

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

Pablo Menezes Vestena

SEGMENTOS EXPERIMENTAIS NA BR 116/RS
EMPREGANDO TLAFLEX, HIMA E 55/75-E (SBS):
CARACTERIZAÇÃO AVANÇADA E MONITORAMENTO

Santa Maria, RS, Brasil

2021

Pablo Menezes Vestena

**SEGMENTOS EXPERIMENTAIS NA BR 116/RS EMPREGANDO TLAFLEX, HIMA
E 55/75-E (SBS): CARACTERIZAÇÃO AVANÇADA E MONITORAMENTO**

Dissertação de mestrado apresentado ao 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 para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Coorientador: Prof. Dr. Lucas Dotto Bueno

Santa Maria, RS, Brasil

2021

Vestena, Pablo Menezes
Segmentos Experimentais na BR 116/RS Empregando
TLAFlex, HiMA e 55/75-E (SBS): Caracterização Avançada e
Monitoramento / Pablo Menezes Vestena.- 2021.
273 p.; 30 cm

Orientador: Luciano Pivoto Specht
Coorientador: Lucas Dotto Bueno
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2021

1. Asfalto Modificado 2. Método Mecanístico-empírico 3.
Simulação de Pavimentos 4. Fadiga 5. Deformação Permanente
I. Specht, Luciano Pivoto II. Bueno, Lucas Dotto III.
Título.

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

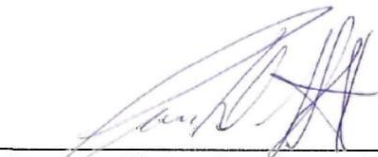
Declaro, PABLO MENEZES VESTENA, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda,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

Pablo Menezes Vestena

**SEGMENTOS EXPERIMENTAIS NA BR 116/RS EMPREGANDO TLAFLEX, HIMA
E 55/75-E (SBS): CARACTERIZAÇÃO AVANÇADA E MONITORAMENTO**

Dissertação de mestrado apresentado ao 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 para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

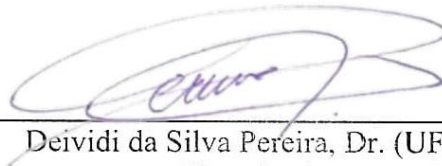
Aprovado em 25 de novembro de 2021



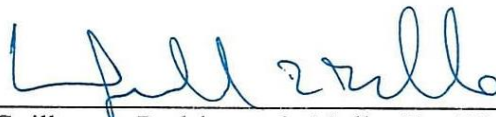
Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)



Lucas Dotto Bueno, Dr. (UFSM - Cachoeira do Sul)
(Coorientador)



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



Luiz Guilherme Rodrigues de Mello, Dr. (DNIT)
(Examinador)

Santa Maria, RS, Brasil

2021

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a todo suporte da minha família, meus pais, pelo esforço dedicado à minha educação ao longo da minha vida. Sem o apoio deles, não seria possível chegar a lugar algum. Gostaria de agradecer também a minha namorada Fernanda, que esteve comigo nesses últimos anos, durante o caminho da dissertação, e me apoia dia a dia.

Ao pessoal que batalhou todos os dias durante a pandemia, gostaria de agradecer aos colegas Sílvio Schuster, Pedro Orlando e meu coorientador Lucas Bueno. Vocês mantiveram a pesquisa em pavimentação ativa no laboratório nesse período, e, além disso, me auxiliaram nas execuções técnicas e teóricas desse projeto. Aos dois primeiros tenho de agradecer também ao apoio no laboratório de ligantes, em que ajudaram a montar, calibrar e manter em funcionamento. Gostaria de deixar um agradecimento aos colegas Fernando Boeira pelo suporte nos primeiros meses de pesquisa; aos colegas Amanda Sagrilo e Antônio pelo apoio no ensaio triaxial; ao colega Bruno Chaves pelas trocas de ideias sobre o programa *LVECD*; e ao bolsista Pedro Ilha pelo suporte nos últimos meses de pesquisa.

Também tenho de agradecer ao pessoal que esteve nos levantamentos presenciais na BR 116/RS em Pelotas, principalmente ao engenheiro Fernando Zucchi e Paula Pascoal, presentes em todos acompanhamentos. Um especial obrigado também a toda equipe do DNIT, ANTT, ENECON, MAC Engenharia, SULTEPA, ECOSul e UFPEL, que deram suporte no monitoramento conosco, em especial aos Engenheiros Henrique e Rafael, que junto aos professores Luciano Specht e Deividi Pereira, viabilizaram a execução da pesquisa com os segmentos experimentais.

