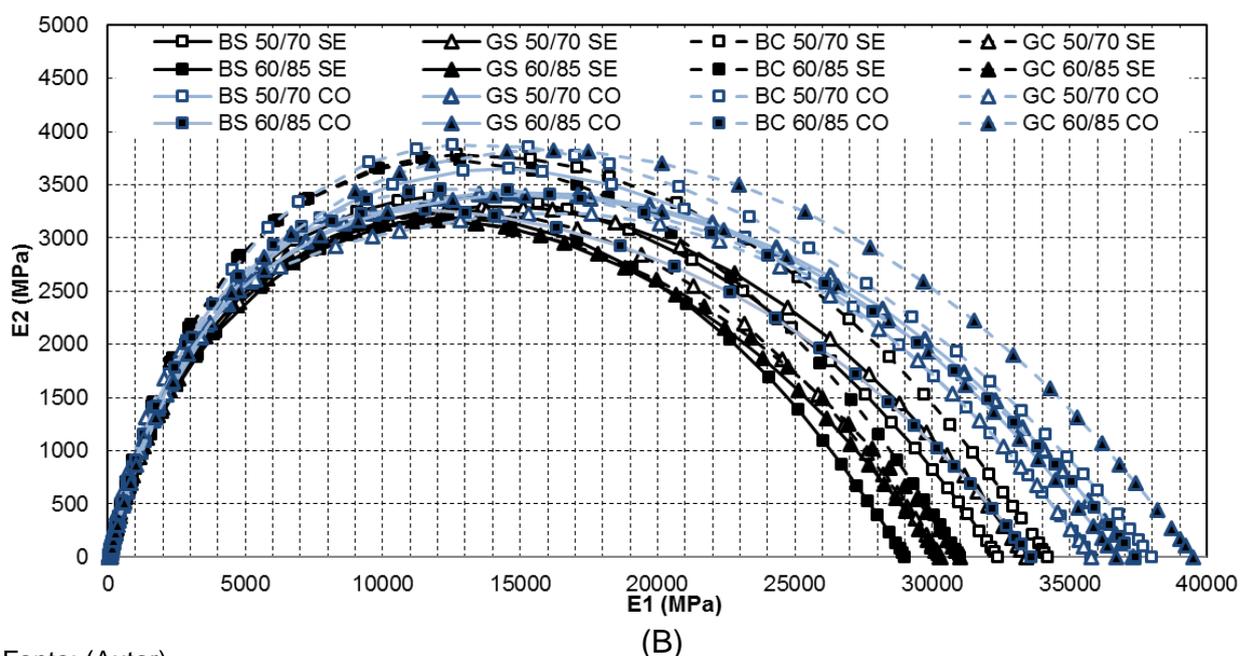
Analisando-se as oito misturas da pesquisa, apenas a mistura GS 50/70 CO apresentou ser menos susceptível que a mistura GS 50/70 SE, pois apresentou uma linha de tendência mais na horizontal. As demais misturas que sofreram ciclos de condicionamento, mostraram linhas de tendências mais verticais que as misturas sem o ciclo, demonstrando que o ciclo de condicionamento tornou as misturas mais suscetíveis termicamente.

Portando, pode-se analisar que o efeito deletério da água aumentou a suscetibilidade térmica destas misturas.

A Figura 64 mostra de maneira gráfica os resultados da modelagem 2S2P1D, das misturas do grupo 2, no espaço Cole Cole.

Figura 64 – Espaço Cole Cole para as misturas do grupo 2, adquirido com a modelagem 2S2P1D





Fonte: (Autor).

Quando se observa as diferenças entre as misturas do grupo 1 e 2, pode-se observar que as amostras do grupo 2 apresentam valores de E2 superiores as amostras do grupo 1. A única exceção é a mistura BC 60/85 CO a qual possui um menor comportamento viscoso que a mistura BC 60/85 SE. As demais amostras do grupo 2 demonstram um maior comportamento viscoso que as mesmas misturas do grupo 1, demonstrando que o ciclo de condicionamento fez com que as misturas condicionadas sofressem uma maior solicitação do seu esqueleto mineral e maior dissipação de energia, devido ao aumento do módulo de perda.

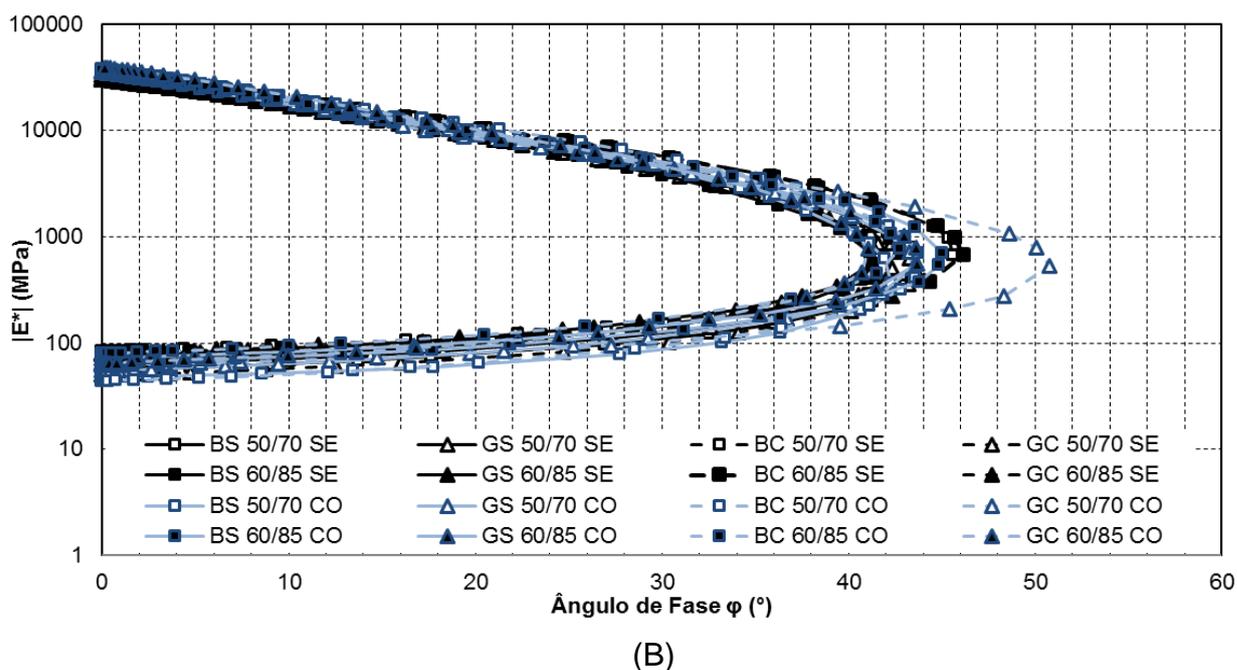
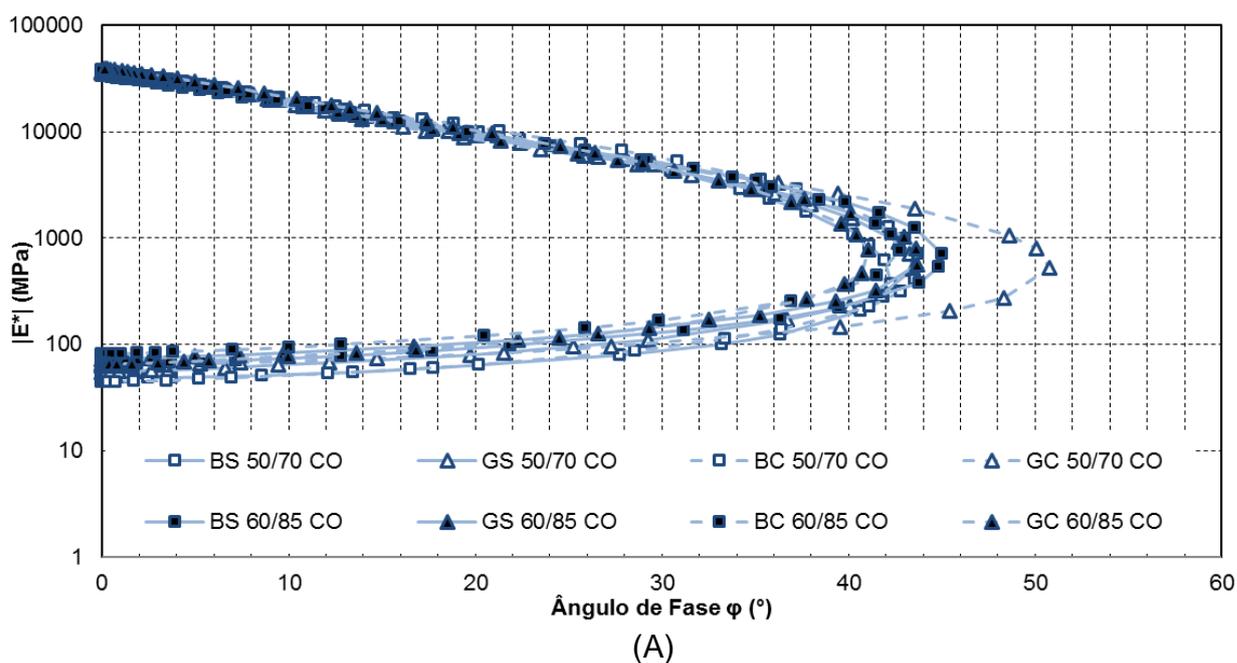
Verifica-se que as misturas do grupo 2 demonstraram valores de E1 superiores as misturas do grupo 1. Este fato demonstra que após os ciclos de condicionamento, as amostras apresentaram um maior comportamento elástico, devido aos altos valores do módulo de armazenamento.

Williams e Breakah (2010) realizaram um estudo com 16 misturas asfálticas. Entre os ensaios da pesquisa, um deles foi o ensaio de Módulo complexo, o qual foi realizado em amostras secas (condição 1) e com ciclos de condicionamento (condição 4). As condições da pesquisa estão explicadas no item 4.3.3. Em seguida, os mesmos realizaram ciclos de condicionamento em suas amostras de módulo dinâmico, relatando que os resultados de módulo de perda e módulo de armazenamento foram inconclusivos, pois os valores não demonstraram nenhuma tendência. Os autores então concluíram que o módulo de perda e armazenamento não são recomendados

como ferramentas para avaliar o efeito do dano da umidade, por razão da dispersão dos dados e resultados mistos.

A Figura 65 mostra os resultados da modelagem 2S2P1D das misturas estudadas, que sofreram ciclo de condicionamento, para o diagrama Black.

Figura 65 – Diagrama Black para todas as misturas



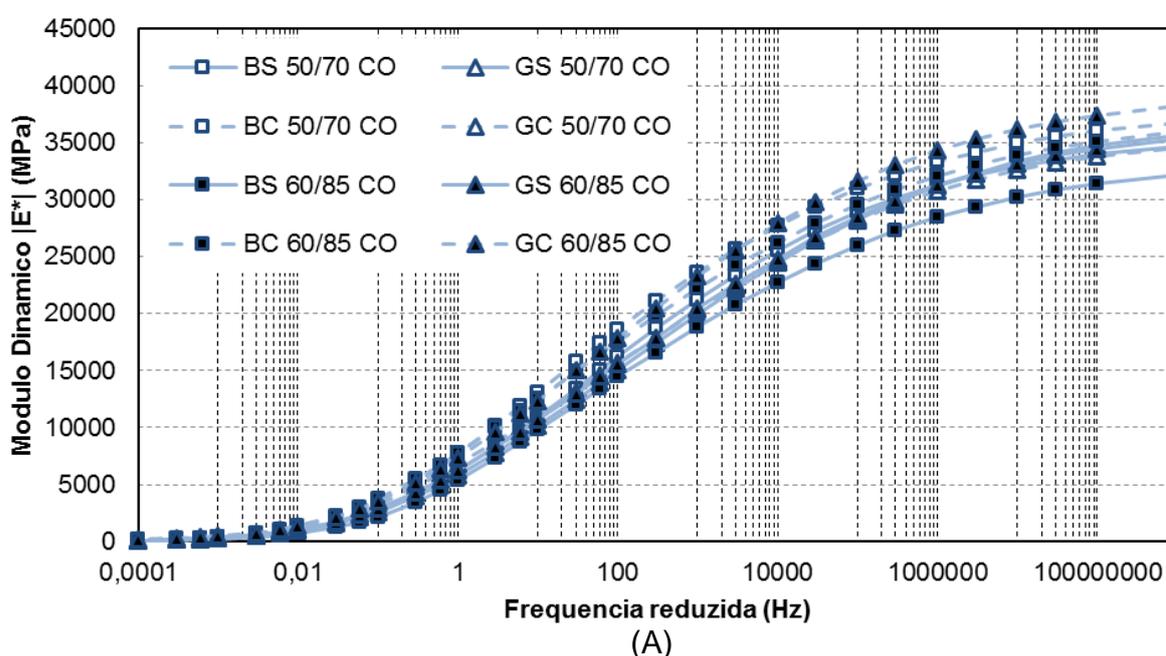
Fonte: (Autor).

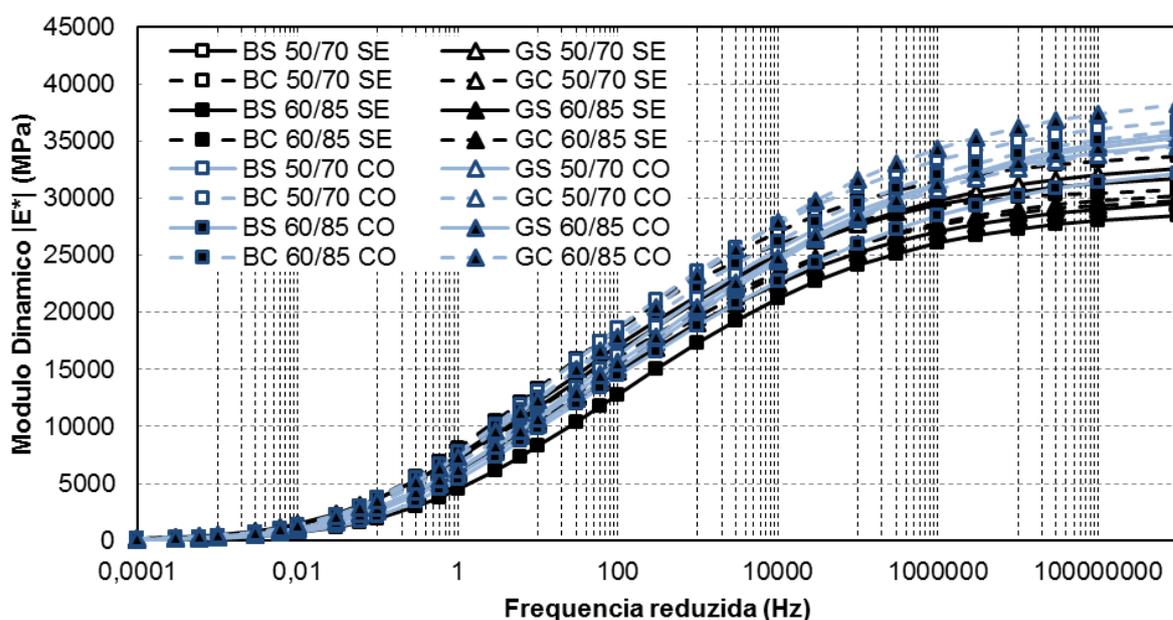
Quando se observa os resultados do diagrama Black, verifica-se que a mistura GC 50/70 CO apresentou o maior valor de ângulo de fase entre as misturas do grupo 2, com isso, demonstrando um comportamento mais viscoso que as demais misturas. Em contrapartida, a mistura BS 60/85 CO mostrou um menor valor de ângulo de fase, o que permite perceber que a mistura, possivelmente, dispõe um maior comportamento elástico quando confrontado às demais misturas.

As misturas do grupo 2, GS 50/70 CO, GC 50/70 CO, BS 60/85 CO e GS 60/85 CO, apresentam valores de ângulo de fase superiores as mesmas misturas do grupo 1. Este fato demonstra que essas misturas apresentam um maior comportamento viscoso, representando uma maior dissipação de energia. Porém, as misturas do grupo 1, BS 50/70 SE, BC 50/70 SE, BC 60/85 e GC 60/85, apresentam o mesmo comportamento que as misturas já citadas em relação as amostras do grupo 2. Logo, o ciclo de condicionamento em 50% das misturas aumentou o ângulo de fase, diminuindo a parcela elásticas da mesma.

Foram formadas, por meio do princípio da superposição tempo-temperatura as curvas mestras das misturas do grupo 2. As curvas foram ajustadas pelo método 2S2P1D e a temperatura de referência utilizada foi de 21°C. A Figura 66 mostra a curva mestra de módulo dinâmico adquirida por meio da modelagem 2S2P1D.

Figura 66 – Curvas Mestras de Módulo Dinâmico para as misturas do Grupo 2





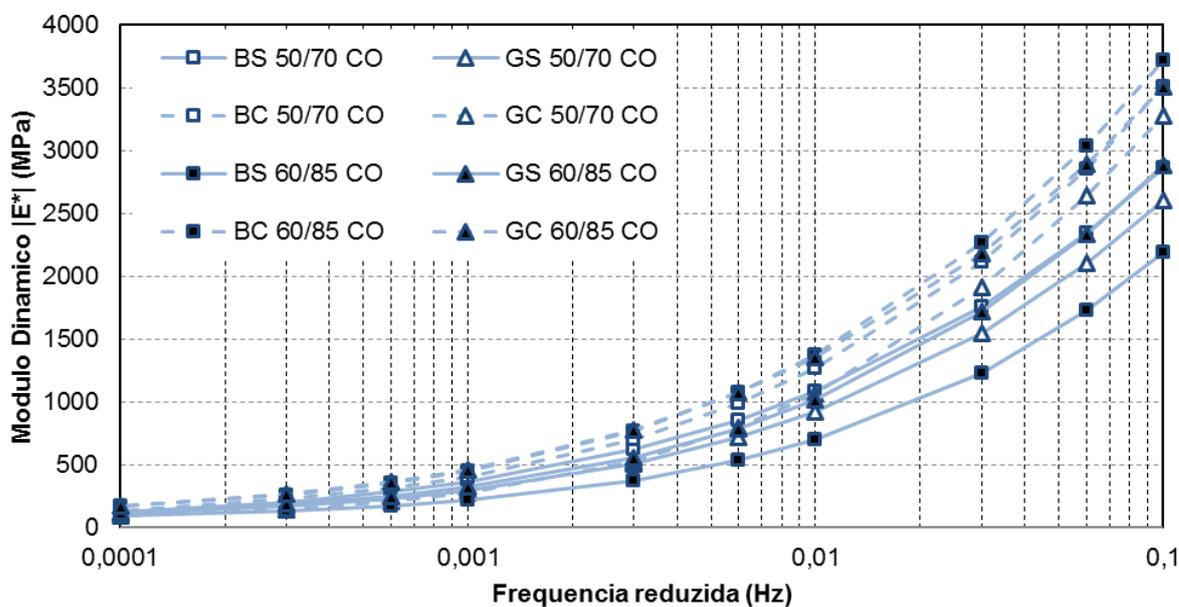
Fonte: (Autor).

(B)

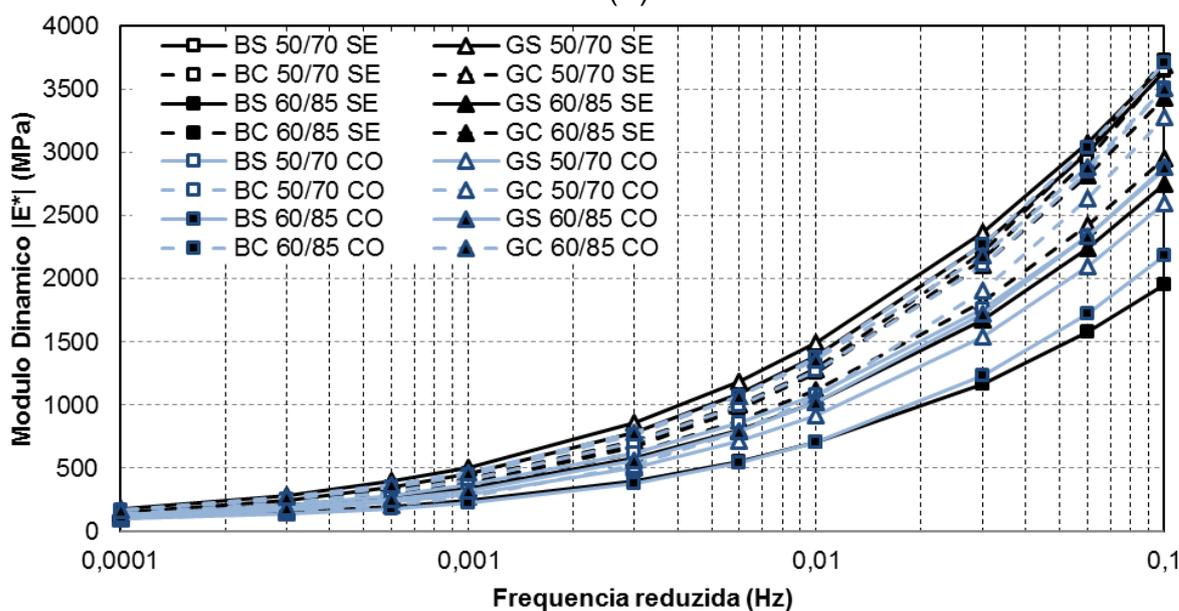
Nas altas frequências, de acordo com a Figura 67, pode-se analisar que as misturas do grupo 2 (CO) apresentaram valores de módulo dinâmico superiores as misturas do grupo 1 (SE). Com isso, as misturas que sofreram o ciclo de condicionamento, apresentaram valores de rigidez superiores as misturas sem o ciclo de condicionamento. A mistura que apresentou o maior valor de rigidez para as altas frequências foi a GC 60/85 CO, seguida pela BC 50/70 CO. Pode-se perceber que o ciclo de condicionamento em altas frequências aumentou os valores de rigidez. Esta condição pode ser explicada pelo fato das amostras condicionadas possuírem em seu interior resíduos de água. Como as altas frequências estão associadas as baixas temperaturas, essa umidade interna pode auxiliar no aumento da rigidez para as baixas temperaturas.

Analisando as baixas frequências (Figura 67), apenas as misturas GC 50/70 SE e GS 60/85 SE apresentaram valores de módulo dinâmico superiores as mesmas misturas do grupo 2. A mistura BS 60/85 SE possui valores de módulo superiores a mistura BS 60/85 CO até a frequência de 0,01Hz, a partir desta frequência, a mistura BS 60/85 CO apresenta maiores valores de rigidez. Nas demais misturas, as amostras do grupo 2 demonstraram ser mais rígidas que as misturas do grupo 1.

Figura 67 – Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências



(A)



(B)

Fonte: (Autor).

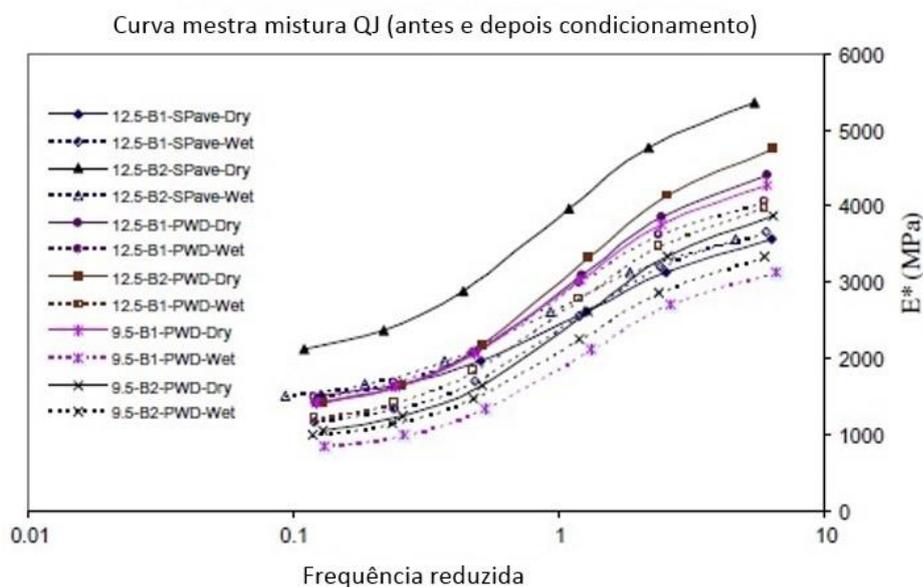
Na pesquisa de Williams e Breakah (2010), os autores dividiram as curvas mestras de suas misturas em 2 zonas, onde frequências acima de 10Hz eram consideradas altas frequências e abaixo de 10Hz baixas frequências. Para as baixas temperaturas, as amostras controles, em média, apresentaram valores superiores de módulo dinâmico que as amostras condicionadas. Já para as altas frequências, as

amostras condicionadas apresentaram valores superiores de rigidez quando comparadas as amostras controle.