Gostaria de agradecer ao suporte da ANP/Petrobras pela bolsa de mestrado, e por viabilizar boa parte da estrutura de equipamentos do grupo. Também ao pessoal da COPPE por dar o primeiro passo para atualização da metodologia de dimensionamento brasileira com o projeto *MeDiNa*, ao grupo da *NCSU* por autorizar o uso do programa *LVECD* e a UFSM pela estrutura disposta para o ambiente da pesquisa.

Em especial, gostaria de agradecer ao meu orientador Luciano Specht pelos ensinamentos e direcionamentos durante a pesquisa.

Por fim, quero agradecer a todo o grupo GEPPASV, a todos que passaram e passam comigo, que me acolheram nos últimos sete anos de vida. Essa pesquisa tem um pouco de cada dia de experiência que me foi passada durante esses anos, e sou eternamente grato a todos ensinamentos e amizades que fiz aqui.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da ANP - Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis/PETROBRAS, Brasil, associado ao investimento de recursos oriundo das Cláusulas de P, D&I.

RESUMO

SEGMENTOS EXPERIMENTAIS NA BR 116/RS EMPREGANDO TLAFLEX, HIMA E 55/75-E (SBS): CARACTERIZAÇÃO AVANÇADA E MONITORAMENTO

AUTOR: Pablo Menezes Vestena

ORIENTADOR: Dr. Luciano Specht

COORIENTADOR: Dr. Lucas Dotto Bueno

O aumento no volume de tráfego pesado, aliado a orçamentos mais restritos dos departamentos de infraestrutura, tem levado os gestores a buscarem pavimentos que melhor desempenhem ao longo do tempo. Apesar do aumento no custo inicial, o uso de ligantes modificados tem se provado como uma alternativa viável economicamente a longo prazo. Neste contexto, métodos mecanístico-empíricos surgem em diversos países, como forma de validar o uso de materiais de melhor qualidade. Buscando avaliar a influência dos ligantes modificados no comportamento dos materiais asfálticos, três segmentos experimentais foram executados na BR 116/RS, com diferentes misturas asfálticas na camada superficial: uma contendo polímero *Styrene-Butadiene-Styrene* (SBS), AMP 55/75-E (PG_H 64 V); uma altamente modificada por SBS, Stylink HiMA (PG_H 70 E); e outra modificada por *Trinidad Lake Asphalt* com adição de SBS, TLAFlex (PG_H 70 H). Os ligantes foram caracterizados quanto à metodologia *Superpave*, LVE, MSCR e LAS, indicando um melhor comportamento à deformação permanente para o HiMA, e pior para AMP 55/75-E; e na fadiga, melhor para o ligante HiMA, e pior para CAP 50-70 (utilizado como camada de binder). As misturas asfálticas, coletadas durante a execução, foram caracterizadas quanto ao Módulo de Resiliência, Módulo Complexo, *Flow Number*, Fadiga à compressão diametral e à tração-compressão. Devido a incoerências no teor de ligante das misturas executadas, as correlações entre os resultados de rigidez, deformação permanente e fadiga para as duas escalas (ligantes e misturas) não foram efetivas. Apesar disso, todas misturas obtiveram um ótimo desempenho à deformação permanente. Para a fadiga, enquanto a mistura HIMA (com ligante Stylink HiMA) foi a que exibiu melhores características, a SBS (ligante AMP 55/75-E), com teor de asfalto 1,30% inferior ao dosado, as piores. Em paralelo a isso, levantamentos funcionais de macro e microtextura, irregularidade longitudinal, afundamento em trilha de roda, e área trincada foram conduzidos semestralmente na rodovia, desde a implantação até dois anos de abertura ao tráfego. Foi verificada presença de umidade nas camadas de subleito, principalmente no SEG 01 (TLAF), que ocasionou elevados níveis de afundamento. As avaliações utilizando amostras reduzidas extraídas de pista foram promissoras, fortalecendo essa metodologia como forma de verificação da execução de campo. Ainda que os ligantes asfálticos modificados não puderam ser diretamente comparados devido às diferenças entre condições controladas em laboratório e executadas em campo, a comparação entre os segmentos se deu separadamente. Nesse enquadramento, simulações computacionais das estruturas e características do trecho foram realizadas, utilizando os programas *MeDiNa v. 1.1.5.0* e *LVECD Beta 1.1*, com as funções de transferência de Nascimento (2015, 2021), nas condições de retroanálise antes da abertura ao tráfego, com o material de subleito úmido e com as espessuras obtidas por extrações de campo. O afundamento em trilha de roda do segmento com umidade foi assertivamente previsto pelo programa *MeDiNa* ao utilizar um material de subleito ensaiado na condição $W_{ótima+4\%}$. Em relação à área trincada prevista por ambos programas, concluiu-se que dentre as condições retroanalizadas, o *LVECD* aliado a função de transferência atualizada, foi o mais assertivo. Por fim, quando utilizadas as condições triaxiais das camadas de suporte no *MeDiNa*, retornou-se a previsão mais próxima da linha de igualdade previsto *versus* observado.

Palavras-chave: Asfalto Modificado, Método Mecanístico-empírico, Simulação de Pavimentos, Fadiga, Deformação Permanente

ABSTRACT

TEST SECTIONS AT BR 116/RS USING TLAFLEX, HIMA AND 55/75-E (SBS): ADVANCED CHARACTERIZATION AND MONITORING

AUTHOR: Pablo Menezes Vestena
ADVISOR: Dr. Luciano Specht
JOINT ADVISOR: Dr. Lucas Dotto Bueno

Due to increase in heavy traffic, allied to department of transportation's budgets restrictions, municipalities are seeking for long lasting pavements that perform better over time. Despite the increase in initial cost, modified binders proved to be an economically-viable alternative in long term evaluations. In this context, mechanistic-empirical methods emerge in several countries as a way to validate the high-quality materials use. Looking forward to evaluate the influence of modified binders on the asphalt materials behavior, three test sections were executed in BR 116/RS, using different asphalt mixtures in the surface layer: one containing Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) polymer, AMP 55/75-E (PG_H 64 V); one highly modified by SBS, Stylink HiMA (PG_H 70 E); and another modified by Trinidad Lake Asphalt added to SBS, TLAFlex (PG_H 70 H). The binder materials were characterized according to Superpave methodology, rheology, MSCR and LAS tests, suggesting a better rutting behavior for HiMA binder, and worst for AMP 55/75-E, and for fatigue, better for HiMA binder and worst for CAP 50-70 (used as asphalt base layer). The asphalt mixtures, collected during the pavement execution, were characterized with the tests of Resilient Modulus, Complex Modulus, Flow Number, Diametral Compression Fatigue and Uniaxial Cyclic Fatigue. Due to inconsistencies in executed binder content, the correlation of the stiffness, rutting and fatigue between binder and mixture scales were not effective. In spite of that, all mixture had a great performance related to rutting. For fatigue, while the HiMA mixture (with Stylink HiMA) exhibited the best characteristics, the SBS (with AMP 55/75-E binder), with asphalt content 1,30% lower than dosed, had the worst. In parallel to this, since the opening to two years of opening to traffic, functional surveys of macro and microtexture, roughness, rutting and cracked area were conducted every semester in the highway. It was identified presence of water, mainly in SEG 01 (TLAF), which resulted in high levels of rutting. The evaluations using extracted reduced samples were promising, strengthening this methodology as a way to verify the field execution. Although the modified binders could not be directly compared due to divergences between laboratory controlled and field conditions, comparison between the segments was carried out separately. In this framework, the research conducted numerical simulations of the pavement structures using MeDiNa v.1.1.5.0 and LVECD Beta 1.1, with Nascimento (2015, 2021) transfer-functions, using retro-analysis before traffic opening, with wet subgrade material, and with the thickness obtained through field extractions.

The rutting in the wet subgrade segment was assertively predicted by MeDiNa when using a material tested in the $W_{ótima+4\%}$ condition. In relation to predicted cracked area for both programs simulations, it was concluded that among the retroanalyzed conditions, the LVECD, added with the updated transfer function, was the most assertive. Finally, when the triaxial conditions of the support layers were used in MeDiNa, it returned the prediction closest to the equality line.

Keywords: Modified Binder, Mechanistic-empirical methodology, Pavement Simulation, Fatigue, Rutting