Os resultados encontrados pelo autor vão de encontro com os da pesquisa, quando se refere as altas frequências. As misturas que sofreram ciclos de condicionamento demonstraram maiores valores de módulo dinâmico do que as misturas que não sofreram saturação. Nas baixas frequências, 62,5% das amostras sem condicionamento apresentaram resultados de módulo dinâmico superiores as amostras condicionadas. Para Williams e Breakah (2010), este valor sobe para 75%. Vale ressaltar que o autor possui o dobro de misturas que o presente estudo.

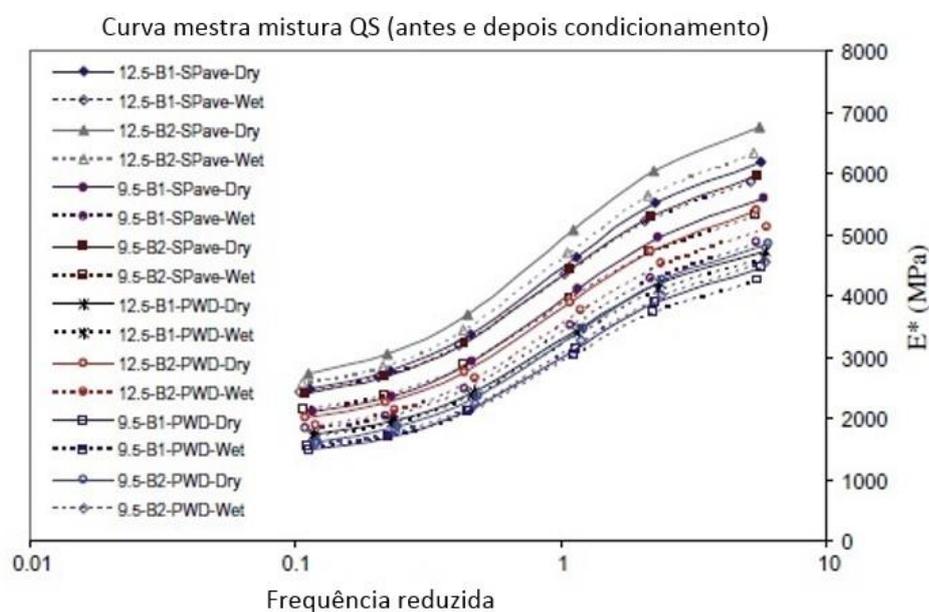
Ahmad et al (2014) descreveu que as misturas condicionadas apresentaram menores valores de módulo dinâmico que as misturas não condicionadas, indicando deterioração na interação agregado-ligante por razão da infiltração da umidade. As Figuras 68 e 69 mostram as curvas mestras do estudo.

Figura 68 – Curva mestra da mistura QJ de Ahmad et al (2014)



Fonte: (Adaptado de Ahmad et al., 2014)

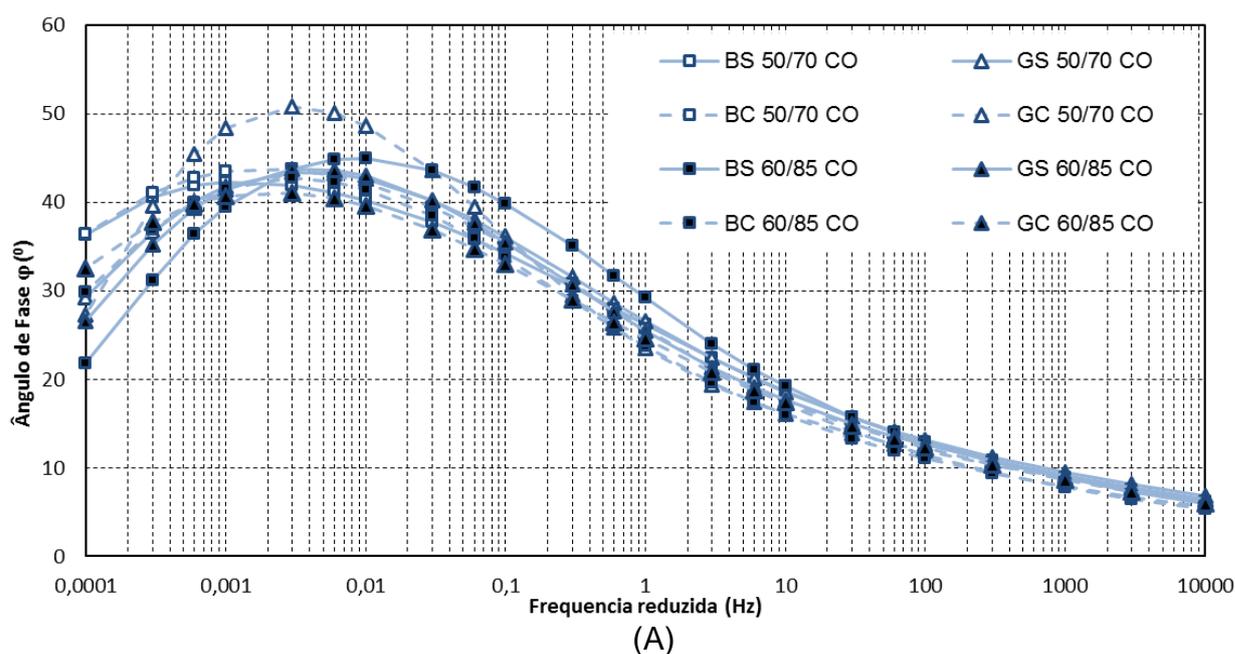
Figura 69 – Curva mestra da mistura QS de Ahmad et al (2014)

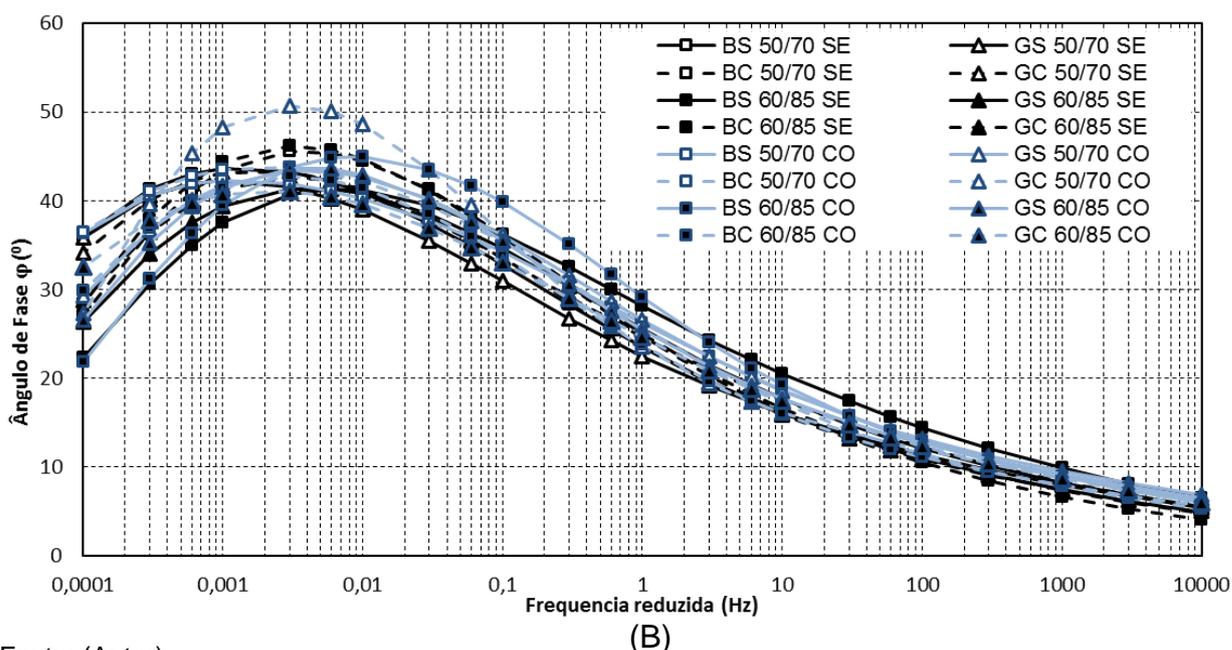


Fonte: (Adaptado de Ahmad et al., 2014)

A Figura 70 apresenta os resultados de ângulo de fase das misturas do grupo 2, por meio da modelagem 2S2P1D. A temperatura de referência utilizada foi 21°C.

Figura 70 – Curvas Mestras de ângulo de fase para as misturas do Grupo 2.





Fonte: (Autor).

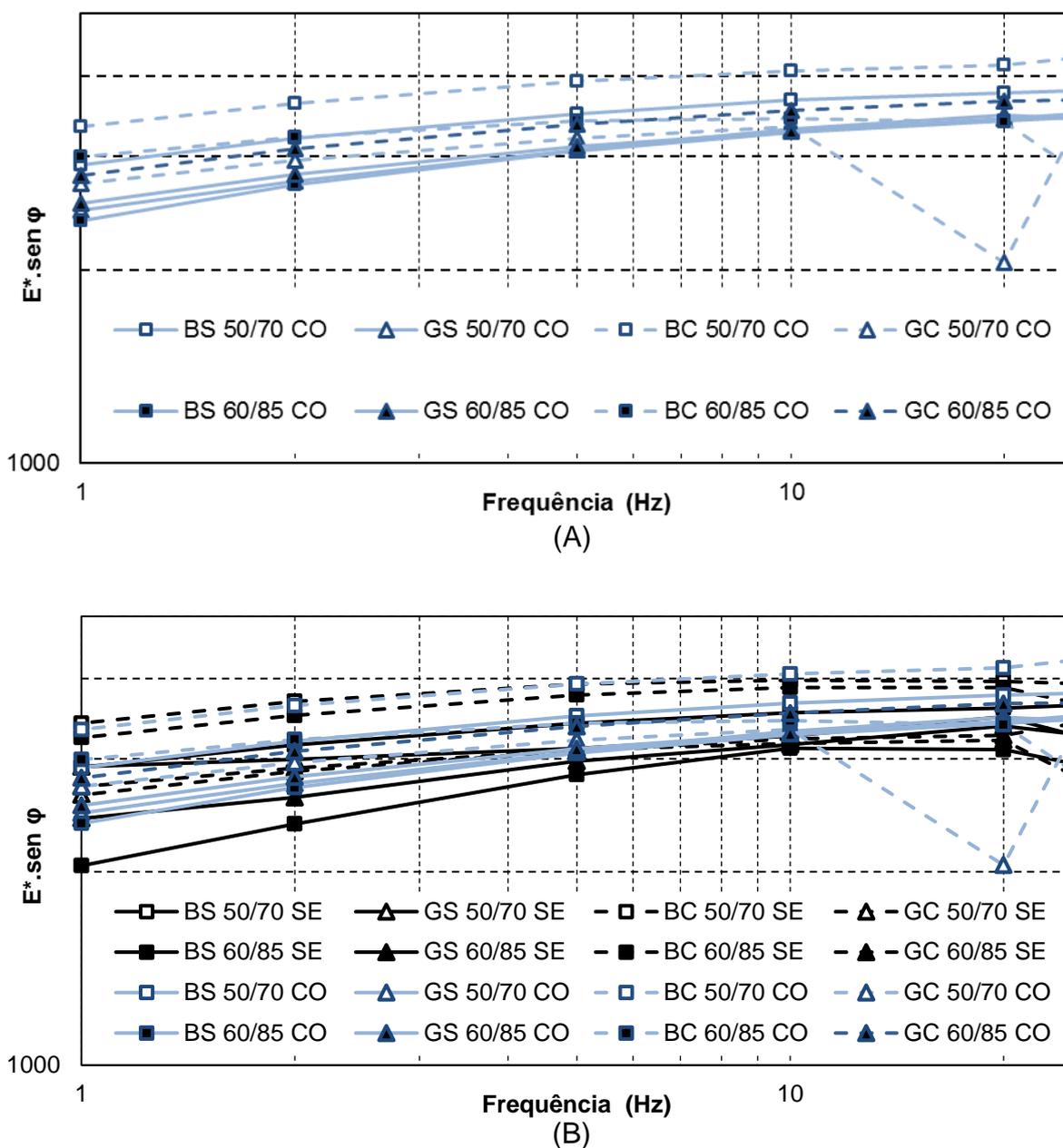
Como já foi descrito anteriormente, o ângulo de fase está associado às propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos. Para as altas frequências, as misturas do grupo 2 apresentaram os maiores valores de ângulo de fase, em relação as misturas do grupo 1. Com isso, as amostras que sofreram ciclos de condicionamento demonstraram uma maior parcela elástica nas altas frequências.

Para as baixas frequências, as misturas BS 50/70 SE, GS 50/70 SE, GC 50/70 SE e BC 60/85 SE apresentaram valores de ângulo de fase maiores nas frequências 0,03Hz, 0,015Hz, 0,0003 e 10 Hz, respectivamente, quando comparadas as mesmas amostras do grupo que sofreu ciclo de condicionamento. As demais misturas do grupo 1, demonstraram ângulos de fases menores para as baixas frequências. Durante o aumento das frequências, algumas amostras sofrem inversão de comportamento.

Williams e Breakah (2010) descrevem que as misturas condicionadas tendem a demonstrar um comportamento mais viscoso após os ciclos de condicionamentos.

Como já apresentado no item 4.1.2, pode-se realizar inferências a fadiga e deformação permanente. A Figura 71 mostra a inferência a fadiga, obtida a temperatura de 21°C, para as amostras do grupo 2.

Figura 71 – Inferência à fadiga à 21°C para as misturas do grupo 2



Fonte: (Autor).

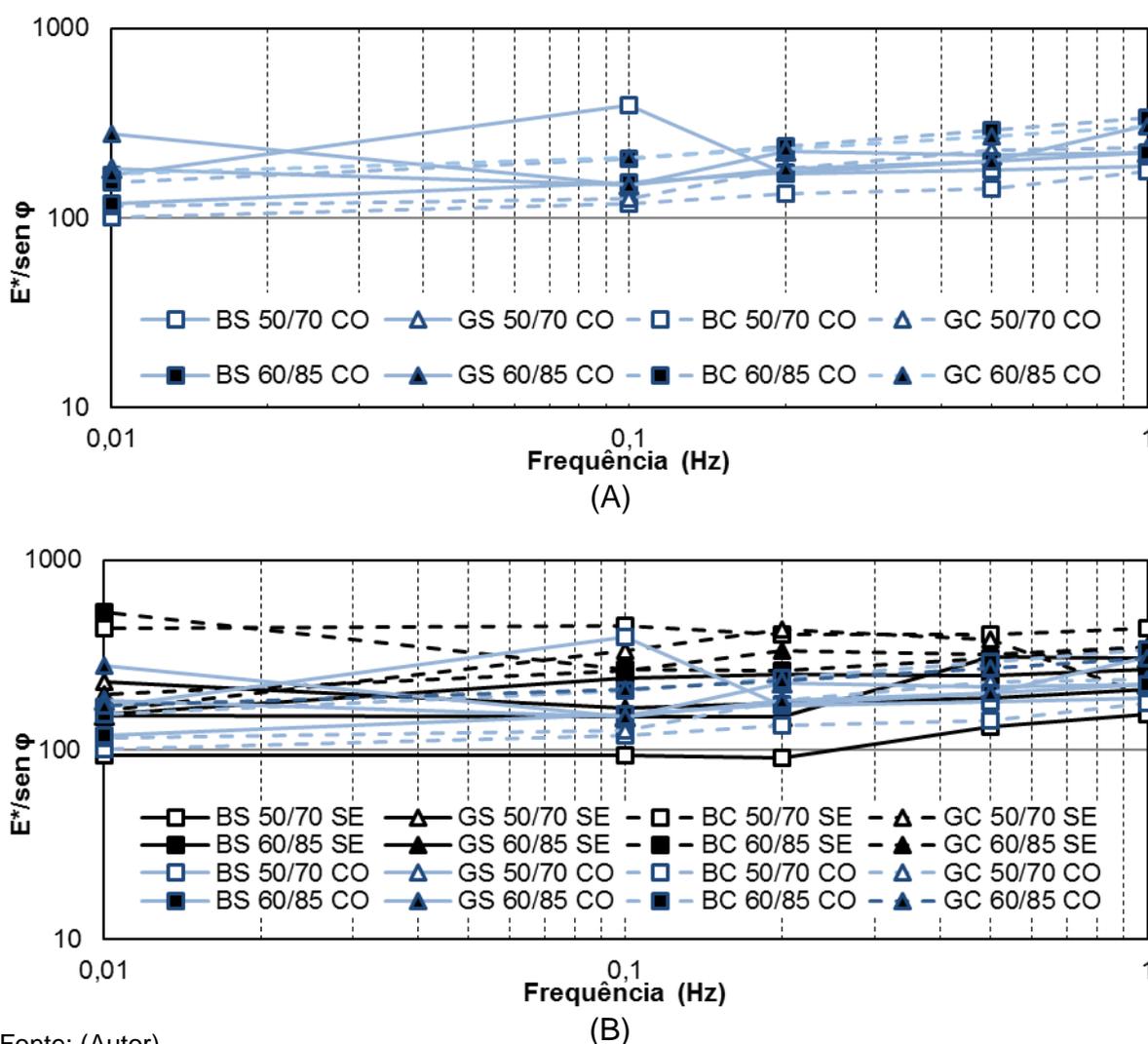
Nota-se que na frequência 1Hz, as misturas do grupo 2, apresentam em sua maioria valores de $E^*.sen\phi$ superiores que as misturas do grupo 1. Porém, as misturas GS 50/70 SE, BC 50/70 SE e BC 60/85 SE possuem valores maiores que as misturas do grupo com condicionamento na respectiva frequência. Quando se analisa a frequência de 25 Hz em sua maioria misturas que sofreram o ciclo de condicionamento demonstram um pior comportamento frente a fadiga que as misturas sem o

condicionamento. Entretanto, as misturas GC 50/70 CO e BC 60/85 CO dispõem de menores valores de $E^* \cdot \text{sen} \phi$ que as misturas do grupo 1, na respectiva frequência.

Vale lembrar que este procedimento é apenas uma inferência, podendo ou não, ser considerada adequada apenas com a execução do ensaio específico para a fadiga.

A Figura exibe 72 a inferência das misturas à deformação permanente para a temperatura de 54°C.

Figura 72 – Inferência à deformação permanente à 54°C para as misturas do grupo 2.



Fonte: (Autor).

Na frequência de 0,01 Hz, 6 misturas que sofreram ciclo de condicionamento apresentam valores de $E^* \cdot \text{sen} \phi$ inferiores ao grupo que não sofreu. Apenas as

misturas GS 50/70 CO e GS 60/85 CO demonstraram resultados acima das misturas do grupo 1.

Já para a frequência de 0,1 Hz, apenas a mistura GS 50/70 CO obteve um valor de $E^*/\sin\varphi$ superior a mistura GS 50/70 SE. As demais misturas, ficaram com valores abaixo das misturas sem ciclo de condicionamento.

A última frequência analisada para verificar a inferência à deformação permanente foi a de 1Hz. Das 8 misturas estudadas no grupo 2, 5 amostras demonstram valores menores que as misturas do grupo 1. Por essa razão, estas misturas, provavelmente, apresentam uma menor resistência à deformação permanente.

4.3.3.1 Módulo Dinâmico Retido das misturas $|E_r^*|$ e ângulo de fase retido (φ_r^*)

Com o objetivo de analisar o dano por umidade nas misturas asfálticas, por meio do ensaio de módulo complexo, foram calculados o Módulo Dinâmico $|E_r^*|$ e ângulo de Fase retido (φ_r^*), através da relação entre o grupo 1 e grupo 2, utilizando a temperatura de 21°C. Foram escolhidas 9 frequências, onde as mesmas foram divididas em 3 faixas de frequências, descritas abaixo:

- Baixas frequências (A) – 0,001, 0,01 e 0,1Hz;
- Frequências intermediárias (B) – 1, 10 e 100Hz;
- Altas frequências (C) – 10000, 1000000 e 1000000000Hz.

O Módulo Dinâmico $|E_r^*|$ e o ângulo de Fase retido (φ_r^*) seguiram o mesmo modo de cálculo da norma AASHTO T 283 para o RRT. As Equações 20 e 21 demonstram os cálculos para o $|E_r^*|$ e φ_r^* .

$$|E_r^*| = \frac{|E^*|_2}{|E^*|_1} \quad (20)$$

Onde:

$|E_r^*|$ = Módulo Dinâmico Retido

$|E^*|_1$ = Módulo Dinâmico do grupo 1 (sem ciclo de condicionamento)

$|E^*|_2$ = Módulo Dinâmico do grupo 2 (com ciclo de condicionamento)

$$|\varphi_r^*| = \frac{|\varphi|_2}{|\varphi|_1} \quad (21)$$

Onde:

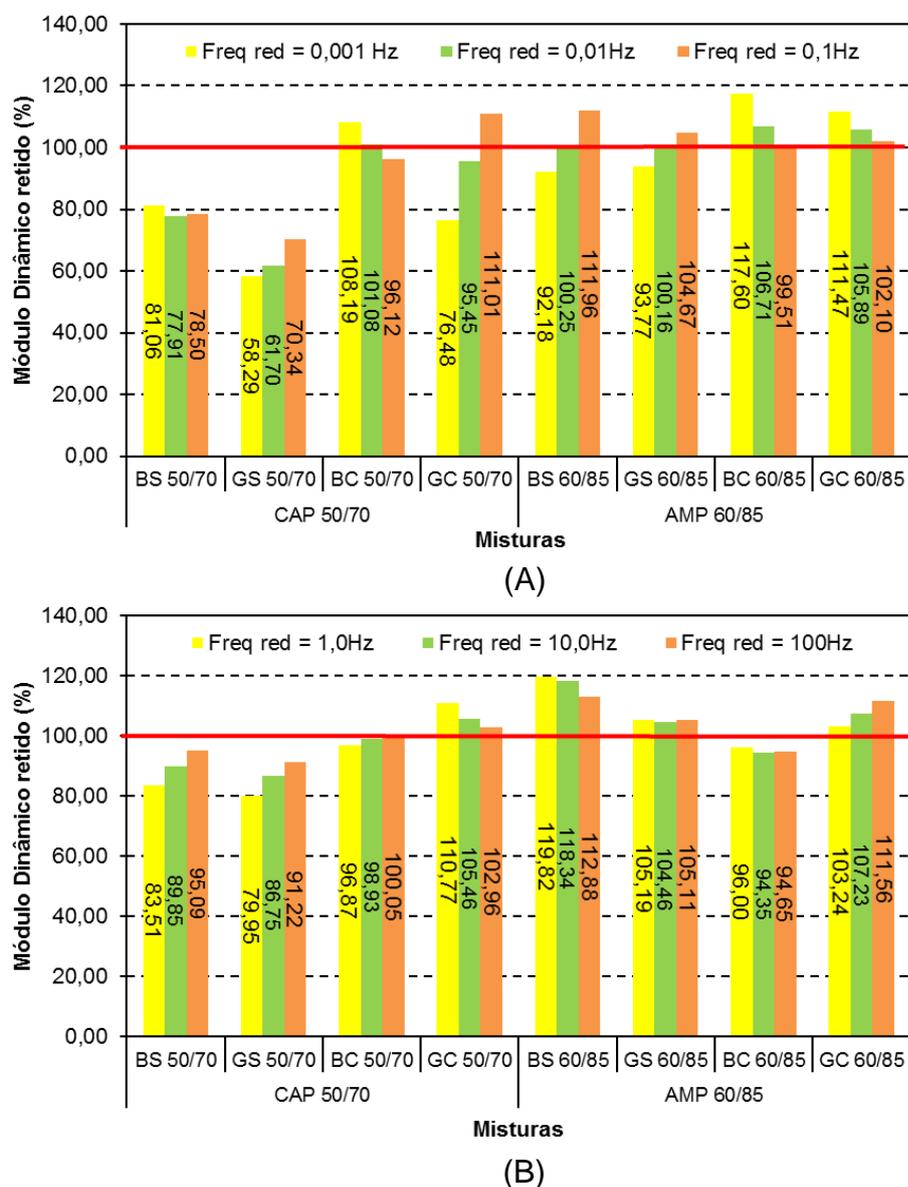
φ_r^* = Ângulo de fase Retido

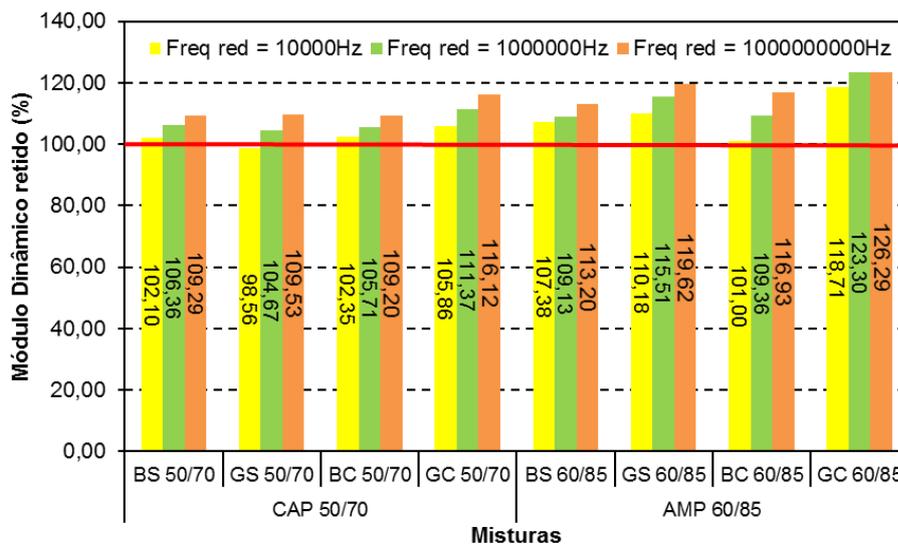
φ_1^* = Ângulo de fase do grupo 1 (sem ciclo de condicionamento)

φ_2^* = Ângulo de fase do grupo 2 (com ciclo de condicionamento)

A Figura 73 apresenta os resultados de $|\text{Er}^*|$ com as 9 frequências utilizadas.

Figura 73 – Resultados de $|\text{Er}^*|$ para a temperatura de 21°C





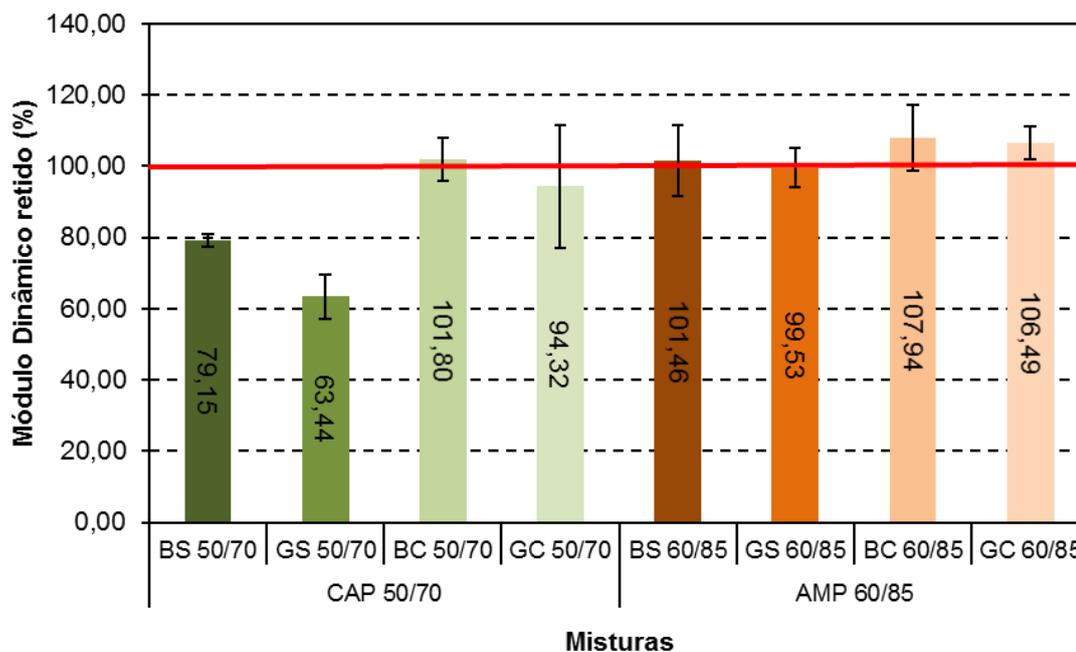
(C)

Pode-se perceber que, para as baixas frequências, as misturas BS 50/70 e GS 50/70 apresentaram valores de $|Er^*|$ inferiores a 100%, demonstrando que ocorreu uma diminuição dos valores de rigidez nas altas temperaturas. Quanto menor o valor de $|Er^*|$, maior será o efeito deletério da água na mistura asfáltica. Além das duas misturas já citadas, na frequência de 0,001 Hz, as misturas GC 50/70, BS 60/85 e GS 60/85 apresentaram valores de $|Er^*|$ menores que 100%, demonstrando que nessa frequência ocorreu a diminuição do módulo dinâmico. Já na frequência de 0,01Hz, apenas a amostra GC 50/70 apresentou uma diminuição do valor de rigidez. Na frequência de 0,1Hz, as misturas BC 50/70 e BC 60/85 demonstraram uma perda de rigidez, por razão do efeito deletério da água. As baixas frequências estão relacionadas à deformação permanente, quando visualizados na curva mestra. Quando se relaciona os resultados de módulo dinâmico retido e o ensaio de FN, pode-se verificar que para 4 misturas os resultados foram semelhantes. Para as misturas BS 50/70 e GS 60/85 apresentaram uma redução dos valores de módulo dinâmico e FN, após o ciclo de condicionamento. Já as misturas BC 50/70 e GC 60/85 demonstraram resultados inversos, apresentando aumento de rigidez e FN. Não se pode dizer que apenas realizando o ensaio de Módulo complexo é possível realizar uma análise sobre o comportamento das misturas à deformação permanente, sendo necessário o ensaio específico para esta patologia.

Quando se analisa a média dos valores (Figura 74) das amostras, pode-se perceber que 25% das misturas apresentaram uma perda de rigidez, quando submetidas ao ciclo de condicionamento. As amostras GC 50/70 e GS 60/85

mostraram valores de $|Er^*|$ menores que 100%, mas os resultados dos desvios padrão ficaram acima de 100%.

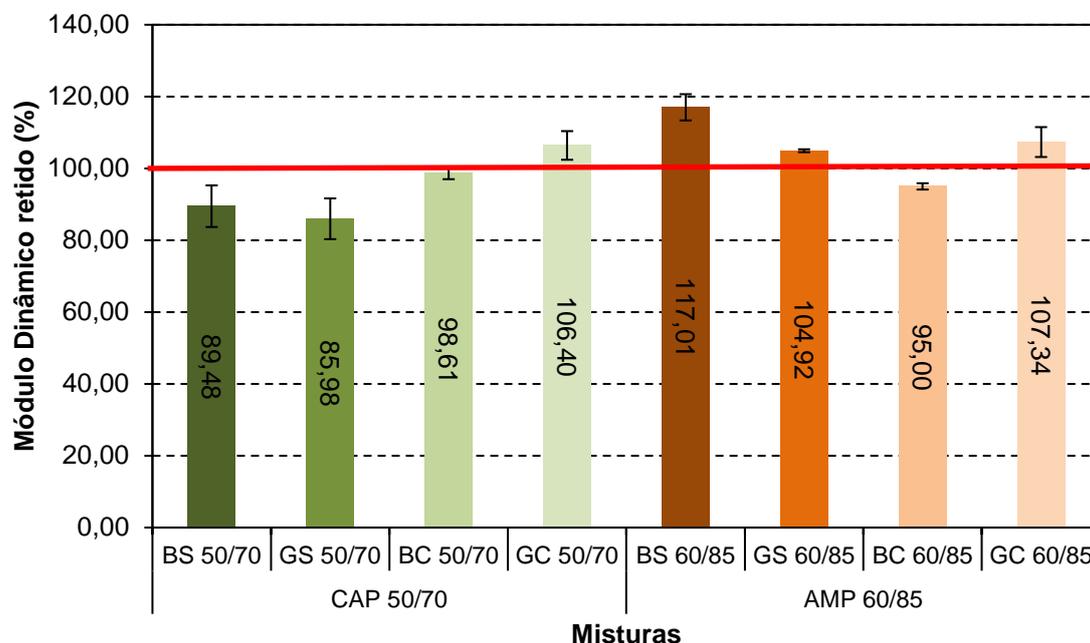
Figura 74 – Médias dos valores de módulo dinâmico retido para as baixas frequências



Fonte: (Autor).

A Figura 73 apresenta os resultados das frequências de 1, 10 e 100Hz. Essa faixa de frequência está associada ao dano por fadiga. A mistura BC 50/70 apresentou uma diminuição dos valores de rigidez nas frequências de 1 e 10Hz. Já as amostras BS 50/70, GS 50/70 e BC 60/85 apresentaram valores de $|Er^*|$ inferiores a 100%, demonstrando que o ciclo de condicionamento diminuiu a rigidez destas misturas para essas faixas de frequência. Em contrapartida, as misturas GC 50/70, BS 60/85, GS 60/70 e GC 60/85 apresentaram um aumento do valor de rigidez após o ciclo de condicionamento para todas as faixas de frequências intermediárias.

Quando se verifica a média dos valores de $|Er^*|$, pode-se perceber que apenas as misturas BS 50/70, GS 50/70, BC 5070 e BC 50/70 demonstraram uma perda de rigidez. A Figura 75 mostra os resultados das médias dos valores de $|Er^*|$ e desvios padrão das misturas para as frequências intermediárias.

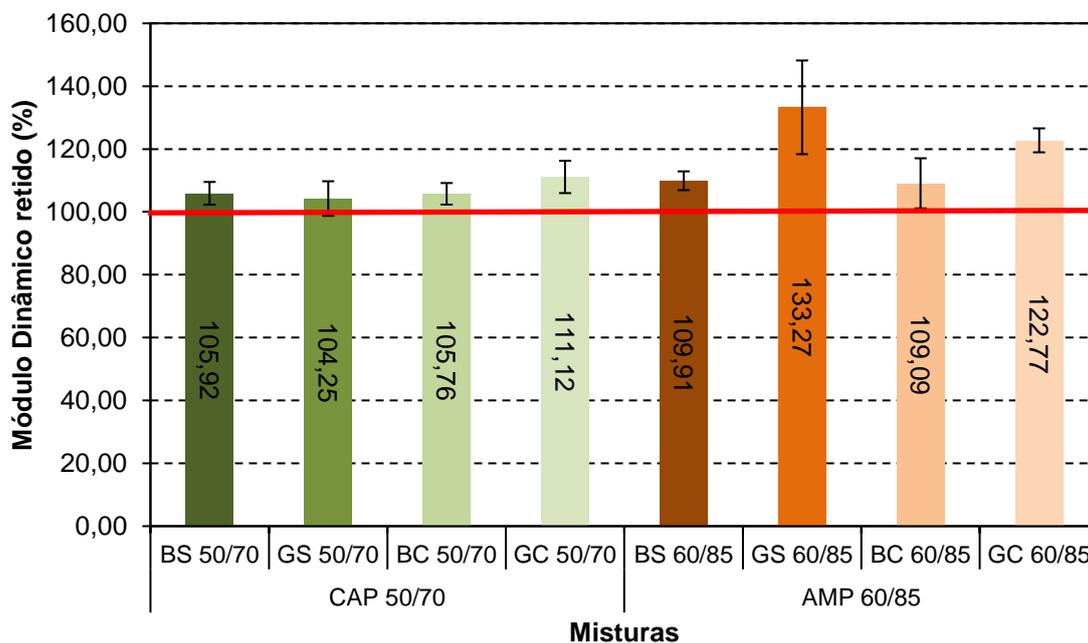
Figura 75 – Média dos valores de $|E_r^*|$ para as frequências intermediárias

Fonte: (Autor).

Na faixa das altas frequências, pode-se perceber que a maioria das misturas obtiveram um aumento dos valores de rigidez, após o ciclo de condicionamento. Este fato está associado ao fato desta faixa de frequência estar ligada as baixas temperaturas. Pode ser que exista umidade no interior das amostras e com isso um congelamento interno das mesmas, e pode estar conectado aos baixos tempos de carregamento. Apenas a mistura GS 50/70 mostrou para a frequência de 1000Hz, uma diminuição do valor de $|E_r^*|$ com isso uma diminuição do valor de rigidez.

A Figura 76 mostra o resultado das médias dos valores das misturas para as altas frequências. Percebe-se que todas as misturas apresentaram valores superiores a 100%, demonstrando um ganho de rigidez.

Figura 76 – Média dos valores de Módulo dinâmico retido para as altas frequências



Fonte: (Autor).

Vargas-Nordbeck et al (2016) realizaram um trabalho de avaliação a suscetibilidade térmica de misturas asfálticas através de testes mecânicos. Os autores realizaram ensaios de dano por umidade induzida, Módulo complexo e FN, utilizando a norma ASSHTO T 283, onde as amostras sofreram diferentes níveis de condicionamento. Os níveis empregados foram de 0, 1, 3 e 6 ciclos de condicionamento. Utilizaram 10 diferentes tipos de mistura, com TMN variando entre 9,5 e 12,5mm, descritas abaixo:

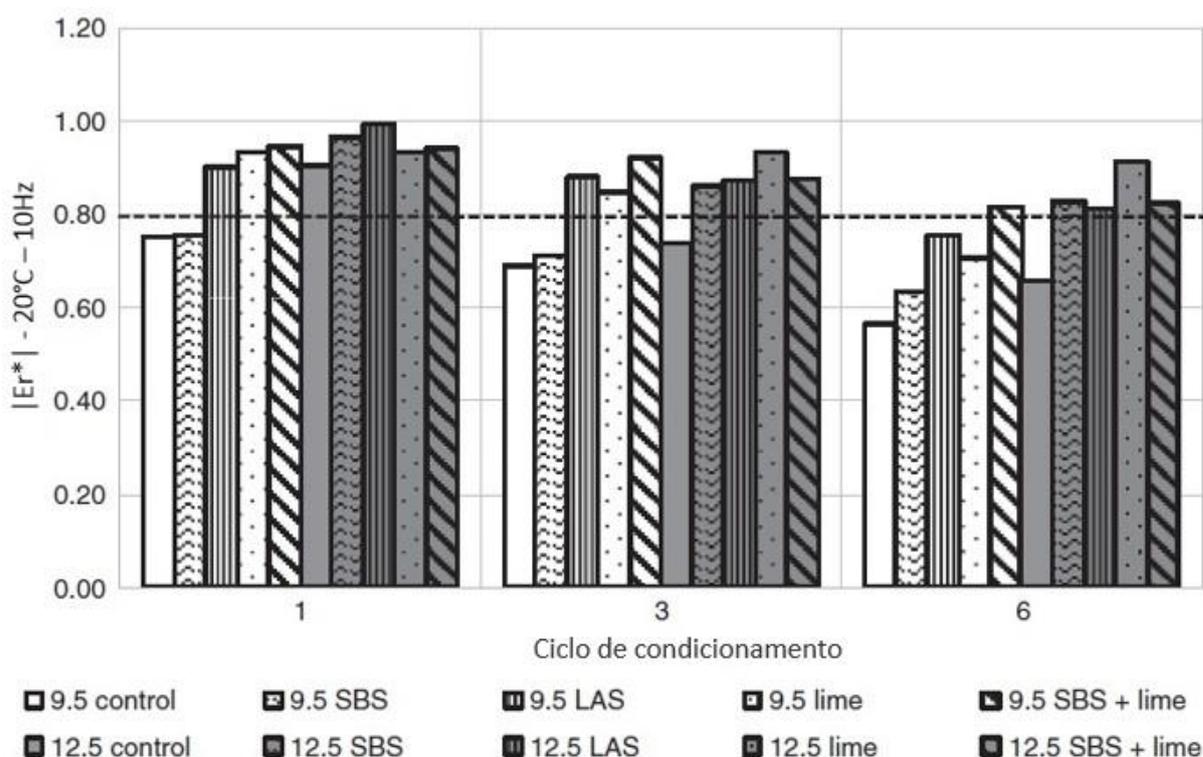
- 9,5 controle
- 9,5 SBS (*styrene-butadiene-styrene*)
- 9,5 LAS (*liquid antistrip*)
- 9,5 Lime (cal)
- 9,5 SBS + Lime
- 12,5 controle
- 12,5 SBS
- 12,5 LAS
- 12,5 Lime

- 12,5 SBS + Lime

Após a realização dos ensaios, foram obtidos os índices de RRT, $|E_r^*|$ e FNR. Neste item serão mostrados os resultados do ensaio de módulo dinâmico retido.

O ensaio de módulo complexo seguiu a norma ASSHTO TP 79. O $|E_r^*|$ foi calculado para a temperatura de 20°C e frequência de 10Hz. A Figura 77 apresenta os resultados de $|E_r^*|$ da pesquisa.

Figura 77 – Resultado dos $|E_r^*|$ para a temperatura de 20°C e 10Hz



Fonte: Adaptado de Vargas-Nordbeck et al (2016)

Conforme a Figura 78, o critério de aceitabilidade dos resultados seguiu o valor de 80%, conforme descrito na norma da AASHTO T 283. Pode-se perceber que, com o aumento dos números de ciclos, os valores de módulo dinâmico retido vão diminuindo. Os autores descrevem que a maior parte da redução dos valores ocorre após o primeiro ciclo de condicionamento. Como no 6° ciclo de condicionamento as amostras tendem a estabilizar, é sugerido que este número de ciclo seja utilizado como parte do protocolo.

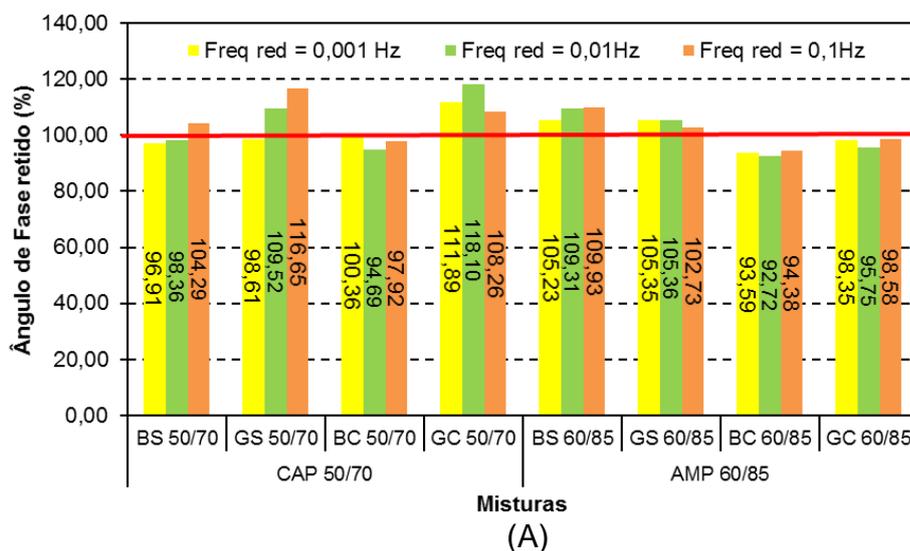
Os autores também descrevem que a redução do módulo dinâmico retido é maior nas baixas frequências e altas temperaturas, e que nas altas frequências a deterioração é menor.

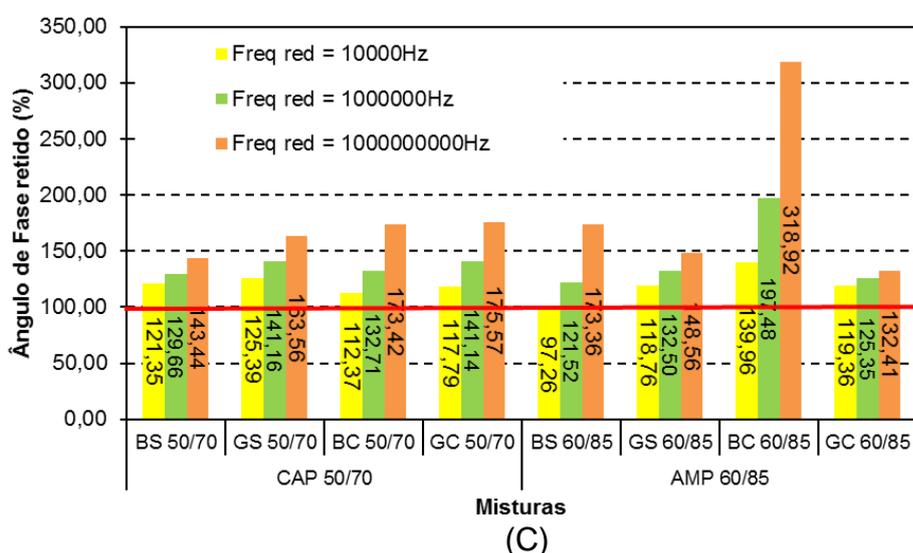
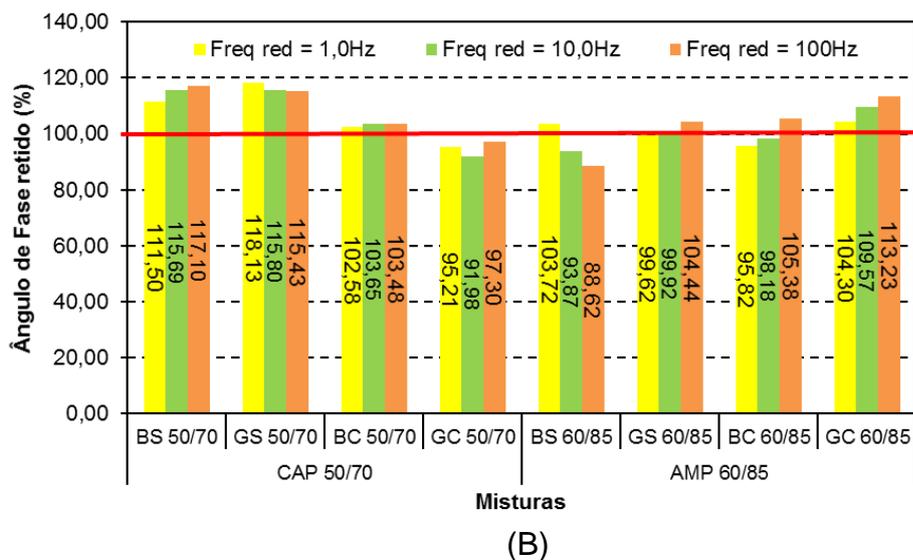
Os autores concluíram que pode ser esperado baixos valores de $|Er^*|$ para altas temperaturas e baixas frequências. Esse resultado vai de encontro com o que foi constatado na presente pesquisa. No estudo de Vargas-Nordbeck et al (2016), três fatores afetaram os resultados, sendo eles: TMN, aditivo e número de ciclos. Adicionar aditivos como a cal ou LAS, pode aumentar os valores de $|Er^*|$. Os múltiplos níveis de condicionamento, bem como o uso de $|Er^*|$, são potenciais indicadores para verificar o dano por umidade.

Como no estudo citado, as misturas da presente pesquisa compostas por cal, a temperatura de 21°C, frequência de 10Hz e 1 ciclo de condicionamento, em média, foram mais resistentes ao efeito deletério da água comparadas as misturas sem cal.

A Figura 78 apresenta os valores adquiridos na análise do ângulo de fase retido para todas as misturas asfálticas.

Figura 78 – Resultados de ϕ^*r para todas as faixas de frequência



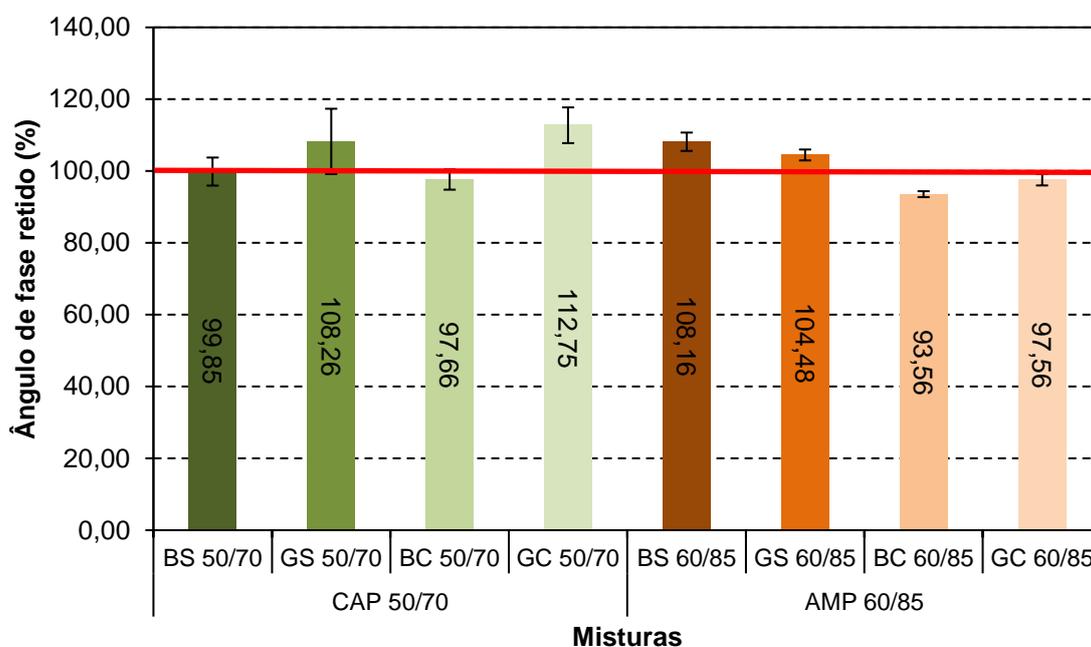


Fonte: (Autor).

Nas baixas frequências, é possível verificar que as misturas BC 60/85 e GC 60/85 apresentaram menores valores de ângulo de fase retido para todas as faixas de frequência, demonstrando que estas misturas, após o ciclo de condicionamento aumentaram a parcela elástica das misturas. Já para a frequência 0,001Hz, as amostras BS 50/70 e GS 50/70 obtiveram menores valores de ϕ^*_r , após o ciclo de condicionamento, mostrando que o dano por umidade aumentou a parcela elástica das misturas asfálticas. Na frequência 0,01Hz, as misturas BS 50/70 e BC 50/70 obtiveram valores de ϕ^*_r menores que 100%. Por fim, na frequência 0,1Hz as misturas BC 50/70, BC 60/85 e GC 60/85 demonstraram uma diminuição do ângulo de fase, após o ciclo de condicionamento. Para algumas misturas, a diminuição dos valores de ângulo de fase demonstra que o efeito deletério da água aumentou a parcela elástica

destas amostras. Em contrapartida, as amostras GC 50/70, BS 60/85 e GS 60/85 obtiveram valores acima de 100% na relação entre o grupo 1 e 2, demonstrando um aumento da parcela viscosa destas misturas, posteriormente ao ciclo de condicionamento. Quando se analisa as médias dos valores de ângulo de fase retido (Figura 79), pode analisar que as misturas BC 60/85 e GC 60/85 diminuíram os valores de ϕ^*r . Pode-se dizer que estas amostras apresentam um maior comportamento viscoso, devido ação deletéria da água. A mistura BC 50/70 demonstrou uma diminuição do valor do ângulo retiro, com isso, uma diminuição da parcela viscosa. Porém, o valor do desvio padrão ficou acima de 100%.

Figura 79 – Média dos valores de ângulo de fase retido para as baixas frequências

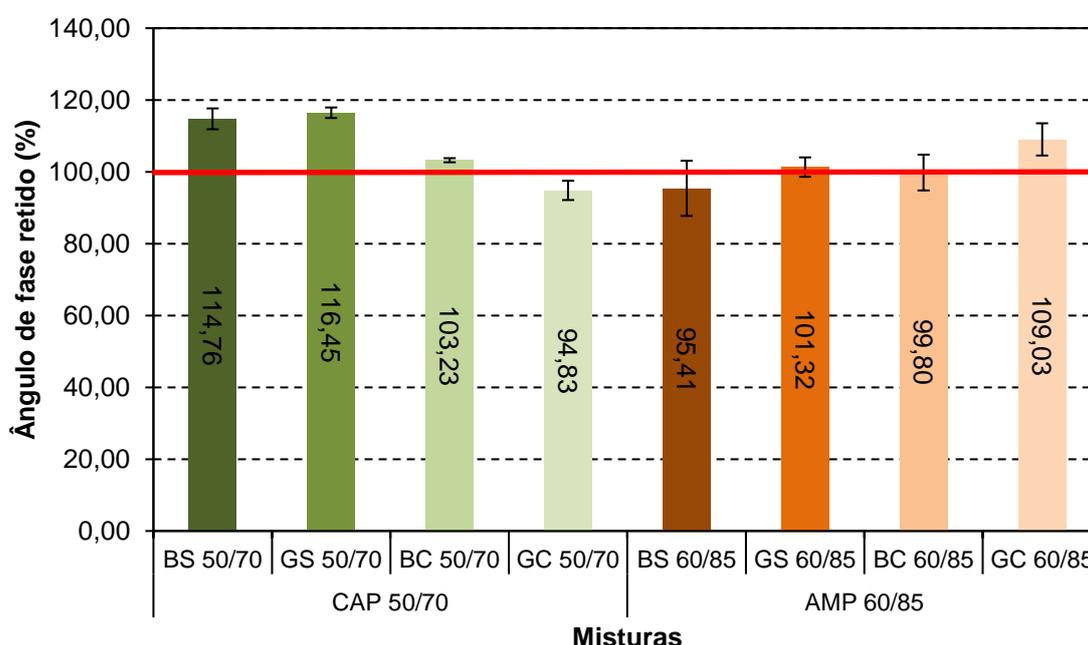


Fonte: (Autor).

Quando se analisa as frequências intermediárias, observa-se que apenas a mistura GC 50/70 apresentou um maior comportamento elástico, após o ciclo de condicionamento, para todas as frequências. Porém, as misturas BS 50/70, GS 50/70, BC 50/70 e GC 60/85 demonstraram um aumento do comportamento viscoso após o ciclo de condicionamento. Para a frequência de 1Hz, as misturas GC 50/70, GS 60/85 e BC 60/85 apresentaram menores valores de ϕ^*r , tornando-se mais viscosas e menos elásticas. Já na frequência de 10Hz, além da mistura GC 50/70, as amostras

GS 60/85 e BC 60/85 apresentaram um menor comportamento viscoso após o ciclo de condicionamento. Pode-se verificar com as médias dos valores (Figura 80) para as frequências intermediárias, que apenas na mistura GS 50/70 ocorre uma diminuição total dos valores de ϕ^*r . As misturas BS 60/85 e BC 60/85 demonstraram uma média inferior a 100% do valor da relação entre o grupo 1 e 2, mas demonstraram resultados de desvios padrão acima do valor de 100%.

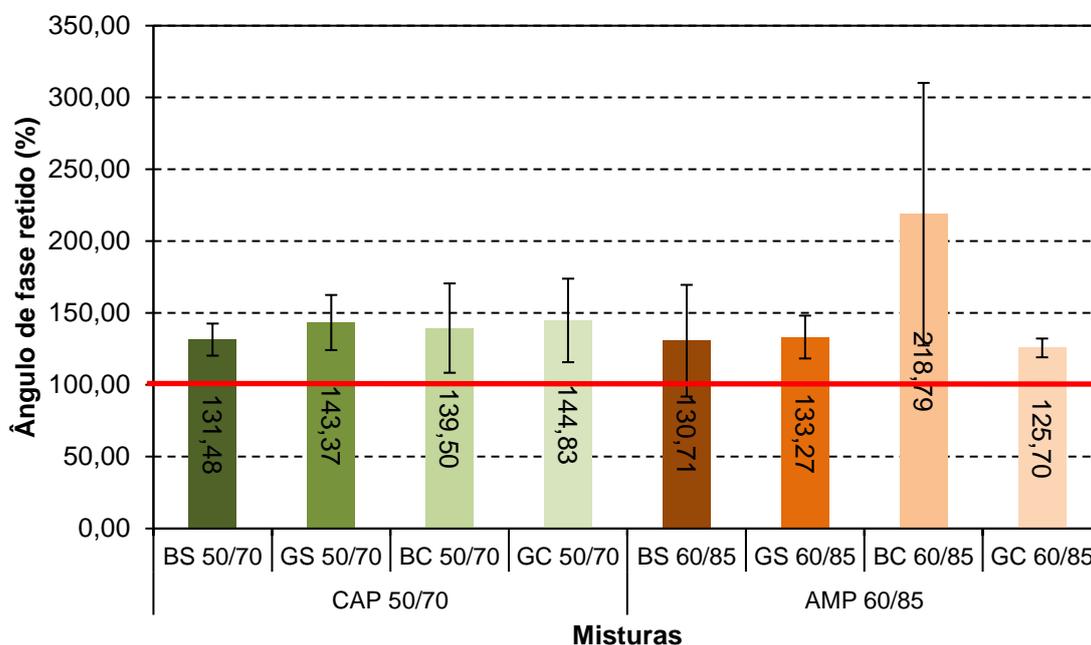
Figura 80 – Média dos valores de ϕ^*r para as frequências intermediárias



Fonte: (Autor).

Para as altas frequências, apenas na frequência de 1000Hz a mistura BS 60/85 apresentou uma diminuição no valor de ϕ^*r . As demais amostras apresentaram um aumento do comportamento viscoso nas altas frequências após o ciclo de condicionamento. Quando é avaliado apenas as médias das misturas, todas as misturas aumentaram os valores de ϕ^*r . A Figura 81 mostra as médias dos valores das misturas para as altas frequências, juntamente com os desvios padrão.

Figura 81 – Média dos valores de ângulo de fase retido para as altas frequências



Fonte: (Autor).

4.3.3 Flow Number Retido

Este ensaio avalia a resistência a deformação permanente nas misturas asfálticas. Na pesquisa, como já citado na metodologia, foi realizado o ensaio de *Flow Number* após ciclos de condicionamento. O Objetivo deste item é verificar a resistência a deformação permanente, considerando o efeito deletério da água em misturas asfálticas. Os ciclos de condicionamentos foram baseados na norma da AASHTO T 283. Foram formados dois grupos, Grupo 1 e Grupo 2, com três corpos-de-prova cada, conforme descrito na metodologia. O Grupo 1 (FN1) corresponde as amostras que não sofreram ciclos de condicionamento. Em compensação, o grupo 2 (FN2) corresponde as amostras que sofreram ciclos de condicionamento. Os resultados do ensaio estão descritos na Tabela 49, assim como seus desvios-padrões, coeficientes de variação e os coeficientes e mostra o resultado do *Flow Number Retido* (FNR).

Tabela 49 – Resultados das médias do ensaio Flow Number para cada mistura com seus DP e CV

Mistura	FN 1	DP	Cv (%)	FN 2	DP	Cv (%)	FNR
BS 50/70	65	2,8	4,4	59	11,3	19,2	90,77
GS 50/70	68	7,8	11,5	79	11,3	14,3	117,04
BC 50/70	175	10,6	6,1	243	21,8	9,0	139,26
GC 50/70	123	14,0	11,4	149	14,8	10,0	120,73
BS 60/85	509	71,4	14,0	266	64,3	24,2	52,21
GS 60/85	340	32,5	9,6	318	33,5	10,5	93,62
BC 60/85	719	89,1	12,4	660	47,4	7,2	91,72
GC 60/85	431	23,3	5,4	550	11,9	2,2	127,84

Fonte: (Autor).

Por intermédio dos dados obtidos no ensaio, foi processado um tratamento estatístico para as amostras, com o objetivo de verificar as principais variáveis (agregado, cal e ligante asfáltico) desta pesquisa. Para a análise dos dados foi empregada a ferramenta de regressão linear múltipla, disponível no software Excel. Foram selecionadas as variáveis que têm interferência sobre as variáveis respostas FN2 e FNR.

A forma que foram realizadas as regressões estão explicadas no item 4.1.1. Foram utilizadas as mesmas variáveis explicativas que no item 4.1.1. As Tabelas 50 e 51 mostram os resultados dos testes ANOVA.

Tabela 50 – Resultado do teste ANOVA para o FN2

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	p- valor
Regressão	3	601199,67	200399,89	40,04	0,000001
Resíduo	13	65059,86	5004,60		
Total	16	666259,53			

Fonte: (Autor).

Tabela 51 – Resultado do teste ANOVA para o FNR

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F Calculado	p- valor
Regressão	3	4201,03	1400,34	4,77	0,0827685
Resíduo	4	1175,19	293,80		
Total	7	5376,22			

Fonte: (Autor).

Por meio dos dados adquiridos da Tabela 50, pode-se analisar que o nível de significância é menor que 5% para o ensaio de FN2. Desta forma, o modelo de regressão linear múltipla é estatisticamente significativo para este ensaio. Em compensação, quando se analisa os dados obtidos do FNR, verifica-se que o resultado foi de 8,2%, maior que o valor de significância do teste. É importante citar que os dados empregados para as análises do teste ANOVA para FNR foram as médias das relações entre FN1 e FN2. Este fato se diferencia das demais análises, pois outros testes foram realizados com os dados das amostras. Por essa razão, como o FNR possui valor maior que 5% de significância, o teste não é significativo. A Tabela 52 mostra o resultado do teste t para o FN2.

Tabela 52 – Resultado do teste t

Variáveis	β	valor - p
Constante	36,875	0,31618
Agregado	-31,4625	0,37807
Cal	219,9625	0,00002
Ligante	317,2875	0,00001

Fonte: (Autor).

Por meio do teste t, foi possível verificar que apenas a variável agregado possui valor – p de 37%, maior que 5%. Logo, este parâmetro não é significativo. As demais variáveis são significativas.

Na Tabela 53 estão descritos os resultados estatísticos de regressão.

Tabela 53 – Resultado da Regressão Linear múltipla para o ensaio de FN2

Estatística de regressão	
R múltiplo	0,950
R-Quadrado	0,902
R-quadrado ajustado	0,880
Erro padrão	70,743
Observações	17

Fonte: (Autor).

Por meio da Tabela 53, foi adquirido um $R^2 = 0,88$, mostrando que o modelo de regressão linear múltipla ajustado é capaz de explicar 88% da variabilidade dos dados.

A equação 22 apresenta o modelo gerado para ensaio de *FN2*, por meio dos coeficientes gerados na Tabela 52.

Equação 22 – Modelo referente ao ensaio de FN

$$FN2 = 36,875 - 31,4625. A + 219,9625. B + 317,2875. C \quad (22)$$

Onde:

A é o tipo de agregado, que varia nas categorias basalto = 0 ou granito = 1;

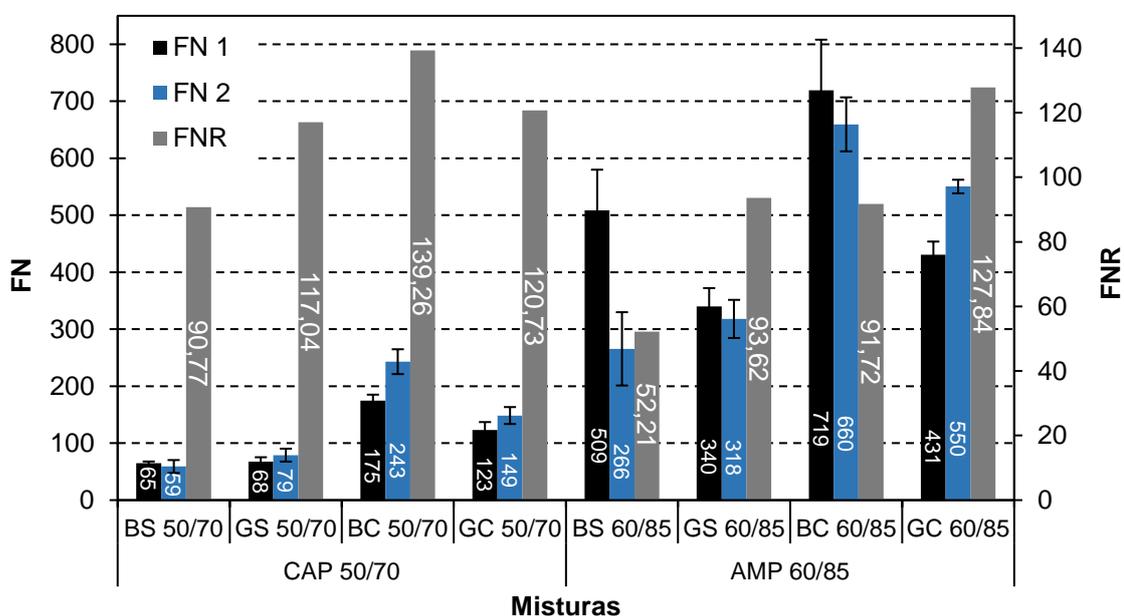
B é o tipo de aditivo, que varia nas categorias sem cal = 0 ou com cal = 1;

C é o tipo de ligante asfáltico, que varia nas categorias CAP 50/70 = 0 ou AMP 60/85 = 1.

A finalidade desta análise foi de apenas verificar se as variáveis eram significativas para o ensaio de *FN2*. A Equação 22 adequa-se apenas para esta pesquisa.

Após a análise estatística é possível averiguar os resultados do ensaio de *FN2*. A Figura 82 mostra os resultados de *FN1*, *FN2* e *FNR* das misturas empregadas no estudo.

Figura 82– Resultados dos ensaios de *FN1*, *FN2* e *FNR*



Fonte: (Autor).

Todas as misturas foram finalizadas quando se atingiu 5% de deformação. Nenhuma mistura suportou os 10000 ciclos. É importante salientar que todas as misturas *FN2* sofreram ciclos de condicionamentos descritos na norma da ASSHTO

T 283. Esse processo de condicionamento é uma proposta realizada pelo estudo para este tipo de ensaio, pois não é normalizado este tipo de procedimento para o ensaio de FN. A partir dos resultados adquiridos do ensaio de FN2, é possível perceber que a mistura BC 60/85 possui um valor de FN de 660, o maior resultado entre as amostras do estudo. Em contrapartida, a mistura BS 50/70 apresentou um valor de FN de 59, o menor valor entre as misturas asfálticas.

Quando se verifica a diferença entre as misturas asfálticas, a maior discrepância entre as variáveis ocorre quando se compara a mistura BS 60/85 e a BS 50/70. A mistura com o ligante modificado possui um valor de FN 4,5 vezes maior que a mistura constituída com o ligante convencional. Em média, as amostras com o AMP 60/85 são 3,74 vezes maiores que as misturas com o CAP 50/70.

Quando se adiciona a cal nas misturas asfálticas, ocorre um aumento do valor de FN. Este fato também foi percebido nas misturas que não passaram por ciclos de condicionamento. A maior diferença entre as misturas acontece quando as amostras BS 50/70 e BC 50/70 são confrontadas. A mistura composta pela cal possui um FN 4,12 vezes maior que a amostra sem o aditivo. Em média, as misturas com cal têm valores de FN 2,55 vezes maiores que as misturas sem cal.

Um dos objetivos do estudo foi realizar uma relação entre os resultados dos FN1 com os FN2 e, com isso gerar um *Flow Number* Retido (FNR). A Equação 23 mostra o cálculo para o FNR.

$$FNR = \frac{FN1}{FN2} \quad (23)$$

Onde:

FNR = *Flow Number* Retido

FN1 = *Flow Number* do grupo 1 (sem ciclo de condicionamento)

FN2 = *Flow Number* do grupo 2 (com ciclo de condicionamento)

Foi realizado uma breve análise estatística sobre o FNR, mesmo o valor de significância sendo maior que 5%, como já foi citado. Será descrito alguns fatores que foram verificados, por meio dos dados adquiridos na pesquisa.

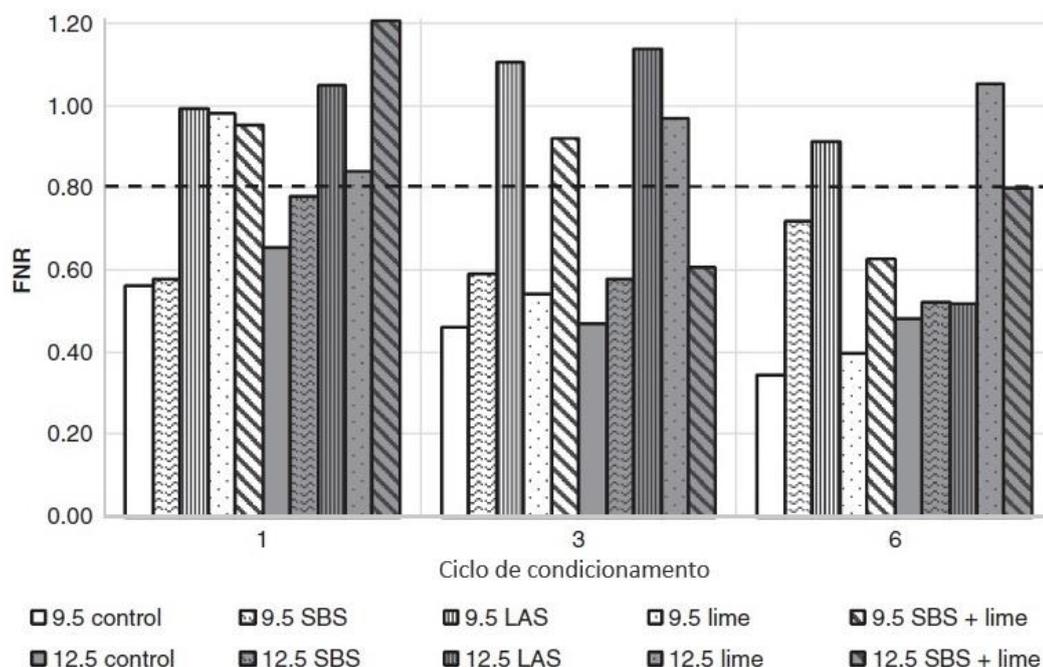
As misturas BS 50/70, BS 60/85, GS 60/85 e BC 60/85 apresentaram valores de FNR menores que 100%. Dessa forma, as amostras diminuíram a resistência à deformação permanente por efeito deletério da água. Em compensação, as amostras

GS 50/70, BC 50/70, GC 50/70 e GC 60/85 obtiveram valores de FNR acima de 100%. Por essa razão, os valores de FN2 (os quais passaram por ciclos de condicionamento) foram maiores que os de FN1, acarretando em ganhos de resistência à deformação permanente por meio do dano por umidade.

Quando o FNR é analisado em relação ao tipo de ligante asfáltico, na maioria das vezes, as misturas compostas pelo CAP 50/70 apresentaram maiores valores de FNR quando comparados as misturas com AMP 60/85, demonstrando que as misturas com o ligante modificado apresentaram uma menor resistência à deformação permanente, após os ciclos de condicionamento. Já para as misturas compostas por cal, mostraram valores de FNR superiores as misturas sem cal, mostrando que o aditivo auxilia no ganho de resistência. Em média, as misturas de origem granítica demonstraram ser menos suscetíveis a umidade para o ensaio de FN do que as misturas de origem basáltica.

Vargas-Nordbeck et al (2016) realizaram o ensaio de FN e por meio dos ciclos de condicionamento adquiriram o FNR. A pesquisa está descrita no item 4.3.2. A Figura 83 mostra os resultados de FNR.

Figura 83 – Resultado de FNR



Fonte: (adaptado de Vargas-Nordbeck et al (2016))

Os autores descreveram que o estudo forneceu resultados de suscetibilidade à umidade dentro do esperado. As misturas que adicionaram LAS, cal e SBS+cal apresentaram os melhores valores de FNR para 1 ciclo de condicionamento, demonstrando que adicionar estes aditivos melhora a resistência a umidade frente a deformação permanente. Ainda, os autores relatam que são necessárias mais variedades de misturas com diferentes tipos de agregados e ligante asfáltico para que os resultados sejam validados e, também, verificar o efeito de outras variáveis frente à deformação permanente.

Williams e Breakah (2010), em uma parte de seu estudo, realizaram com as suas 16 misturas o ensaio de FN em cinco diferentes condições de condicionamento. As condições foram as seguintes:

- Não saturado e sem submersão em água;
- Não saturado e submerso em água;
- Saturado e submerso em água;
- Saturado, com ciclos de condicionamento (Congelamento e descongelamento) e sem submersão em água;
- Saturado, com ciclos de condicionamento (Congelamento e descongelamento) e com submersão em água.

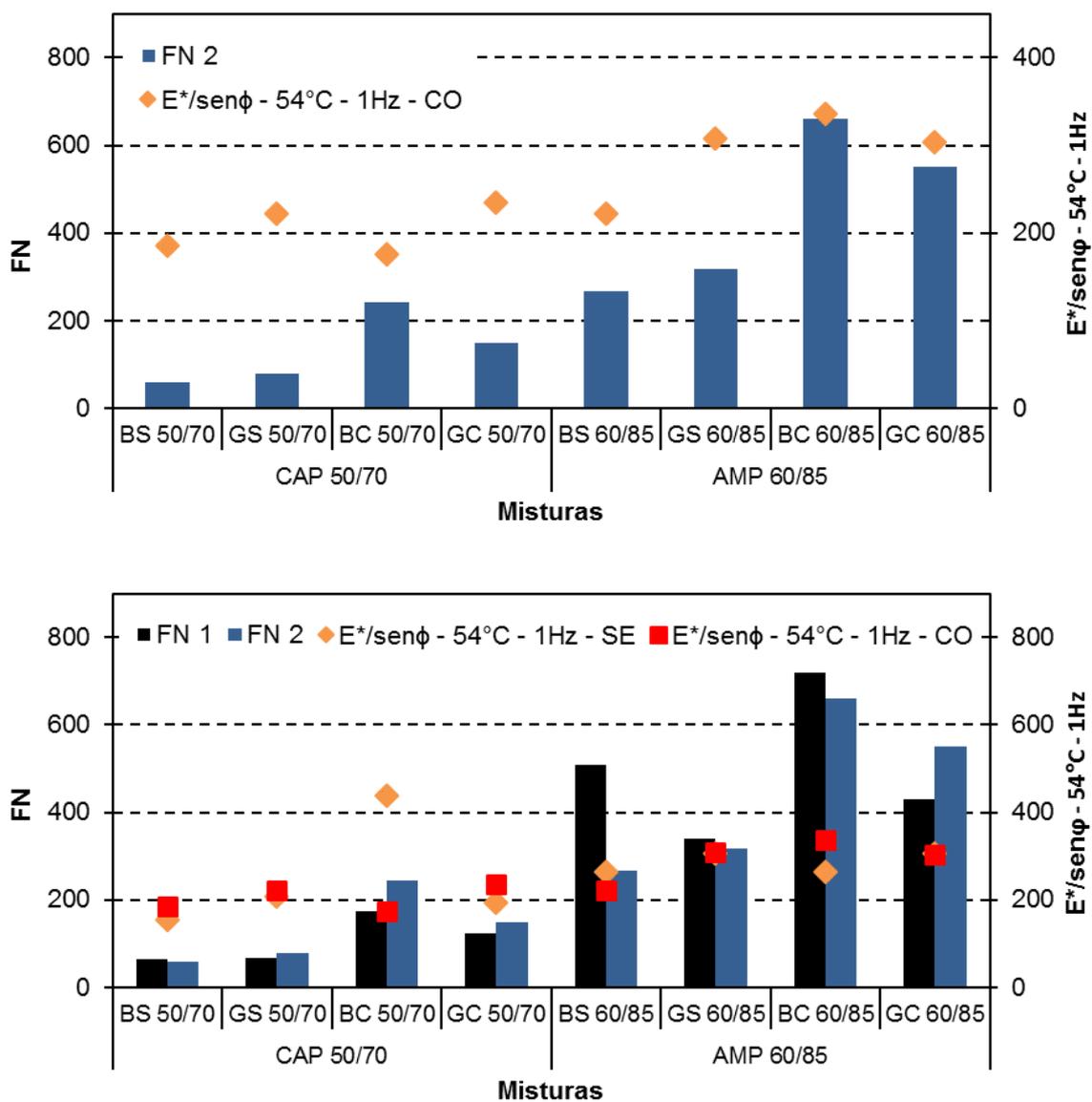
Não se pode comparar os resultados de FN entre as pesquisas, pois o trabalho dos autores utilizou se de carga (600KPa) e temperatura (37°C) diferentes em relação ao presente estudo. Os autores concluíram que não ocorreu evidencia estatística entre os diferentes esquemas de ensaio com o FN. Os resultados dos ensaios FN com as diferentes condições de condicionamento variaram de uma mistura para a outra e, com isso, essa variabilidade torna inconclusivo os resultados. São necessários mais testes para analisar os resultados de FN.

Este fato também ocorre nesta pesquisa, onde 50% das misturas ficaram abaixo de 100% e as demais ficaram acima. Não se chegou a um resultado conclusivo para o fator FNR.

Outro fator que a pesquisa constatou foi a inferência $E^*/\text{sen } \phi$ com o ensaio de FN para o grupo que sofreu ciclo de condicionamento. A Figura 84 mostra a

comparação dos resultados do ensaio de FN e a inferência $E^*/\text{sen } \phi$ para o grupo 1 e grupo 2.

Figura 84 – Relação entre a Inferência $E^*/\text{sen } \phi$, na frequência 1 Hz, com o ensaio de FN.



Fonte: (Autor).

Pode-se perceber que na inferência $E^*/\text{sen } \varphi$ para o grupo 2, as misturas compostas pelo AMP 60/85 demonstram valores superiores que as misturas compostas pelo CAP 50/70. Este fato mostra que o a adição de ligante modificado tende a melhorar à resistência a deformação permanente. A inferência $E^*/\text{sen } \varphi$ é apenas um meio de analisar, de forma básica, à resistência a deformação permanente, por meio do ensaio de módulo complexo. A mesma não substitui a realização do ensaio específico para verificar a resistência a deformação permanente.

4.4 RESUMO DOS RESULTADOS DAS RELAÇÕES

O objetivo deste item é realizar relações com os resultados obtidos nos ensaios do estudo. Foram realizadas relações com os ensaios de MR, RT, FN e *Lottman Modificado*. As relações foram divididas em 3 grupos, estes grupos foram denominados componentes. A Tabela 54 mostra as 3 componentes utilizadas nas relações.

Tabela 54 – Componentes empregadas nas relações

Componente	Relação	Descrição
Agregado	Basalto/Granito	A relação constitui-se na divisão dos resultados das misturas compostas pelo agregado basáltico com as amostras constituídas de material granítico.
	Granito/Basalto	A relação consiste na divisão dos resultados das misturas compostas pelo agregado granítico com as amostras constituídas de material basáltico.
Ligante	CAP 50-70/AMP 60-85	A relação baseia-se na divisão dos resultados das misturas compostas pelo CAP 50/70 com as amostras constituídas de AMP 60/85.
	AMP 60-85/CAP 50-70	A relação compreende na divisão dos resultados das misturas compostas pelo AMP 60/85 com as amostras constituídas de CAP 50/70.
CAL	Sem Cal/Com Cal	A relação consiste na divisão dos resultados das misturas sem a adição de cal com as amostras com a adição de cal.
	Com Cal/Sem Cal	A relação baseia-se na divisão dos resultados das misturas com a adição de cal com as amostras sem a adição de cal.

Fonte: (Autor).

A Figura 85 apresenta os gráficos das relações para os ensaios de MR, RT, FN e *Lottman Modificado*. Percebe-se que as maiores variações ocorrem no ensaio de FN. Apenas substituindo o CAP 50/70 pelo AMP 60/85, mantendo o agregado e adição ou não de cal, ocorreu um aumento de 5,12 vezes o valor de FN. Com a finalidade de deixar 2 ensaios por gráfico, o ensaio de rigidez (MR) e resistência (RT) ficaram no mesmo gráfico.

A Figura 86 apresenta um esquema resumido dos resultados das relações para os ensaios de MR, RT e FN, como forma de melhorar o entendimento quanto a diferença entre as componentes. A Figura 87 mostra os dados obtidos para o ensaio de *Lottman Modificado*.

Nos esquemas das Figuras 86 e 87, os valores que estão de cor verde são os que melhoraram os parâmetros das misturas. Por exemplo: No ensaio de MR, substituir o ligante AMP 60/85 pelo CAP 50/70 aumentou em média 1,11 vezes os resultados. Adicionar a cal nas misturas asfálticas melhorou em média 1,23 vezes os resultados de MR. Já substituir o material pétreo basalto pelo granito, aumentou em média 1,07 vezes os resultados do ensaio. As flechas que estão da cor azul sinalizam o aumento das relações. Já as flechas que estão na cor cinza, demonstram diminuição das relações. Os demais ensaios utilizam esta mesma análise.

Figura 85 – Resumo dos resultados das relações entre os componentes analisados na pesquisa

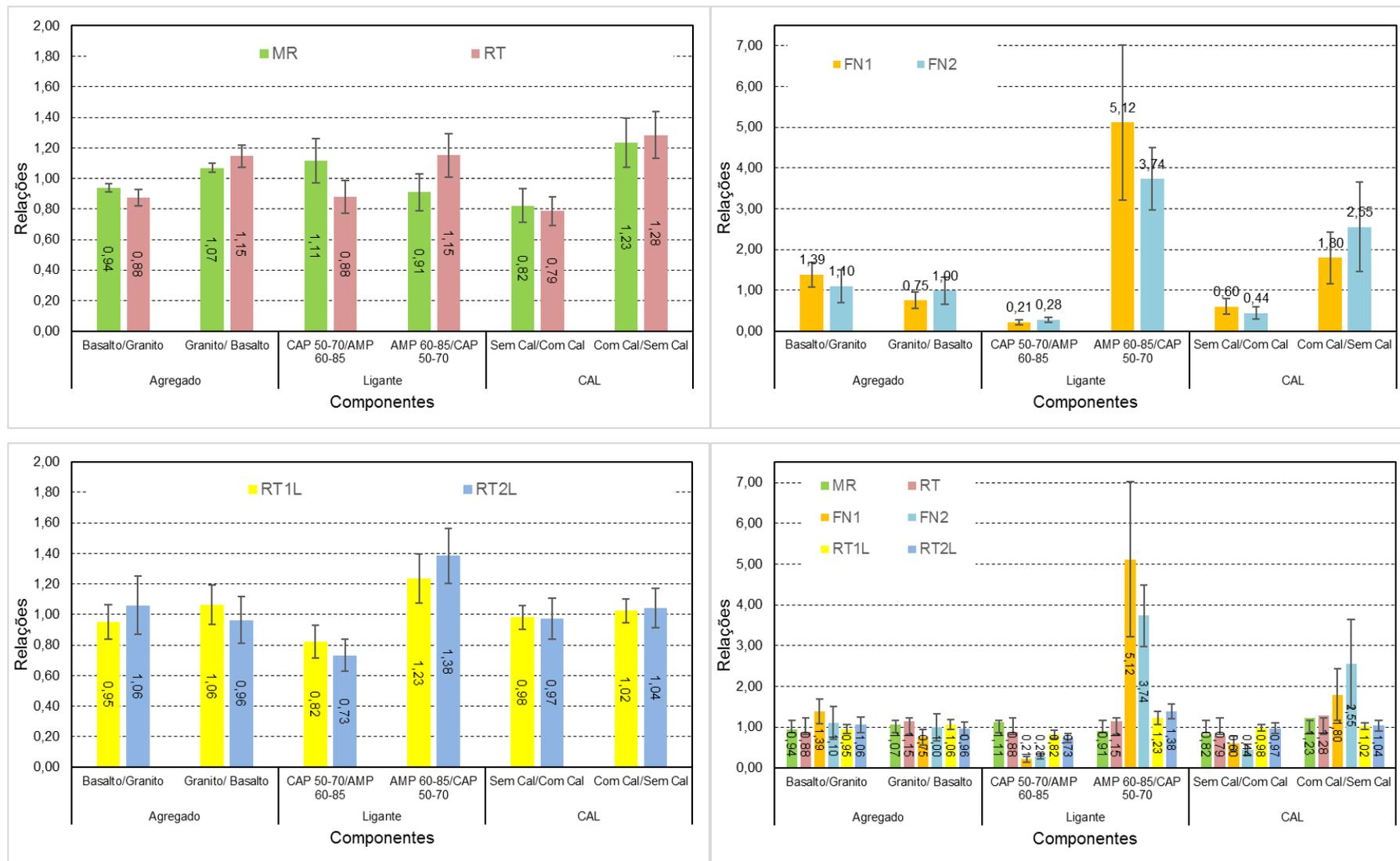
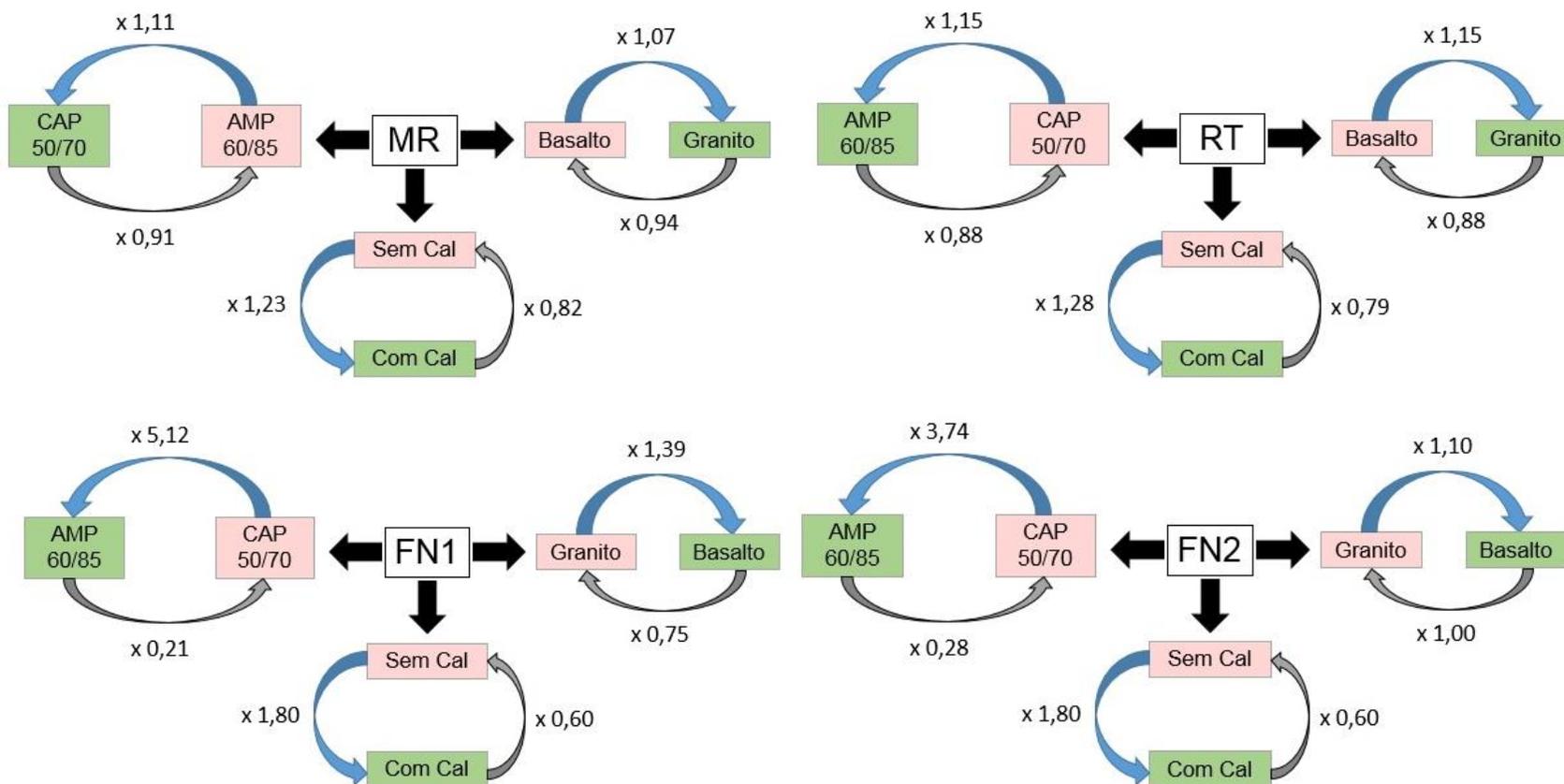
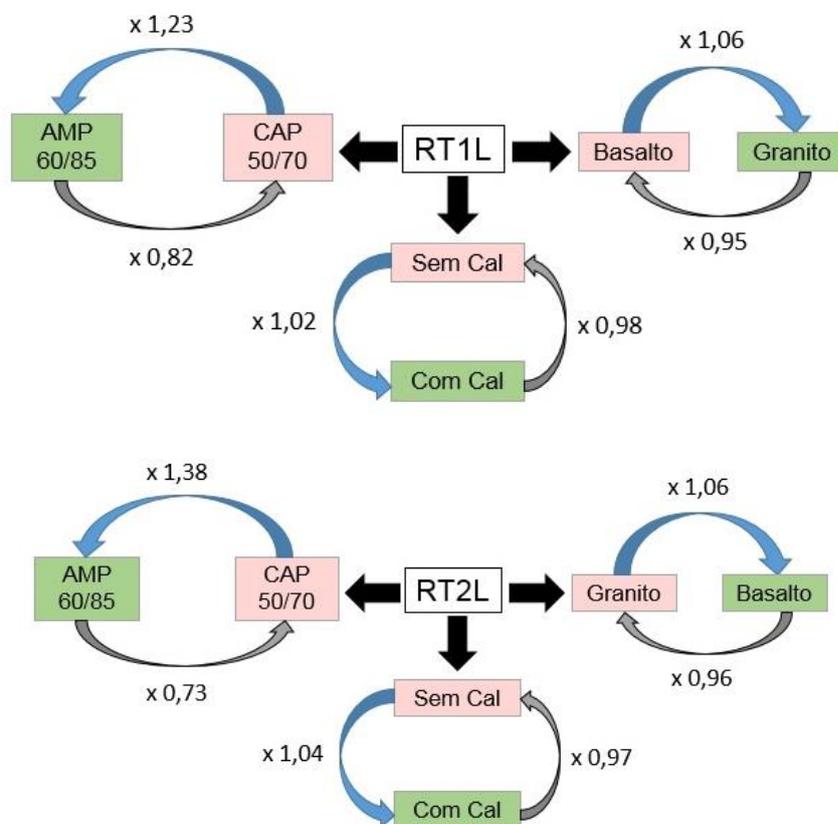


Figura 86 – Esquema resumido com os resultados dos ensaios de MR, RT e FN para as diferentes componentes avaliados no estudo



Fonte: (Autor).

Figura 87 – Esquema resumido com os resultados do ensaio de *Lottman Modificado* para as diferentes componentes analisadas no estudo.



Fonte: (Autor).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão mostradas as conclusões obtidas na pesquisa, com base nos resultados dos ensaios mecânicos, módulo de resiliência, módulo complexo, *Flow Number*, resistência à tração por compressão diametral e *Lottman modificado*. Além disso, são mostradas sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

São necessários ensaios para medir os parâmetros dos pavimentos asfálticos, como a rigidez, resistência à tração, resistência à deformação permanente e coesão/adesão. Outro fator que o estudo buscou responder foi quanto a substituir o tipo de agregado e o ligante asfáltico e se adicionar ou não a cal afetaria os parâmetros das misturas asfálticas. A pesquisa buscou, por meio de 8 misturas asfálticas, verificar quanto o efeito deletério da água afetou estes parâmetros.

Para o parâmetro de rigidez, foram realizados dois tipos de ensaios: Módulo de resiliência e o módulo complexo.

No ensaio de módulo de resiliência, através da metodologia de regressão linear, foi possível verificar que a variável agregado não possuía um valor significativo para este ensaio. Pode-se perceber que adicionar cal nas misturas asfálticas melhoraram em média 1,23 vezes os resultados de MR. Para a maioria das misturas, a substituição do ligante CAP 50/70 pelo AMP 60/85 diminuíram os valores de MR. Logo, concluiu-se que utilizar uma mistura composta por cal melhora os resultados de rigidez no comportamento elástico.

No ensaio de módulo complexo a adição de cal e o tipo do ligante foram os fatores que mais alteraram a rigidez das misturas asfálticas.

No espaço Cole Cole, percebe-se que as amostras compostas pelo CAP 50/70 apresentaram maiores valores de módulo de perda, com isso um maior comportamento viscoso, e maiores valores de módulo de armazenamento, quando comparados as misturas asfálticas com o AMP 60/85. Este fato também ocorre com as misturas composta por cal, onde as mesmas apresentam valores superiores de E1 e E2 quando confrontadas as amostras sem cal. Já quando verificamos se o tipo de agregado altera os valores de E1 e E2, o resultado foi inconclusivo, pois não existe uma tendência nos resultados.

Nos resultados das curvas mestras, nas altas frequências, o CAP 50/70 e a adição de cal apresentaram um aumento nos valores de módulo dinâmico, quando comparados as misturas com AMP 60/85 e sem cal, respectivamente. Para as baixas temperaturas, quando se compara as misturas, pode-se verificar que as amostras com o CAP 50/70 e sem a adição apresentam valores de rigidez superiores as mesmas misturas com AMP 60/85. Em contrapartida, as misturas compostas pelo AMP 60/85 e cal apresentam valores de rigidez superiores as misturas com CAP 50/70 e cal. Já quando comparamos as misturas com o mesmo ligante, mas com e sem adição de cal, pode-se verificar que as amostras compostas pelo CAP 50/70 e cal demonstraram valores de módulo menores que a amostras constituídas apenas de CAP 50/70. Em compensação, as misturas constituídas por AMP 60/85 e cal demonstraram ser mais rígidas que as amostras compostas apenas pelo AMP 60/85 para as baixas frequências.

Nas curvas mestras de ângulo de fase quando se analisa as baixas frequências, em média as misturas compostas pelo ligante 50/70 e amostras sem cal apresentam comportamento mais viscoso que as misturas com AMP 60/85 e com cal. Este comportamento vai se alterando com o aumento da frequência. Já para altas frequências, as amostras constituídas do AMP 60/85 e sem adição de cal apresentam os maiores de ângulo de fase.

Quanto as propriedades de resistência, pode-se verificar que para o ensaio de RT, todas as misturas obtiveram resultados superiores aos propostos pelas normas DNIT-ES 031/2006 e DNER-ES 385/99. As misturas compostas pelo AMP 60/85 apresentaram valores de RT superiores as misturas com o CAP 50/70. Este fato se repete quando é comparado as misturas constituídas de cal com as sem o aditivo, as amostras com cal apresentam resistência à tração superior as misturas sem cal. Outro fato que contribui para o aumento da RT foi o tipo de agregado, onde as amostras de origem granítica possuem valores de RT maiores que as misturas de origem basáltica.

Com relação aos resultados de FN, as misturas compostas pelo AMP 60/85 apresentaram os maiores valores de FN, quando comparada às misturas de CAP 50/70. Esta substituição do tipo de ligante foi tão importante que resultou no aumento dos valores de FN em 5,12 vezes. Quando é adicionado cal nas misturas asfálticas os valores de FN aumentam, com isso ocorre uma maior resistência à deformação permanente. Em média, as misturas compostas pelo agregado basáltico

apresentaram melhores valores de FN, quando comparados as amostras de agregado granítico.

Conforme os resultados obtidos com os ensaios de adesão e coesão, é possível observar, por meio do ensaio *Lottman Modificado*, que todas as misturas obtiveram valores de RRT superiores a 80%. Por meio dos dados, é possível perceber que as misturas que utilizaram AMP 60/85 obtiveram maiores resistências a umidade que as misturas com CAP 50/70. Apenas uma mistura apresentou valor de RRT superior a 100%, este fato pode ser explicado pela variabilidade do ensaio.

Outro ensaio que sofreu ciclos de condicionamento foi o ensaio de módulo complexo.

Em análise ao espaço Cole cole, pode-se verificar que as misturas do grupo 2 apresentam uma maior dissipação de energia interna quando comparadas as misturas do grupo 1, demonstrando um maior comportamento viscoso. Além disso, as misturas do grupo 2 mostraram um maior módulo de armazenamento que as misturas que não sofreram ciclos de condicionamento, com isso um maior comportamento elástico.

Com base nos dados adquiridos das curvas mestras, observou-se que nas altas frequências as misturas que sofreram ciclos de condicionamento obtiveram maiores valores de módulo dinâmico que as mesmas misturas do grupo 1. Como as altas frequências estão associadas as baixas temperaturas, pode-se sugerir que este aumento da rigidez está ligado a umidade presente nos interiores das amostras, após os ciclos de condicionamento. Este fato também ocorre nas baixas frequências, a maioria das misturas do grupo 2 mostraram valores de rigidez superiores do que os apresentados pelas amostras que não sofreram condicionamento.

Quando se verifica a curva mestra em relação ao ângulo de fase, nas altas frequências, as amostras após sofrerem os ciclos de condicionamento apresentaram maiores valores de ângulo de fase, com isso manifestaram uma maior parcela viscosa nas altas frequências. Nas baixas frequências é difícil determinar qual grupo apresentou a maior parcela viscosa ou elástica, pois durante o aumento das frequências o comportamento varia entre os resultados.

Em relação ao FNR, 50% das misturas sofreram uma diminuição dos valores de FN, por razão da ação da água. Em relação aos valores de FN, as misturas do grupo 2 apresentaram os mesmos comportamentos em relação ao tipo de ligante e adição do fíler que o grupo 1. As misturas compostas pelo AMP 60/85, em sua maioria, sofreram uma diminuição dos valores de FN após os ciclos de condicionamento. Não

é possível afirmar se a utilização do ensaio de FN é a melhor maneira de verificar o efeito deletério da água frente à deformação permanente.

Esta pesquisa avaliou, por meio de ensaios mecânicos, o efeito deletério da água em misturas asfálticas e, também, verificou o efeito da umidade frente a rigidez, resistência à tração e à deformação permanente. Ficou evidente que são necessárias mais pesquisas voltadas a análise do dano da umidade em pavimentos asfálticos no Brasil.

Logo, caracterizar o dano da umidade para o comportamento viscoelástico e deformação permanente é de suma importância para a conservação dos revestimentos asfálticos no país.

Percebeu-se que utilizar o ligante modificado e adicionar cal nas misturas asfálticas proporciona diversos benefícios para os pavimentos asfálticos. Sabendo que o preço da cal é muito pequeno em relação aos demais insumos da mistura asfáltica, inserir este aditivo proporciona, além de ótimas vantagens mecânicas e baixo custo financeiro.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a concepção desta dissertação de mestrado foram examinadas algumas possibilidades de continuidade da pesquisa:

- Realizar o protocolo Lottman Modificado para os ensaios referentes ao fenômeno de fadiga em misturas asfálticas;
- Ensaiar os ligantes asfálticos para adquirir as suas propriedades reológicas e comparar com os resultados da reologia das misturas;
- Dar continuidade na pesquisa empregando diferentes tipos de ligantes asfálticos e cales para analisar o comportamento mecânico das misturas asfálticas;
- Utilizar outros tipos de TMN;
- Utilizar outros agregados minerais com diferentes formações geológicas para verificar o comportamento mecânico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials. **Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures**. AASHTO T 342-11. Washington, D. C., 2011.

_____. AASHTO 283-14. **Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage**. Washington, D. C., 2014.

_____. AASHTO TP 79-15. **Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)**. Washington, D. C., 2015.

_____. **Superpave Volumetric Mix Design**. AASHTO M 323-13, Washington, D. C., 2013.

_____. **Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Hot Mix Asphalt**. AASHTO ND T 209-15. Washington, D. C., 2015.

_____. ABNT NBR 6473:2003 - **Cal Virgem E Cal Hidratada** - Análise Química. ABNT, RJ, 2003.

_____. ABNT NBR 16505:2016 **Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida**. Rio de Janeiro, 2016.

AHMAD, J., YUSOFF, N. I. M., HAININ, M. R., RAHMAN, M. Y. A., HOSSAIN, M. **Investigation into hot-mix asphalt moisture-induced damage under tropical climatic conditions**. Construction and Building Materials, 2014.

ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

ANITELLI, A. **Estudo o dano por umidade de misturas asfálticas com ligantes asfálticos convencional e modificado com polímero SBS**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de transportes. Escola de Engenharia de São Carlos de Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

ARABANI. M; HAMED. G. H. **Using the Surface Free Energy Method to Evaluate the Effects of Polymeric Aggregate Treatment on Moisture Damage in Hot-Mix Asphalt**. Journal of materials in civil engineering. 2011.

ARAMBULA, E. M. **Influence of Fundamental Material Properties and Air voids Structure on Moisture Damage of Asphalt Mixes**. Tese de Doutorado. Texas A&M University, College Station, Texas. 2007.

AREGA, Z.; BASHIN, A. **Binder rheology and performance in warm mix asphalt**. Center of transportation Research Board of The National Academies. Washington D. C., 2008.

AZEVEDO, A. M. **Considerações Sobre a Drenagem Subsuperficial na Vida Útil de Pavimentos Rodoviários**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, SP. 2007

BACK, A. H. **avaliação das propriedades químicas e geomecânicas de agregados oriundos de jazidas de rochas de diferentes litologias do estado do RS**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

BALBO, J.T. **Fatos, mitos e falácias sobre os modelos experimentais de fadiga**. In: Anais da 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília. 2000.

BARI J.; WITCZAK, M.W., **Evaluation of the Effect of Lime Modification on the Dynamic Modulus Stiffness of Hot-Mix Asphalt Use with the New Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide**, Transportation Research Record No. 1929, pp. 10-19, 2005.

BARRA, B. S. **Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Mistura asfáltica densas**. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

BARROS, L. M.; BRITO. L. A. T. e CERATTI, J. A. P. **Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes**. Anais do XVIII Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto (CILA). Bariloche, Argentina, 2015, p. 325-333.

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.; 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.

BAUSANO, J, **Development of a new test procedure to evaluate the moisture susceptibility of hot mix asphalt** (2006). Tese e dissertação, Universidade do Estado de Iowa ,2006.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2010. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.

BHASIN, A. **Development of Methods to Quantify Bitumen-Aggregate Adhesion and Loss of Adhesion Due to Water**. Tese de Doutorado, Texas A&M University, College Station, Texas. 2006.

BOCK, A. L. **Efeitos Da Incorporação De Cal Hidratada Em Concretos Asfálticos Elaborados Com Ligante Convencional E Modificado**. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

BOEIRA, F. D. **Estudo do comportamento de concretos asfálticos com diferentes tipos de agregados e cales.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

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

BONAQUIST, R. **Evaluation of Flow Number (FN) as a discriminating HMA mixture property.** Wisconsin Highway Research Program. Projeto Número 0092-09-01, 2012.

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.

BRUXEL, D. F. **Estudo do comportamento viscoelástico de concretos asfálticos convencionais e modificados através de ensaios laboratoriais e de análise de desempenho.** 2015. 129 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2015.

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas.** 2010. 196p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

CARDONA, D. A. R.; POUGET, S.; DI BENEDETTO, H.; OLARD, F. **Viscoelastic behavior characterization of a Gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen.** Materials Research, Vol. 18 (2), p. 373-381, 2015.

CARO, S. A. **Coupled Micromechanical Model of Moisture-Induced Damage in Asphalt Mixtures: Formulation and Applications.** Tese de Doutorado, Texas A&M University, College Station, Texas. 2009.

CARVALHO, R. L. E. **Prediction of permanent deformation in asphalt concrete.** Tese de Doutorado University of Maryland, College Park. 2012.

CHENG, D. **Surface Free Energy of Asphalt-Aggregate System and Performance Analysis of Asphalt Concrete Based on Surface Free Energy.** Tese de Doutorado, Texas A&M University. 2002

CHOI, Y. T. **Development of a mechanistic prediction model and test protocol for the permanente deformation of asphalt concrete.** Tese de Doutorado, North Carolina State Universty, NC. 2013.

CHRISTENSEN, R. M. **Theory of Viscoelasticity**. Dover Publications, Inc, 2nd Ed. New York, USA, 364 pg, 2003.

CLYNE, T. R.; LI, X.; MARASTEANU, M. O.; SKOK, E. L. **Dynamic and resilient modulus of Mn/DOT asphalt mixtures**. Minnesota Department of Transportation. Final Report. St. Paul, Minnesota, 2003.

_____. DNER-ME 043/95: **Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall**. Rio de Janeiro, 1995, 11p.

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

_____. DNIT – ME 135/2010: **Pavimentação asfáltica – Mistura asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2010, 6p. Origem: DNER-ME 133/1994.

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

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. 283p. 2005.

DONGMO-ENGELAND, B.J. **Caracterisation des Deformations d’Orniérage des Chaussées Bitumineuses**. Thèse de Docteur Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l’État.2005

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007.

FERNANDES, D. P. **Efeito da incorporação de cal no comportamento viscoelástico de concretos asfálticos**. Trabalho de Conclusão de curso. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 2017.

FERREIRA, J. L. S. **Melhoramento da resistência à deformação permanente de mistura asfáltica pela escolha granulométrica a partir da metodologia de faixa de agregados dominantes**. Monografia (Graduação), Universidade Federal do Ceará, Ceará, 2015.

FHWA. **Distress identification manual for long-term pavement performance program. Federal Highway Administration.** U.S. Department of Transportation 4^o Edition Revised. 154p. Mclean, 2003.

FURLAN, A.P et al. **Influência de Características dos Agregados na Susceptibilidade a Dano por Umidade de Misturas Asfálticas.** In: 17^o ENCONTRO DE ASFALTO, 2004, Rio de Janeiro.

FURLAN, A. P. **Consideração acerca da adesão e da suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas densas à luz de algumas propriedades mecânicas.** Tese (doutorado). Engenharia de Transportes. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2006.

GOUVEIA, L. T.; FURLAN, A. P.; PARREIRA, A. B.; FERNANDES Jr., J. L.; Fabbri, G. T. P. **Considerações Acerca da Absorção de Asfalto pelos Agregados e sua Influência na Suscetibilidade à Umidade.** XVIII Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes (ANPET), Florianópolis, SC. 2004.

GRANICH, A. R. **Efeitos da adição de cales na vida de fadiga de concretos asfálticos com agregados de basalto e ligantes convencional e modificado.** Dissertação (Mestrado) em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015.

HANZ, A; BAHIA, H. U; KANITPONG, K.; WEN, H. **Test Method to Determine Aggregate/Asphalt Adhesion Properties and Potential Moisture Damage.** Wisconsin Highway Research Program, Performing Organization Code, University of Wisconsin – Madison. 2007

HICKS. R. P. **Moisture damage in asphalt concrete. National Cooperative Highway Research Program.** Synthesis Of Highway Practice 175, Transportation Research Board, Washington, 1991.

HUANG, B., SHU, X., LI, G. **Laboratory investigation of Portland cement concrete containing recycled asphalt pavements.** Cement and Concrete Research, 35, 2005.

HUANG, B., SHU, X., DONG, Q., SHEN, J. **Laboratory evaluation of moisture susceptibility of hot-mix asphalt containing cementitious fillers.** J. Mater. Civ. Eng. 22 (7), 667e673. 2010.

HUNTER, E.R., KSAIBATI, K. **Evaluating moisture susceptibility of asphalt mixes. Report MPC02- 138. Wyoming.** 2001

ILLINOIS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Illinois Flexibility index Test Procedure - 405.** 2015.

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

JUNG, S. **The effects of asphalt binder oxidation on hot mix asphalt concrete mixture rheology and fatigue performance.** Tese (Doutorado). Office of Graduate Studies Of Texas A&M University, Texas, 172 pag. 2006.

KAKAR, M. R. HAMZAH, M. O. VALENTIN, J. **A review on moisture damages of hot and warm mix asphalt and related investigations.** Journal of Cleaner Production, 39-58. 2015.

KANDHAL, P. **Moisture susceptibility of HMA mixes: identification of problem and recommended solutions.** NCAT. Report 92-1. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Alabama, USA. 1992.

KIGGUNDU, B. M.; ROBERTS, F. L. **Stripping in HMA Mixtures: State-of-the-Art and Critical Review of Test Methods.** Auburn University: National Center for Asphalt Technology. 1988.

KIM, Y. R. **Fatigue performance evaluation of westrack asphalt mixtures using viscoelastic continuum damage approach** (Report No. FHWA/NC/ 2002- 004), United States, 2002.

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, Richard; Wen & Y Haifang. **Fracture Energy from Indirect Tension Testing.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. 71. 779-793. 2002.

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

KRINGOS, N. **Modeling of Combined Physical-Mechanical Moisture Induced Damage in Asphaltic Mixes.** Tese de Doutorado, Technische Universiteit Delft, Holanda. 2007.

LACROIX, A.T. **Performance prediction of the NCAT test track pavements using mechanistic models.** Tese de Doutorado, North Carolina State University, NC. 2013.

LIBERATORI, L. A. CONSTANTINO, R.S. **Melhoradores de adesividade para misturas asfálticas.** Estado da Arte. 18^o Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro. 2006.

LITTLE, D.N.; EPPS, J.A. **The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt, prepared for National Lime Association.** The Versatile Chemical. 2001.

LITTLE, D.N.; EPPS, J.A.; SEBAALY, P.E. **The benefits of hydrated Lime in hot mix asphalt.** Report for National Lime Association, 2006.

LOTTMAN, R. P. **Predicting Moisture-Induced Damage to Asphalt Concrete – Field Evaluation Phase.** National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board. UI Project 677-K297. P 32-33. 1978.

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.

MALLICK, R.; GOULD, J.; BHATTARJEE, S.; REGIMAND, A.; JAMES, L.; BROWN, E. **Development of a Rational Procedure of Evaluation of Moisture Susceptibility of Asphalt Paving Mixes.** 82nd Annual TRB Meeting. Washington, D.C. 2003.

MANGIAFICO, S. **Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends.** Tese (doutorado) - Ecole doctorale : Mécanique, Énergétique, Génie Civil, Acoustique Spécialité : Génie Civil. 2014.

MEDINA, J. MOTTA, L. M. G. **"Mecânica dos pavimentos."** Rio de Janeiro: Editora UFRJ 23 (1997).

MEDINA, J.; MOTTA L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** 2ª Edição, Rio de Janeiro-RJ, Editora UFRJ, 2005.

MEHRARA, A., KHODAILI, A. **Evaluation of asphalt mixtures' moisture sensitivity by dynamic creep test.** J. Mater. Civ. Eng. 23 (2), 212-219. 2010.

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.

MENSCH, N. G. **Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas.** Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado, Porto Alegre, 2017.

MERCADO, E. A. **Influence of Fundamental Material Properties and Air Void Structure on Moisture Damage of Asphalt Mixes.** Texas A&M University. 2007.

MERIGHI, J. V. e FORTES, R. M. **O Ensaio de Creep Estático - Uma Ferramenta Para Avaliação do Desempenho de Misturas Asfálticas Quanto à Deformação Permanente.** 12ª Reunião de Pavimentação Urbana. Aracaju, SE.2003

MORAES, R., VELASQUEZ, R., BAHIA, H.U. **Measuring the effect of moisture on asphalt-aggregate bond with the bitumen bond strength test.** Transp. Res. Rec. J .transp. Res. Board 2209 (1), 70e81. 2011.

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.

MOURA, E. **Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Agentes Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas.** Dissertação

(Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2001.

NADKARNI A. A., KALOUSH K. E., ZEIADA W. A., BILIGIRI K. P. **Using Dynamic Modulus Test to Evaluate Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures.** Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, pág 29-35, 2009

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente.** Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio de Janeiro, 2008.

NUÑES, W. P; CERATTI, J. P; PERACA, V.; TSUKUDA, R. S. **Produzindo misturas asfálticas do elevado desempenho com emprego de cal hidratada.** ABPv – 38ª Reunião Anual de Pavimentação – Manaus, p 15, 2007.

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.

OLIVEIRA FILHO, C. M. S. **Adesão e Coesão em Misturas Asfálticas (Melhoradores de Adesividade, Ligantes Modificados e Intertravamento).** In: XX Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes (ANPET), Brasília, DF.2007.

OLIVEIRA FILHO, C; SOARES, J. B. **Melhoradores de Adesividade e Intertravamento.** In: XX ANPET - congresso de pesquisa e ensino em transportes, Brasília-DF. 2006.

ONOFRE, F. C. **Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Produzidas com Ligantes Asfálticos Modificados por Ácido Polifosfórico e Polímeros.** Dissertação de Mestrado. PETRAN. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE. 2012.

PANIZ, E. **Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no Brasil.** Dissertação de mestrado, Santa Maria, RS, 2018.

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

PAVIANI, T. M. **Efeitos da adição de cal hidratada no comportamento mecânico de concretos asfálticos produzidos com agregado granítico.** Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015.

PHAN C. V; DI BENEDETTO H, SAUZÉAT C; LESUEUR D, POUGET S, OLARD F, DUPRIET S. **Complex modulus and fatigue resistance of bituminous mixtures containing hydrated lime, Construction and Building Materials,** pp 24-33. 2017

PREUSSLER, E. S. PINTO, S. MEDINA, J. **Determinação da vida de fadiga de concretos asfálticos brasileiros e aplicação no dimensionamento de reforço de pavimentos.** Anais da 16ª Reunião Anual de Pavimentação da ABPv, Recife-Pe, 1981.

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

RIBEIRO, E. A. **O efeito da modificação de ligante asfáltico com o líquido da castanha de caju (LCC) na resistência ao dano por umidade e misturas asfálticas.** Dissertação (mestrado) em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R. et al. **Hot mix asphalt materials, mixture, design and construction.** 2 ed. Lanham, Maryland, Napa Education Foundation. 1996.

ROQUE, R.; BEKOE, M.; ISOLA, M.; ZOU, J.; LOPP, G. **Validation and refinement of mixture volumetric material properties identified in Superpave monitoring Project II: phase II.** Gainesville, Flórida, 2015.

SANTUCCI, L. **Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements.** Institute of Transportation Studies. Pavement Research Center, UC Berkeley (USA). 2003.

SCHAPERLY, R.A. **On the Characterization of Nonlinear Viscoelastic Materials.** Polymer Engineering and Science, v. 9, p. 295–310, 1969.

SCHUSTER, S. L. **Estudo da influência da areia natural nas propriedades mecânicas de uma mistura asfáltica.** Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria – RS. 2016.

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 (nº 13), p. 59, 1985.

SOLAIMANIAN, M; KENNEDY, T. W. **Precision of Moisture Susceptibility test method tex 531-C.** Research Report 4909-1F. Center for Transportation Research, University Of Texas at Austin. 2000.

SOLAIMANIAN, M.; HARVEY, J.; TAHMORESSI, M.; TANDON, V. **Test Methods to Predict Moisture Sensitivity of Hot Mix Asphalt Pavements.** Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements: a National Seminar. San Diego, California Washington DC: National Academies Press. 2003.

SOLAIMANIAN M; C CHANG C. **Using Dynamic Modulus Test as a Tool to Determine Resistance of Asphalt Concrete to Moisture Damage,** 2010.

SOUZA, J. B., HARVEY, J., OAINTE, L., et al. **Evaluation of Laboratory Procedures for Compacting Asphalt - Aggregate Mixtures**. In: Report nº SHRPAUWP - 91-523, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., EUA. 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.

TERREL, R.; AI-SWAILMI, S. **Water Sensitivity of Asphalt-Aggregate Mixes: test selection**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, D.C. (USA). 1994.

TUNNICLIFF, D. G.; ROOT, R. E. **Use of antistripping additives in asphalt concrete mixtures**. Transportation research Council. NCHRP Report 274, Washington, DC. 1984.

VARGAS-NORDCBECK, A., LEIVA VILLACORTA F, AGUIAR MOYA J.P.; LORÍA SALAZAR L.G. **Evaluating Moisture Susceptibility of Asphalt Concrete Mixtures Through Simple Performance Tests**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 70-78. 2016,

WILLIAMS, R. C.; BREAKAH, T M., **Evaluation of Hot Mix Asphalt Moisture Sensitivity Using the Nottingham Asphalt Test Equipment**. Project Reports. 15. 2010

WILLIAMS, M. L, LANDEL R. F, FERRY J. D. **The Temperature Dependence of Relaxation Mechanisms in Amorphous Polymers and Other Glass-forming Liquids**. Journal of the American Chemical Society, v.77, pp 3701-3707, 1955.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K. E; PELLINEN, T. K.; EL-BASYOUNY, M.; VON et al., **Simple performance test for Superpave mix design**, National Cooperative Highway Research Program –NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA.

WOLDEKIDAN, H. **Responde modelling of bitumen, bituminous mastic and mortar**. Dissertação (Mestrado). Section of Road and Railway Engineering, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, The Netherlands. 260 f. 2011.

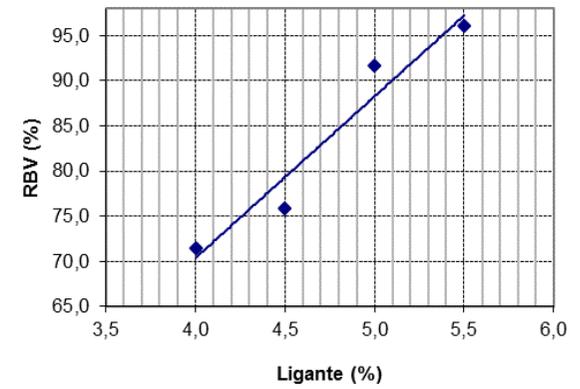
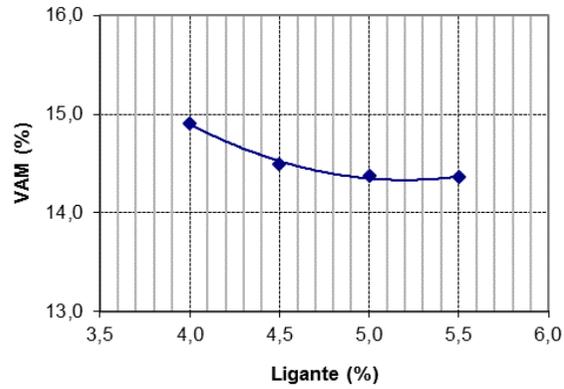
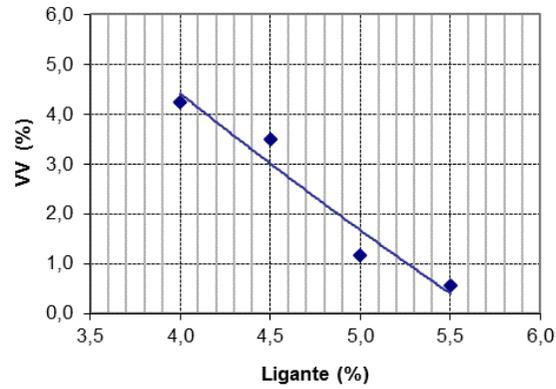
YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2nd Edition (Hardcover). 1975.

YUSOFF, N. I.; CHAILLEUX, E.; AIREY, G. D. **A Comparative Study of the Influence on Shift Factor Equations on Master Curve Construction**. International Journal of Pavement Research and Technology. Vol. 4. No. 6. Nov. 2011.

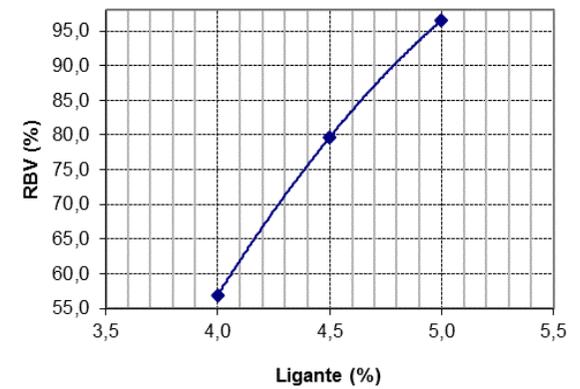
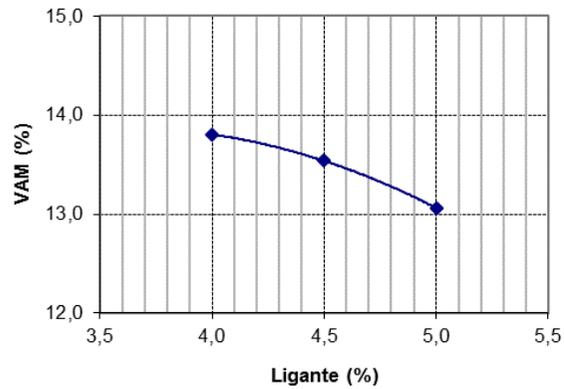
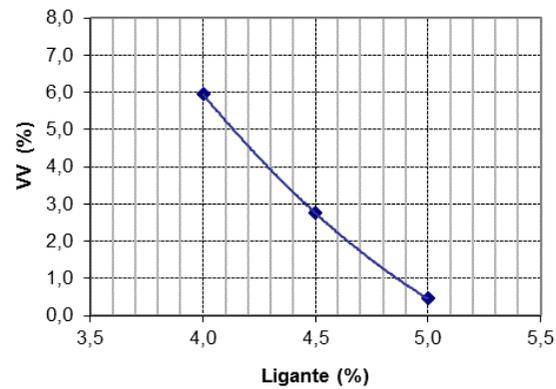
ZUBARAN, M. **Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto**. 2014. 151p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

APÊNDICE A – RESULTADOS DAS DOSAGENS SUPERPAVE

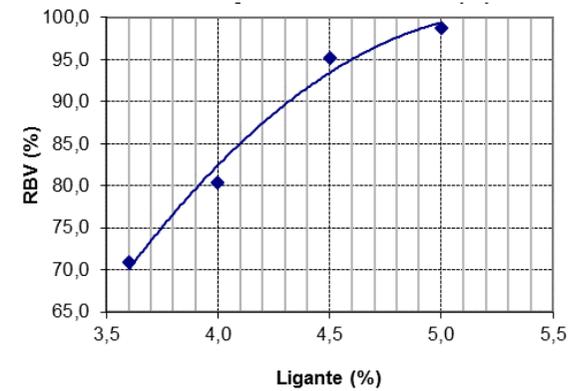
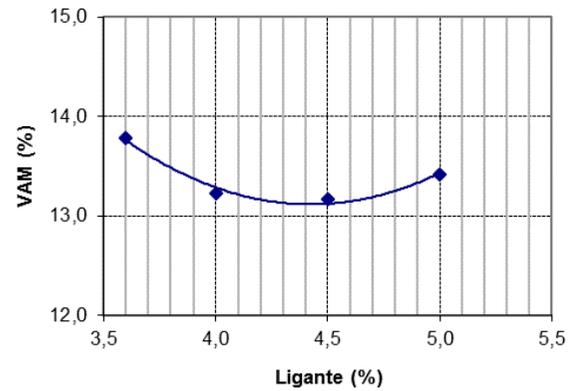
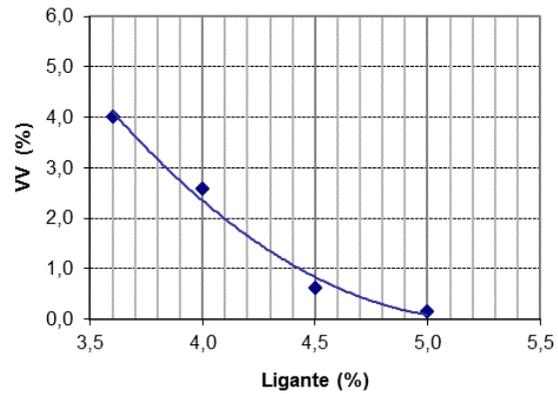
APÊNDICE A₁ – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura BS 50/70



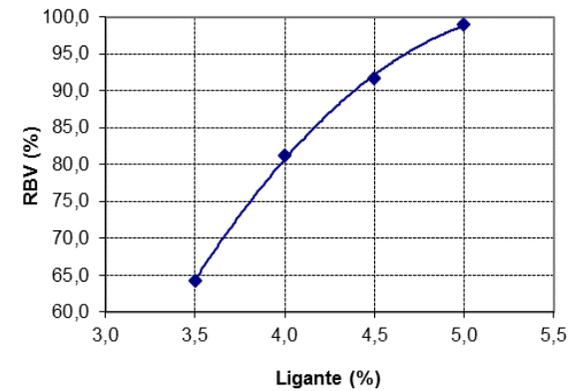
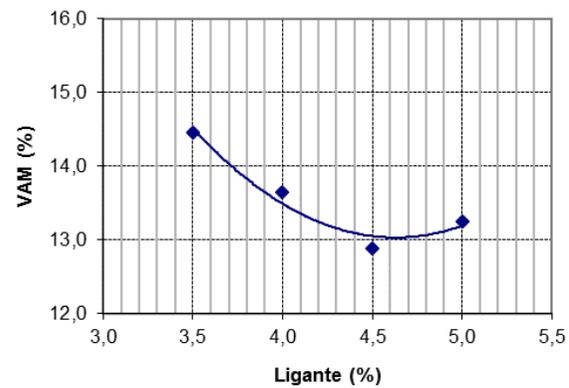
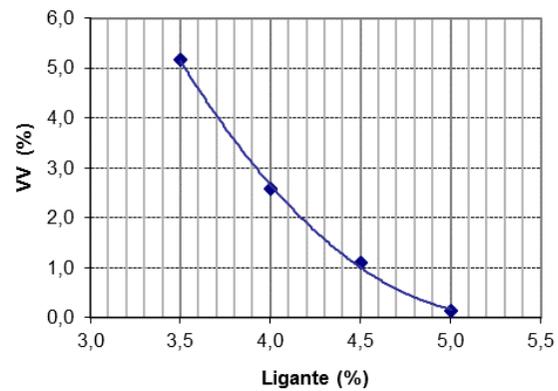
APÊNDICE A₂ – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura GS 50/70



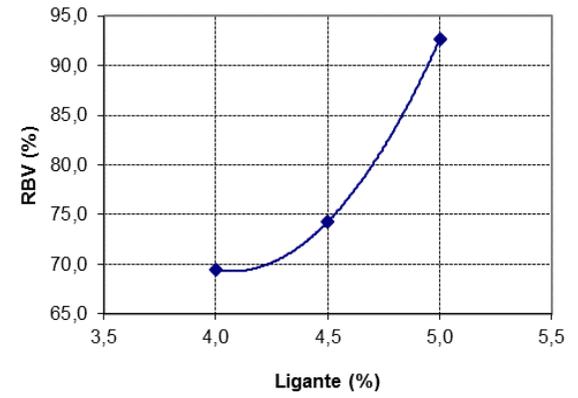
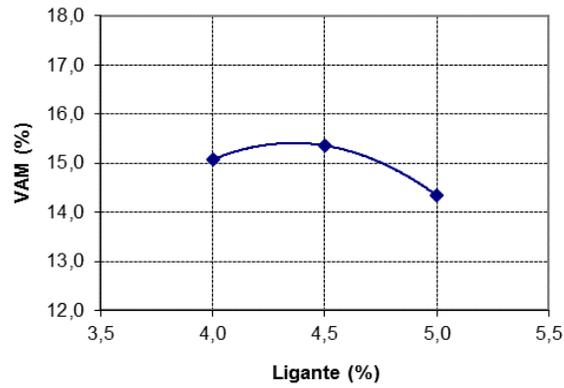
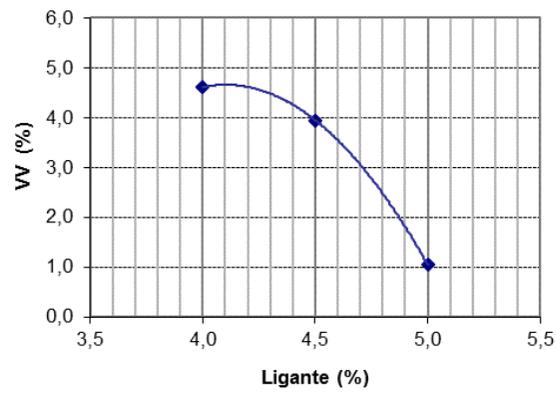
APÊNDICE A₃ – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura BC 50/70



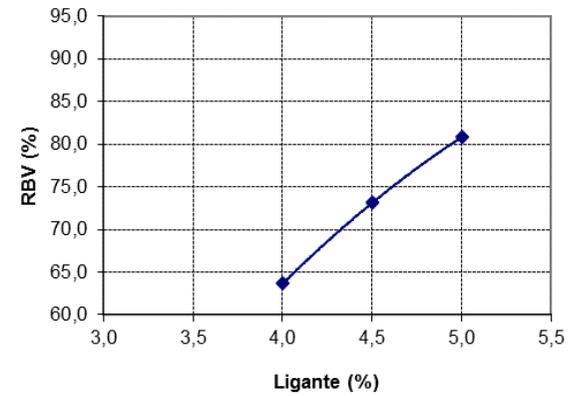
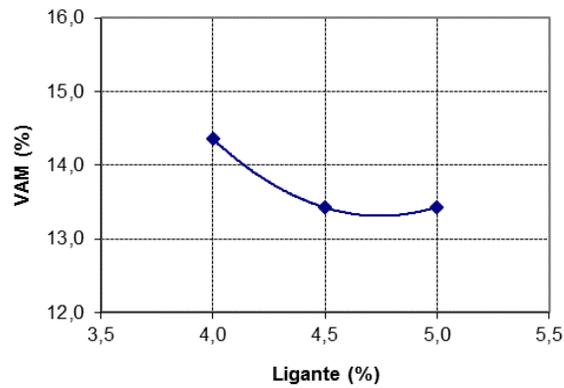
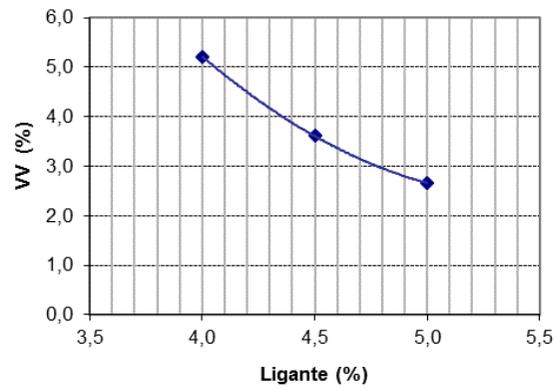
APÊNDICE A₄ – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura GC 50/70



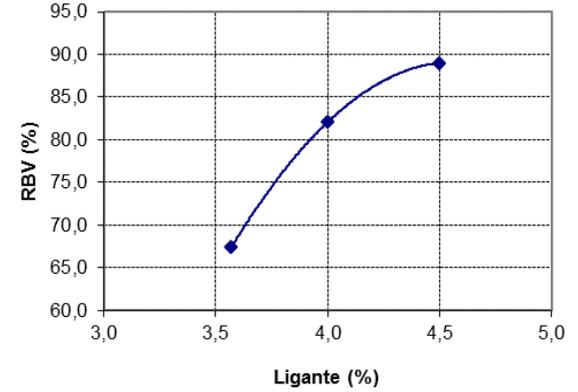
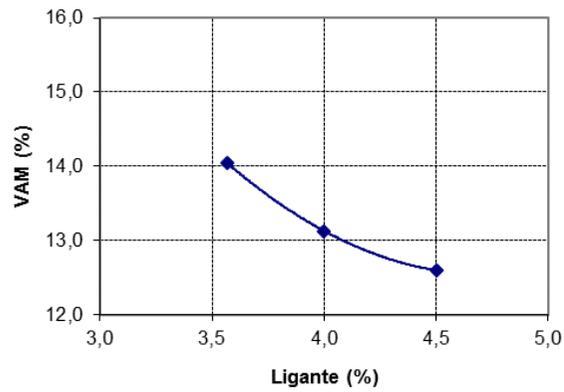
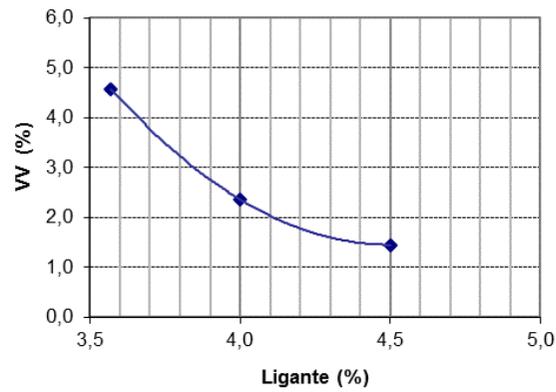
APÊNDICE A₅ – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura BS 60/85



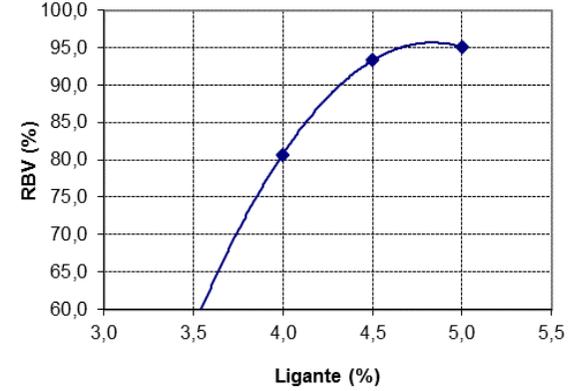
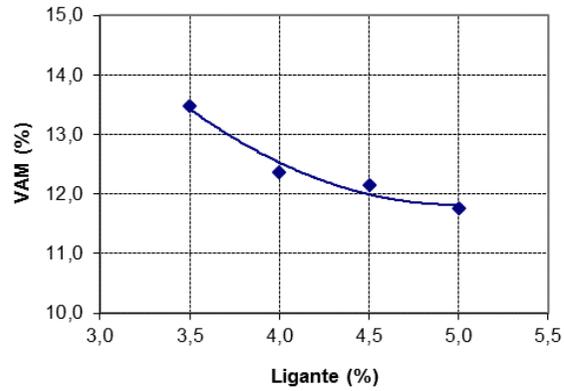
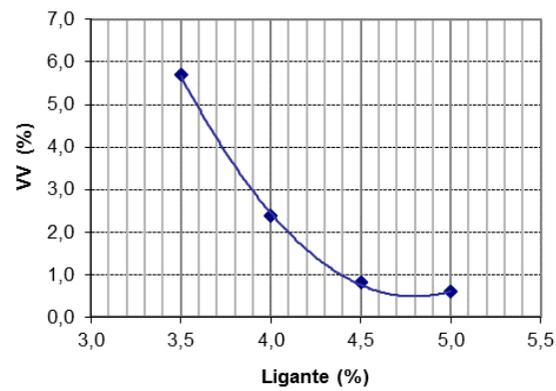
APÊNDICE A₆ – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura GS 60/85



APÊNDICE A7 – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura BC 60/85



APÊNDICE A8 – Resultados gráficos dos parâmetros VV, VAM e RBV da dosagem Superpave para a mistura GC 60/85



APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO

APÊNDICE B₁ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BS 50/70 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	29290	28365	2,18	2,29
-10	20	29144	28901	2,26	2,14
-10	10	28661	28582	2,61	2,51
-10	5	28110	28104	2,94	2,86
-10	2	27264	27358	3,4	3,34
-10	1	26555	26721	3,83	3,71
-10	0,5	25736	26023	4,26	4,16
-10	0,2	24693	24991	4,87	4,75
-10	0,1	23938	24339	5,38	5,2
-10	0,01	21853	22618	6,94	6,01
4	25	21635	21635	4,67	4,67
4	20	22725	22725	6,03	6,03
4	10	21909	21909	6,68	6,68
4	5	20880	20880	7,48	7,48
4	2	19397	19397	8,64	8,64
4	1	18227	18227	9,62	9,62
4	0,5	16939	16939	10,77	10,77
4	0,2	15138	15138	12,51	12,51
4	0,1	13896	13896	13,73	13,73
4	0,01	10146	10146	17,92	17,92
21	25	14885	14142	13,87	15,12
21	20	13413	13546	15,59	15,39
21	10	11928	12052	17,03	17,3
21	5	10387	10553	19,03	18,97
21	2	8479	8711	21,54	21,5
21	1	7139	7406	23,66	23,51
21	0,5	5908	6197	25,86	25,58
21	0,2	4530	4715	28,88	28,19
21	0,1	3607	3690	30,9	29,97
21	0,01	1478	1372	34,9	33,51
37	25	3010	3765	40,42	36,22
37	20	2733	3426	40,38	36,08
37	10	1923	2473	42,23	37,75
37	5	1301	1716	44,08	39,12
37	2	758,6	1039	46,84	39,82
37	1	503,2	696,7	46,63	39,38
37	0,5	343,2	484,8	44,39	37,82
37	0,2	211,8	310,3	40,62	34,87
37	0,1	152,4	227	37,44	32,32
37	0,01	70,8	115,9	41,85	21,7
54	25	333,8	333,8	45,21	41,66
54	20	290,1	290,1	44,83	40,18
54	10	200,7	200,7	41,5	37,52
54	5	137	137	38,13	35,36
54	2	81,8	81,8	29,22	32,69
54	1	65,1	65,1	21,65	28,16
54	0,5	54	54	24,13	24,13
54	0,2	38,3	38,3	29,66	20,23
54	0,1	28	28	18,66	16,39
54	0,01	18,3	18,3	14,09	8,47

APÊNDICE B₂ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GS 50/70 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	28141	26779	2,26	2,15
-10	20	29452	26634	2,45	2,17
-10	10	29055	26221	2,41	2,48
-10	5	28624	25754	2,71	2,83
-10	2	27887	25027	3,16	3,28
-10	1	27282	24430	3,5	3,64
-10	0,5	26602	23761	2,87	4,07
-10	0,2	25612	22826	4,44	4,63
-10	0,1	24895	22221	4,85	5,04
-10	0,01	22987	20729	6,18	5,75
4	25	26138	24002	1,37	5,83
4	20	27409	23837	3,88	5,95
4	10	26590	22824	6,22	6,71
4	5	25196	21725	7	7,45
4	2	23111	20035	8,11	8,45
4	1	21795	18621	9,02	9,29
4	0,5	20230	17346	9,97	10,17
4	0,2	18216	15633	11,4	11,43
4	0,1	16747	14480	12,51	12,33
4	0,01	12034	10593	16,66	16,22
21	25	15870	13517	13,55	12,2
21	20	15386	12942	15,36	13,15
21	10	13812	11481	16,14	13,72
21	5	12069	10087	18,25	14,4
21	2	9966	8432	20,94	17,04
21	1	8461	7291	23,22	20,24
21	0,5	7069	6161	25,44	23,44
21	0,2	5457	4780	28,35	27,25
21	0,1	4284	3796	30,29	29,73
21	0,01	1591	1433	34,68	24,45
37	25	3980	3901	35,75	36,8
37	20	3727	3561	34,56	35,39
37	10	2785	2535	35,89	37,27
37	5	1975	1721	37,44	39,29
37	2	1188	985,3	40,95	40,95
37	1	780,6	617	39,57	41,96
37	0,5	523,2	426,5	38,55	40,59
37	0,2	305	263,5	37,02	37,43
37	0,1	197,7	184	35,28	32,22
37	0,01	76,4	82,9	24,91	8,05
54	25	744,3	744,3	42,51	42,51
54	20	616,8	616,8	42,73	42,73
54	10	404	404	40,87	40,87
54	5	256,6	256,6	39,14	39,14
54	2	143,3	143,3	35,00	35,00
54	1	106,5	106,5	30,77	30,77
54	0,5	84,1	84,1	26,9	26,9
54	0,2	66,9	66,9	22,37	22,37
54	0,1	56,4	56,4	19,99	19,99
54	0,01	40,1	40,1	10,12	10,12

APÊNDICE B₃ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BC 50/70 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	31822	30130	2,14	2,21
-10	20	31948	29918	2,03	2,28
-10	10	31538	29480	2,09	2,59
-10	5	31043	28962	2,26	2,92
-10	2	30340	28255	2,58	3,31
-10	1	29689	27505	2,92	3,71
-10	0,5	29029	26848	3,28	4,09
-10	0,2	27836	25819	3,72	4,59
-10	0,1	26823	25076	4,13	4,96
-10	0,01	24643	23087	5,33	5,72
4	25	26289	24836	5,15	5,33
4	20	25901	24507	5,28	5,48
4	10	24832	23527	5,98	6,24
4	5	23641	22476	6,80	7,00
4	2	21971	20961	7,94	8,20
4	1	20612	19747	8,91	9,28
4	0,5	19223	18399	10,00	10,30
4	0,2	17345	16658	11,64	11,88
4	0,1	16064	15432	12,85	13,12
4	0,01	11948	11103	17,50	18,26
21	25	17026	14227	13,13	16,00
21	20	16493	13652	14,32	16,13
21	10	14727	12113	16,39	18,08
21	5	12942	10582	18,78	20,16
21	2	10658	8574	21,93	23,14
21	1	9004	7134	24,49	25,49
21	0,5	7455	5810	26,56	27,93
21	0,2	5561	4216	29,59	31,09
21	0,1	4257	3150	31,86	33,27
21	0,01	1478	1010	36,43	37,91
37	25	4026	3222	41,67	39,59
37	20	3713	2865	40,02	39,51
37	10	2582	1973	42,18	41,82
37	5	1802	1294	44,17	44,07
37	2	1031	721,7	44,25	45,92
37	1	640,7	463,7	44,40	45,52
37	0,5	437,7	309,6	42,13	43,38
37	0,2	274,6	183,8	37,94	38,97
37	0,1	197,5	128,3	34,52	31,55
37	0,01	101,1	45,6	23,91	35,13
54	25	960,2	1035	23,59	31,62
54	20	826,1	876,5	23,01	23,01
54	10	552,7	537,3	20,13	29,94
54	5	363,5	333	21,32	27,31
54	2	213	209,1	19,70	24,81
54	1	167,8	172,5	15,87	29,79
54	0,5	143,8	136,5	16,23	24,03
54	0,2	122,1	113,4	14,36	19,62
54	0,1	112,1	101,3	13,07	14,48
54	0,01	91,7	91,7	12,14	12,14

APÊNDICE B₄ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GC 50/70 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	32031	22268	1,53	2,19
-10	20	32018	22782	1,78	2,57
-10	10	31634	22581	1,96	2,63
-10	5	31157	22257	2,32	2,99
-10	2	30436	21713	2,69	3,44
-10	1	29825	21288	2,98	3,76
-10	0,5	29158	20836	3,39	4,39
-10	0,2	28204	20088	3,92	4,68
-10	0,1	27493	19621	4,26	5,20
-10	0,01	25337	18229	5,51	6,72
4	25	26468	22676	3,35	4,97
4	20	26165	22388	4,47	5,18
4	10	25066	21541	4,84	5,81
4	5	23822	20616	6,03	6,48
4	2	22192	19297	7,00	7,46
4	1	20898	18238	7,90	8,23
4	0,5	19551	17165	8,86	9,11
4	0,2	17726	15679	10,21	10,39
4	0,1	16500	14607	11,05	11,39
4	0,01	11959	10561	15,49	16,25
21	25	14567	9475	15,65	17,23
21	20	13941	8991	16,18	16,88
21	10	12317	7945	17,81	19,28
21	5	10711	7072	19,66	21,01
21	2	8776	5962	22,18	23,64
21	1	7436	5192	24,07	25,28
21	0,5	6181	4428	26,06	26,86
21	0,2	4677	3417	28,65	28,73
21	0,1	3623	2699	30,35	29,66
21	0,01	1243	988,3	33,41	31,66
37	25	3257	3839	38,14	35,24
37	20	2969	3534	37,84	35,00
37	10	2069	2588	40,10	36,89
37	5	1383	1812	42,30	38,74
37	2	800,8	1088	44,14	40,59
37	1	536,4	712,8	43,68	41,87
37	0,5	363,3	487,8	42,30	41,40
37	0,2	223,5	286,2	35,15	36,34
37	0,1	152,5	193,9	27,36	28,47
37	0,01	51,5	72,4	26,54	16,38
54	25	472,4	472,4	43,63	43,63
54	20	400,6	400,6	43,89	43,89
54	10	274,5	274,5	40,71	40,71
54	5	181,6	181,6	38,84	38,84
54	2	106,4	106,4	34,60	34,60
54	1	86	86	26,51	26,51
54	0,5	76,5	76,5	11,64	11,64
54	0,2	59,6	59,6	8,00	8,00
54	0,1	55	55	9,50	9,50
54	0,01	45,3	45,3	16,44	16,44

APÊNDICE B₅ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BS 60/85 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	29930	24485	2,46	2,48
-10	20	28185	24322	2,37	2,63
-10	10	27649	23829	2,77	2,99
-10	5	26971	23268	3,28	3,38
-10	2	25993	22450	3,9	3,97
-10	1	25155	21714	4,39	4,4
-10	0,5	24270	20963	4,94	4,9
-10	0,2	23087	19912	5,72	5,6
-10	0,1	22262	19157	6,23	6,07
-10	0,01	20018	17505	8,13	7,52
4	25	21161	20434	7,01	5,79
4	20	20864	20201	7,59	6,02
4	10	19740	19299	8,59	6,76
4	5	18538	18299	9,67	7,63
4	2	16820	16857	11,26	8,89
4	1	15446	15708	12,62	9,99
4	0,5	14003	14518	14,11	11,2
4	0,2	12051	12912	16,44	12,95
4	0,1	10623	11764	18,17	14,26
4	0,01	7033	7957	22,91	19,76
21	25	7515	10415	20,73	17,7
21	20	7627	10262	22,29	18,28
21	10	6556	8987	26,63	20,63
21	5	5463	7701	28,17	22,83
21	2	4149	6107	29,51	25,68
21	1	3309	5024	30,87	27,91
21	0,5	2621	4051	31,85	29,97
21	0,2	1843	2914	33,15	32,52
21	0,1	1375	2193	33,35	34,13
21	0,01	528,5	736	32,58	37,94
37	25	1496	2269	41,55	42,04
37	20	1433	2081	40,2	41,42
37	10	1068	1472	37,63	42,82
37	5	753,2	1032	36,74	44,58
37	2	460,9	623	35,29	30,95
37	1	331	423,5	33,31	30,11
37	0,5	261,8	316,9	29,56	19,72
37	0,2	202	226,9	23,59	23,59
37	0,1	154	173,7	24,67	26,98
37	0,01	47,3	51,2	48,51	4,59
54	25	461,9	631,4	39,11	42,33
54	20	397,5	554,6	40,89	41,56
54	10	294,3	390,5	37,37	38,88
54	5	211,5	268,2	34,97	36,43
54	2	136,8	164,8	31,07	33,31
54	1	110,6	131,5	26,09	28,3
54	0,5	93,3	106,4	21,91	25,7
54	0,2	75,6	82,5	14,6	22,35
54	0,1	65	69,3	12,71	19,95
54	0,01	46,1	43,7	16,99	16,99

APÊNDICE B₆ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GS 60/85 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	26387	27439	2,58	2,03
-10	20	26544	27481	2,67	2,21
-10	10	26067	27038	2,95	2,52
-10	5	25479	26539	3,35	2,79
-10	2	24670	25806	3,82	3,26
-10	1	23934	25187	4,20	3,61
-10	0,5	23133	24530	4,69	4,00
-10	0,2	22036	23364	5,33	4,58
-10	0,1	21240	22893	5,79	5,02
-10	0,01	19724	20950	6,98	6,24
4	25	22103	22108	0,03	3,80
4	20	21708	21779	2,71	4,75
4	10	21530	20668	6,84	5,85
4	5	20474	19684	7,29	6,55
4	2	19026	18227	8,47	7,58
4	1	17804	17097	9,39	8,37
4	0,5	16474	15959	10,39	9,27
4	0,2	14714	14439	11,84	10,58
4	0,1	13436	13456	12,97	11,47
4	0,01	9421	9856	17,31	14,72
21	25	11428	11490	17,15	16,11
21	20	11048	11035	18,83	16,76
21	10	9442	9676	20,32	18,26
21	5	8079	8415	22,22	20,07
21	2	6455	6556	24,60	22,74
21	1	5362	5760	26,34	25,31
21	0,5	4392	4771	28,09	27,88
21	0,2	3260	3567	30,30	31,12
21	0,1	2496	2756	31,74	33,38
21	0,01	844,6	992,9	33,95	41,22
37	25	2723	3341	37,07	35,19
37	20	2474	3038	37,69	35,74
37	10	1799	2232	38,99	37,04
37	5	1281	1573	40,04	38,09
37	2	805,6	980,3	40,77	39,56
37	1	566,7	672,9	40,47	42,42
37	0,5	415,3	495,5	38,54	40,92
37	0,2	276,5	331,7	34,88	35,37
37	0,1	207,6	241	31,92	31,93
37	0,01	115,2	109,8	20,61	20,61
54	25	598,3	601,5	39,35	40,66
54	20	512	542,3	40,29	39,29
54	10	366,8	385,1	38,45	36,58
54	5	263,2	271,1	36,39	34,58
54	2	170	165,7	31,24	32,82
54	1	134	129,6	21,74	29,40
54	0,5	112,2	105,7	13,93	27,34
54	0,2	46,5	80,4	24,98	24,98
54	0,1	56,6	63,9	23,80	23,80
54	0,01	42,1	18,3	11,54	11,54

APÊNDICE B₇ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BC 60/85 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	37377	24715	2,21	1,02
-10	20	32180	25481	0,99	1,18
-10	10	31505	25218	1,67	1,47
-10	5	30806	24195	1,76	1,71
-10	2	29876	24397	2,23	2,02
-10	1	29122	23951	2,66	2,26
-10	0,5	28265	23380	2,96	2,50
-10	0,2	27097	22574	3,50	3,08
-10	0,1	26170	22005	4,09	3,37
-10	0,01	23812	19799	5,30	4,69
4	25	27298	22364	5,44	4,94
4	20	26881	22154	5,64	5,17
4	10	25652	21274	6,36	5,89
4	5	24374	20300	7,13	6,59
4	2	22552	18895	8,26	7,76
4	1	21100	17752	9,23	8,74
4	0,5	19608	16594	10,32	9,94
4	0,2	17595	15038	11,90	11,72
4	0,1	16080	13936	13,14	13,22
4	0,01	11599	9938	18,05	18,92
21	25	17714	13311	11,42	15,98
21	20	14917	13010	15,96	16,24
21	10	13107	11751	17,82	18,50
21	5	11391	10478	19,53	20,82
21	2	9253	8677	22,17	23,85
21	1	7758	7331	24,46	26,37
21	0,5	6363	6030	26,60	28,98
21	0,2	4829	4491	29,66	32,47
21	0,1	3816	3458	31,32	35,04
21	0,01	1653	1265	43,76	43,76
37	25	4605	3364	35,45	38,34
37	20	4216	3317	35,42	37,74
37	10	3104	2463	36,30	38,65
37	5	2193	1713	36,33	39,58
37	2	1366	1043	37,85	40,30
37	1	929,9	709,6	49,18	39,50
37	0,5	693,4	519,6	54,84	37,18
37	0,2	470,5	347,2	56,51	34,00
37	0,1	348	252,1	44,02	30,85
37	0,01	120,7	119,9	31,62	11,93
54	25	843,4	800,5	43,25	40,26
54	20	762,7	622,6	51,58	40,62
54	10	548,2	430,9	39,14	38,48
54	5	385,7	291,2	37,35	37,04
54	2	247,5	173,6	34,36	33,74
54	1	197,8	135,3	30,44	28,67
54	0,5	162,6	110,5	27,77	25,67
54	0,2	130	89,3	24,54	25,52
54	0,1	107,1	89,6	21,38	22,31
54	0,01	68,9	69,6	4,22	10,78

APÊNDICE B₈ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GC 60/85 SE

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	27866	27313	2,12	1,38
-10	20	27786	27150	2,19	2,23
-10	10	27370	27080	2,43	2,97
-10	5	26847	26617	2,74	2,89
-10	2	26091	25892	3,19	3,29
-10	1	25429	25262	3,57	3,63
-10	0,5	24681	24536	3,96	3,92
-10	0,2	23605	23531	4,54	4,37
-10	0,1	22815	22914	5,03	4,37
-10	0,01	20764	20764	5,64	5,64
4	25	23350	21010	5,98	6,07
4	20	23076	20522	6,14	6,32
4	10	22116	19640	6,72	6,98
4	5	21086	18684	7,34	7,77
4	2	19600	17301	8,46	8,88
4	1	18463	16227	9,27	9,80
4	0,5	17626	15104	10,32	10,90
4	0,2	15624	13577	11,69	12,44
4	0,1	14477	12555	12,67	13,66
4	0,01	10213	9252	17,22	17,97
21	25	12341	12333	14,55	12,00
21	20	11802	12340	16,20	14,61
21	10	10431	11258	17,72	16,28
21	5	9100	10087	19,67	18,03
21	2	7436	8232	22,47	21,02
21	1	6294	6997	24,69	23,56
21	0,5	5224	5864	26,92	26,23
21	0,2	3946	4435	29,79	29,52
21	0,1	3080	3458	31,67	31,84
21	0,01	1144	1341	35,68	36,46
37	25	3090	3483	33,75	38,01
37	20	2930	3338	31,96	35,89
37	10	2128	2433	30,84	37,96
37	5	1439	1689	32,11	40,69
37	2	867,2	1018	32,81	46,61
37	1	561,1	690	33,62	33,62
37	0,5	429,6	501,9	31,12	54,28
37	0,2	312,8	338,8	27,71	48,04
37	0,1	256,9	258,4	20,94	40,11
37	0,01	121,4	117,3	22,21	35,52
54	25	723,4	1097	44,53	38,62
54	20	634,9	952,8	44,69	37,16
54	10	467,5	659,2	42,47	34,97
54	5	335,9	422,5	40,98	33,86
54	2	206,7	253	37,32	32,87
54	1	165,9	184,4	30,92	29,26
54	0,5	138,1	155,4	28,78	26,08
54	0,2	111	124,2	19,33	22,31
54	0,1	64,7	107	19,19	19,19
54	0,01	20,7	83	15,43	15,43

APÊNDICE B₉ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BS 50/70 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	31150	32219	2,79	1,97
-10	20	30895	32084	3,02	2,12
-10	10	30109	31520	3,55	2,56
-10	5	29274	30873	3,97	2,93
-10	2	28032	29903	4,68	3,38
-10	1	27024	29086	5,26	3,80
-10	0,5	25901	28196	5,92	4,28
-10	0,2	24443	26916	6,76	4,96
-10	0,1	23405	25830	7,53	5,36
-10	0,01	21749	23302	9,21	6,86
4	25	25782	24806	5,25	5,25
4	20	25283	24594	5,76	6,25
4	10	24049	23489	6,48	6,87
4	5	22687	22232	7,47	7,69
4	2	20787	20470	8,73	8,88
4	1	19271	19090	9,84	9,85
4	0,5	17652	17664	11,02	10,94
4	0,2	15551	15767	12,65	12,54
4	0,1	13991	14408	14,03	13,76
4	0,01	9610	10508	19,15	18,21
21	25	12787	13975	16,85	16,09
21	20	12262	13464	17,48	16,60
21	10	10739	11831	19,39	18,50
21	5	9233	10280	21,52	20,51
21	2	7381	8354	24,54	23,39
21	1	6086	7032	26,95	25,65
21	0,5	4924	5811	29,42	27,88
21	0,2	3587	4344	32,75	31,00
21	0,1	2728	3360	35,01	33,02
21	0,01	886,4	1151	38,76	37,31
37	25	2705	3313	39,88	38,50
37	20	2490	3049	39,24	37,86
37	10	1791	2188	40,29	39,38
37	5	1231	1494	41,23	40,80
37	2	710,3	874,8	41,96	42,02
37	1	468,1	581,2	41,17	41,62
37	0,5	310,7	393,2	39,47	40,02
37	0,2	184,3	241,6	36,57	36,90
37	0,1	124,7	168,1	33,93	33,92
37	0,01	80,9	80,9	23,91	23,91
54	25	521,8	521,8	41,91	41,91
54	20	435,9	435,9	42,37	42,37
54	10	285	285	40,19	40,19
54	5	191,2	191,2	38,48	38,48
54	2	114,2	114,2	34,31	34,31
54	1	90,4	90,4	29,10	29,10
54	0,5	74,1	74,1	24,50	24,50
54	0,2	59,5	59,5	20,46	20,46
54	0,1	89,2	89,2	13,15	13,15
54	0,01	30,7	30,7	10,57	10,57

APÊNDICE B₁₀—Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GS 50/70 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	33298	30311	2,17	3,02
-10	20	33213	30311	2,29	3,41
-10	10	32611	29543	2,79	3,89
-10	5	31898	28712	3,2	4,34
-10	2	30825	27507	3,84	4,99
-10	1	29846	26499	4,36	5,54
-10	0,5	28808	25387	4,91	6,15
-10	0,2	27286	23842	5,75	6,94
-10	0,1	26142	23011	6,34	7,48
-10	0,01	23358	21799	8,17	8,61
4	25	22909	23717	6,93	5,71
4	20	22138	23649	7,4	6,55
4	10	20843	22551	8,12	7,21
4	5	19566	21371	8,93	7,95
4	2	17777	19690	10,27	9,04
4	1	16384	18378	11,36	9,9
4	0,5	14922	17029	12,54	10,89
4	0,2	13105	15175	14,2	12,3
4	0,1	11815	13806	15,49	13,49
4	0,01	8224	9708	20,07	18,08
21	25	12152	11828	15,87	17,48
21	20	11365	11309	17,7	18,07
21	10	9889	9831	19,37	19,88
21	5	8321	8466	21,24	21,74
21	2	6598	6826	24,09	24,24
21	1	5453	5720	26,39	26,09
21	0,5	4449	4728	28,71	27,9
21	0,2	3313	3557	31,66	30,28
21	0,1	2548	2801	33,41	31,56
21	0,01	885,1	1126	36,44	33,68
37	25	2919	3648	40,03	35,56
37	20	2686	3424	39,15	34,82
37	10	1958	2569	40,03	36,58
37	5	1376	1830	41,08	39,01
37	2	823,4	1126	43,22	42,28
37	1	550	752,8	43,04	44,31
37	0,5	374,8	523,6	40,98	42,98
37	0,2	229,2	315,5	37,38	39,75
37	0,1	158,1	205,3	33,87	36,23
37	0,01	77,5	92,3	23,52	20,44
54	25	524,8	626,8	41,92	44,32
54	20	451,7	547,4	41,6	44,55
54	10	313,1	376,2	38,88	42,29
54	5	211,6	253,9	36,97	40,80
54	2	128,7	150,8	33,55	37,96
54	1	100,8	113	28,49	29,14
54	0,5	86	94,7	23,71	25,92
54	0,2	72	75,9	19,95	18,48
54	0,1	60,9	60,3	20,15	27,64
54	0,01	35,9	35,9	11,47	11,47

APÊNDICE B₁₁—Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BC 50/70 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	37421	31680	2,23	1,92
-10	20	36693	31655	2,34	2,10
-10	10	35907	31186	2,34	2,28
-10	5	35019	30622	2,72	2,65
-10	2	34025	29811	3,15	3,16
-10	1	33204	29128	3,45	3,54
-10	0,5	32335	28262	3,78	3,97
-10	0,2	30811	27086	4,36	4,58
-10	0,1	29624	26161	4,84	5,03
-10	0,01	27014	24612	6,12	5,96
4	25	27461	27032	2,63	5,11
4	20	27716	26644	5,58	5,28
4	10	26354	25570	6,47	5,99
4	5	24987	24381	7,25	6,75
4	2	23015	22648	8,52	7,88
4	1	21436	21204	9,52	8,86
4	0,5	19822	19631	10,67	10,02
4	0,2	17668	17430	12,39	11,83
4	0,1	16125	15659	13,69	13,37
4	0,01	11776	10942	18,42	18,55
21	25	16200	15427	15,45	15,88
21	20	15128	14569	16,28	16,23
21	10	13235	12795	18,27	18,15
21	5	11433	11094	20,33	20,45
21	2	9263	9000	23,26	23,59
21	1	7780	7544	25,45	26,09
21	0,5	6411	6202	27,80	28,70
21	0,2	4748	4586	30,86	32,18
21	0,1	3621	3501	33,06	34,75
21	0,01	1182	1140	37,83	41,31
37	25	3762	3365	38,08	38,40
37	20	3421	3076	37,77	38,04
37	10	2424	2174	39,71	39,75
37	5	1645	1472	41,58	41,37
37	2	952,7	851	43,20	43,09
37	1	622,7	562,1	43,64	42,76
37	0,5	419,7	375,3	42,21	41,14
37	0,2	251,1	225,5	39,07	37,85
37	0,1	169,7	156,2	35,87	34,52
37	0,01	84,3	77,6	17,97	20,70
54	25	468,1	553,5	53,08	42,77
54	20	387,9	456,9	52,36	40,99
54	10	258,8	294,7	48,92	39,30
54	5	173,9	190	45,16	35,40
54	2	100,2	112,7	39,67	29,34
54	1	73,5	88,8	33,25	22,02
54	0,5	59,2	74,6	27,96	27,96
54	0,2	48,2	57,4	23,09	23,09
54	0,1	41,2	49,7	22,49	22,49
54	0,01	9,9	9,9	5,62	5,62

APÊNDICE B₁₂—Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GC 50/70 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	32052	31319	2,37	2,59
-10	20	32078	31188	2,47	2,69
-10	10	31594	30547	2,77	3,05
-10	5	31001	29881	3,15	3,37
-10	2	30092	28896	3,71	3,93
-10	1	29343	28117	4,12	4,37
-10	0,5	28517	27202	4,63	4,93
-10	0,2	27200	25883	5,35	5,64
-10	0,1	26159	24972	5,83	6,15
-10	0,01	23938	22876	7,06	7,55
4	25	24101	20685	8,52	5,81
4	20	23660	20815	7,20	6,73
4	10	22419	19728	7,18	7,31
4	5	21138	18666	7,99	8,07
4	2	19379	17178	9,06	9,26
4	1	17993	16012	9,94	10,21
4	0,5	16587	14803	10,99	11,27
4	0,2	14747	13190	12,31	12,74
4	0,1	13423	12107	13,30	13,85
4	0,01	9742	8932	16,93	17,45
21	25	13302	12361	13,17	16,41
21	20	12617	1881	15,78	17,07
21	10	11020	10466	17,42	18,72
21	5	9559	9124	19,41	20,75
21	2	7791	7470	22,03	23,63
21	1	6577	6323	24,13	25,71
21	0,5	5481	5280	26,40	27,72
21	0,2	4168	4031	29,41	30,33
21	0,1	3271	3194	31,52	31,88
21	0,01	1203	1247	36,48	35,05
37	25	3395	3151	39,40	37,36
37	20	3154	2895	38,34	37,20
37	10	2280	2115	40,26	39,53
37	5	1583	1490	43,02	42,29
37	2	958,9	906,9	48,10	47,97
37	1	641,4	599	54,35	53,11
37	0,5	447,1	433,3	50,70	50,70
37	0,2	279,5	283,9	49,34	46,04
37	0,1	194,2	206,8	39,09	40,32
37	0,01	89,9	104,2	42,90	42,90
54	25	821,5	652,1	40,56	41,86
54	20	703,4	563,4	40,10	41,38
54	10	465,3	372,3	38,54	40,07
54	5	304,9	247,7	37,90	39,60
54	2	173,3	146,6	36,90	36,07
54	1	131,8	113,1	32,62	30,33
54	0,5	101,7	95,3	28,45	22,60
54	0,2	78,9	70,5	24,36	24,36
54	0,1	64,8	29,1	21,84	21,84
54	0,01	29	15,3	11,02	11,02

APÊNDICE B₁₃—Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BS 60/85 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	28417	28297	2,54	2,95
-10	20	28114	27974	2,79	3,09
-10	10	27467	27180	3,17	3,55
-10	5	26677	26379	3,7	4,02
-10	2	25621	25253	4,37	4,65
-10	1	24718	24350	4,92	5,16
-10	0,5	23733	23374	5,51	5,72
-10	0,2	22487	22082	6,43	6,64
-10	0,1	21582	21117	7,02	7,21
-10	0,01	19484	19783	8,8	8,76
4	25	21666	23995	6,53	5,88
4	20	21355	23287	6,8	6,12
4	10	20233	22079	7,56	6,9
4	5	18994	20808	8,49	7,8
4	2	17308	19053	9,83	9,05
4	1	15958	17633	11	10,11
4	0,5	14603	16172	12,26	11,32
4	0,2	12787	14234	14,2	13,14
4	0,1	11456	12735	15,67	14,61
4	0,01	7596	8457	21,23	20,36
21	25	10720	11168	18	18,81
21	20	10222	10671	18,66	19,38
21	10	8835	9234	20,82	21,64
21	5	7494	7837	23,06	24,04
21	2	5880	6148	26,2	27,29
21	1	4793	5007	28,45	29,68
21	0,5	3831	3997	30,63	31,95
21	0,2	2730	2876	33,45	34,71
21	0,1	2043	2167	35,17	36,38
21	0,01	635,5	714,8	37,61	40,68
37	25	2074	2640	48,92	37,24
37	20	1905	2415	47,2	36,85
37	10	1364	1768	48,28	37,68
37	5	950,8	1257	49,66	38,48
37	2	579,7	786,1	51,33	39,06
37	1	402,8	558,6	45,22	38,53
37	0,5	287,1	396,5	42,37	36,96
37	0,2	191,6	255,5	37,91	34,34
37	0,1	146,4	184,9	27,89	32,01
37	0,01	70,6	84,4	21,88	24,33
54	25	439,3	559,6	41,97	37,37
54	20	378,8	487,9	41,86	37,44
54	10	270,1	337,8	38,47	35,40
54	5	187,1	231	36,34	34,14
54	2	117,6	148	33,74	32,30
54	1	96	120,3	29,75	28,52
54	0,5	78	96,6	26,72	25,58
54	0,2	60,8	74,9	23,28	22,62
54	0,1	50,4	61,5	21,66	20,93
54	0,01	33,3	40,1	17,55	18,47

APÊNDICE B₁₄—Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GS 60/85 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	30722	36219	2,77	3,09
-10	20	30877	35380	2,88	3,56
-10	10	30265	34469	3,20	3,38
-10	5	29589	33506	3,59	2,95
-10	2	28491	32319	4,12	3,36
-10	1	27552	31304	4,67	3,90
-10	0,5	26622	30296	5,15	4,43
-10	0,2	25226	28872	5,90	5,21
-10	0,1	24341	27820	6,40	5,81
-10	0,01	22019	25080	7,59	7,19
4	25	22146	21806	6,80	1,52
4	20	21880	22595	7,30	4,50
4	10	20686	21596	7,72	7,27
4	5	19499	20284	8,51	7,93
4	2	17875	18533	9,68	9,18
4	1	16584	17155	10,65	10,19
4	0,5	15269	15768	11,74	11,26
4	0,2	13500	13985	13,27	12,79
4	0,1	12246	12664	14,52	13,94
4	0,01	8646	8920	18,94	17,94
21	25	11347	12292	17,84	16,57
21	20	10856	11762	18,44	16,85
21	10	9441	10309	20,26	18,61
21	5	8120	8917	22,13	20,70
21	2	6515	7232	24,72	23,59
21	1	5429	6049	26,65	25,85
21	0,5	4468	4987	28,38	28,00
21	0,2	3335	3741	30,64	30,96
21	0,1	2608	2903	31,83	32,79
21	0,01	1014	1054	33,48	36,43
37	25	2727	2949	36,96	44,81
37	20	2576	2779	35,85	42,44
37	10	1931	2048	36,06	43,67
37	5	1398	1450	36,45	45,97
37	2	886,4	901,4	36,48	51,28
37	1	631,8	644,9	35,26	43,69
37	0,5	464,4	468,7	33,31	40,15
37	0,2	306,8	312,4	31,02	36,31
37	0,1	223,4	231,2	29,10	33,56
37	0,01	108,3	118	23,57	24,17
54	25	533,3	785,4	35,35	37,50
54	20	472,4	698,9	34,79	38,18
54	10	342,3	512,7	32,47	36,76
54	5	243,4	363,6	31,12	36,37
54	2	150,6	228,4	29,66	36,13
54	1	120,2	173	26,71	30,06
54	0,5	101,5	134,7	24,05	49,31
54	0,2	82,6	77,4	21,38	30,55
54	0,1	71	52	19,90	28,53
54	0,01	50,8	78,2	17,30	9,47

APÊNDICE B₁₅—Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura BC 60/85 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	34942	32132	2,63	1,76
-10	20	34413	32609	2,08	2,07
-10	10	33649	32132	2,41	2,38
-10	5	32898	31560	2,67	2,69
-10	2	31901	30649	3,12	3,11
-10	1	31060	29844	3,48	3,48
-10	0,5	30211	28905	3,94	3,94
-10	0,2	28832	27727	4,61	4,58
-10	0,1	27717	26849	5,08	5,02
-10	0,01	24935	24794	6,29	5,82
4	25	25166	24465	5,11	5,44
4	20	24900	24213	5,57	5,66
4	10	23872	23200	6,28	6,36
4	5	22729	22086	7,08	7,18
4	2	21096	20482	8,25	8,38
4	1	19802	19205	9,18	9,41
4	0,5	18431	17929	10,38	10,59
4	0,2	16513	16179	12,02	12,37
4	0,1	15134	14950	13,38	13,71
4	0,01	11052	10568	18,80	19,12
21	25	13903	14854	7,01	16,04
21	20	13446	14361	11,66	16,55
21	10	11900	12524	13,82	18,91
21	5	10422	10960	16,56	20,64
21	2	8556	8837	19,96	23,42
21	1	7245	7350	22,88	25,53
21	0,5	6036	5974	25,74	27,59
21	0,2	4567	4348	28,85	30,11
21	0,1	3582	3286	31,31	31,67
21	0,01	1323	1125	37,13	32,49
37	25	4441	4459	35,56	39,88
37	20	4081	4124	35,58	38,32
37	10	3095	3036	37,55	39,85
37	5	2286	2166	39,35	41,78
37	2	1484	1373	41,04	43,77
37	1	1052	953,3	41,40	43,42
37	0,5	752,5	693,7	40,55	39,95
37	0,2	483,8	458,6	38,46	35,82
37	0,1	339	333,9	36,15	32,30
37	0,01	135,2	150,7	27,40	23,10
54	25	939,3	823,3	39,07	40,03
54	20	823,9	716,9	38,31	38,89
54	10	587	497,9	36,38	36,57
54	5	410,4	340,6	34,97	34,88
54	2	256,8	205,4	33,69	33,53
54	1	194,6	149,9	30,90	30,75
54	0,5	149,8	119,9	28,26	27,55
54	0,2	105,8	90,7	25,12	23,68
54	0,1	82,9	68,8	22,98	20,74
54	0,01	53,9	44,1	19,28	18,02

APÊNDICE B₁₆ – Resultados do ensaio de módulo complexo da mistura GC 60/85 CO

Temp. (°C)	Freq. (Hz)	E* (MPa) CP 1	E* (MPa) CP 2	φ (°) CP 1	φ (°) CP 2
-10	25	34583	33273	1,58	3,39
-10	20	34404	32978	2,55	3,47
-10	10	33490	32067	3,22	3,91
-10	5	32628	31114	3,68	4,36
-10	2	31416	29758	4,24	5,04
-10	1	30361	28671	4,76	5,59
-10	0,5	29229	27497	5,32	6,14
-10	0,2	27720	25917	6,09	6,95
-10	0,1	26607	25060	6,65	7,38
-10	0,01	24230	23832	8,19	8,09
4	25	25193	25578	3,60	5,92
4	20	24977	25014	6,09	6,19
4	10	23685	23684	7,01	6,81
4	5	22298	22401	7,92	7,54
4	2	20370	20642	9,18	8,66
4	1	18854	19221	10,14	9,56
4	0,5	17324	17764	11,15	10,56
4	0,2	15317	15894	12,70	11,94
4	0,1	13905	14410	13,91	13,13
4	0,01	9899	10264	18,16	17,26
21	25	13289	13289	16,22	15,79
21	20	12645	12847	17,04	16,32
21	10	11027	11349	18,81	18,02
21	5	9560	9856	20,71	19,90
21	2	7773	8072	23,29	22,52
21	1	6535	6812	25,20	24,44
21	0,5	5416	5646	26,92	26,47
21	0,2	4082	4270	29,32	28,94
21	0,1	3169	3366	30,85	30,74
21	0,01	1167	1303	34,18	35,55
37	25	3051	4351	35,88	32,78
37	20	2922	4057	35,46	31,99
37	10	2247	3112	35,87	33,33
37	5	1639	2308	35,88	34,51
37	2	1035	1504	35,56	35,57
37	1	685,7	1055	38,52	36,15
37	0,5	511,1	761,5	39,43	35,01
37	0,2	339,9	488,5	37,29	33,32
37	0,1	247,3	339,6	35,31	31,89
37	0,01	99,4	143,4	7,41	24,73
54	25	764	826,6	39,24	47,02
54	20	679,9	736,5	38,07	44,90
54	10	471,4	533,7	35,78	41,59
54	5	326,4	375,6	34,46	40,67
54	2	201,3	231,7	33,56	40,91
54	1	156,9	183	33,56	34,44
54	0,5	123,7	146,7	30,13	29,96
54	0,2	93,1	112,9	27,26	25,64
54	0,1	75,8	92,6	24,49	23,24
54	0,01	52,5	57,8	18,21	19,34