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planejamento da Pesquisa.....	28
Figura 2 - Esquema de produção de asfalto em um estágio de destilação	32
Figura 3 - Recomendação de PGs para pavimentos brasileiros para 95% de confiabilidade...35	
Figura 4 - Representação gráfica do PSTT para o ligante CAP 50-70: (a) Módulo de cisalhamento; (b) Ângulo de fase; (c) aT por temperatura para WLF e Polinomial	40
Figura 5 - Representação de um ligante que não obedece princípio termoreológico simples: (a) Diagrama Black; (b) Curva mestra módulo de cisalhamento.....	41
Figura 6 - Modelo Huet-Sayegh	42
Figura 7 - Modelo 2S2P1D.....	43
Figura 8 - Influência dos parâmetros 2S2P1D na curva Cole-cole	44
Figura 9 - Geometrias do equipamento DSR: (a) placas paralelas; (b) placas cone-paralela ..	45
Figura 10 - Efeito da incorporação de TLA nas propriedades reológicas reportado na literatura	46
Figura 11 - Relação $G^*/\sin(\delta)$ para aumento do teor de TLA.....	48
Figura 12 - Correlação entre Jnr e <i>Flow Number</i> apresentada na literatura	49
Figura 13 - Critério de falha da amostra: (a) mecanismo de fratura; (b) energia dissipada	51
Figura 14 - Correlações entre FFM, FFL e <i>af</i>	52
Figura 15 - Resultados de FFL e Jnr para diferentes ligantes reportados na literatura	53
Figura 16 - Latas de ligantes asfálticos	54
Figura 17 - Equipamentos para ensaios em ligante: (a) DSR; (b) RTFOT	55
Figura 18 - Representação do ensaio de MSCR: (a) condicionamento; (b) aplicação da carga	57
Figura 19 - Representação do FFL	59
Figura 20 - $G^*/\sin\delta$ dos ligantes unidade: (a) Condição virgem; (b) Após RTFOT	61
Figura 21 - Resultados de PG de alta: (a) PG contínuo; (b) classe final	61
Figura 22 - 2S2P1D pós RTFOT: (a) curva mestra módulo de cisalhamento; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole	63
Figura 23 - Comparação entre as constantes 2S2P1D dos ligantes asfálticos virgem vs RTFOT: (a) G_{00} ; (b) G_0 ; (c) k ; (d) h ; (e) δ ; (f) τ_E ; (g) β	64
Figura 24 - Resultado de MSCR para diferentes classes de temperaturas: (a) $Jnr_{3,2}$; (b) $R_{3,2}$..	66
Figura 25 - Correlação entre temperatura do PG _H contínuo e: (a) $Jnr_{3,2}$; (b) $R_{3,2}$	67
Figura 26 - Aplicação dos critérios de falha para os ligantes: (a) PSE; (b) Fracture Index; (c) ciclo de falha resultante	68
Figura 27 - Curvas C vs S dos ligantes asfálticos: (a) PSE; (b) <i>Fracture Index</i>	69
Figura 28 - Fator de Fadiga para Ligantes (FFL): (a) PSE; (b) <i>Fracture Index</i>	70
Figura 29 - Ranqueamento de FFL para os ligantes da pesquisa	70
Figura 30 - Domínios do corpotamento mecânico de: (a) ligantes asfálticos em função de ε e T ; (b) misturas asfálticas em função de ε e N	72
Figura 31 - Representação gráfica do PSTT: (a) Módulo dinâmico; (b) Ângulo de fase.....	74
Figura 32 - Calibração da equação WLF e polinômial para misturas asfálticas	75
Figura 33 - Comparação entre modelos Sigmoidal e 2S2P1D: (a) escala aritmética; (b) escala logarítmica.....	77
Figura 34 - Distribuição teórica das tensões no ensaio de MR	78
Figura 35 - Definição gráfica do ciclo de <i>Flow Number</i>	81
Figura 36 - Resultados de FN reportado na literatura envolvendo HiMA, AMP 60/85-E e CAP 50-70.....	82
Figura 37 - Resultados de FN reportado na literatura envolvendo TLAFlex, AMP 60/85-E e CAP 50-70.....	83

Figura 38 - Resultado de deformação permante reportado na literatura, envolvendo <i>SBS</i> e <i>TLA</i> : (a) creep dinâmico; (b) teste de passagem de roda	84
Figura 39 - Fases de um teste de fadiga	87
Figura 40 - Critério falha da amostra do pico do ângulo de fase no CP 121 (TLAF)	88
Figura 41 - Energia de pseudo deformação liberada (W^R_C) e critério G^R	93
Figura 42 - Formas de ensaios de fadiga em misturas asfálticas	94
Figura 43 - Configuração da aplicação de carga e resposta de amostras para ensaios de fadiga	95
Figura 44 - Ranqueamento de fadiga reportado na literatura utilizando ligantes CAP 50-70, AMP 60/85-E, TLAFlex e HIMA: (a) Schuster (2018); (b) Boeira (2018).....	98
Figura 45 - Britagem MAC Engenharia: (a) painel de rochas; (b) britagem; (c) tanques de ligante; (d) silos para a usina de asfalto; (e) usina contínua	99
Figura 46 - Estocagem do material: (a) tonéis; (b) tonél cortado; (c) divisão em bandeijas .	100
Figura 47 - Granulometria das misturas: (a) CONV; (b) TLAF; (c) HIMA; (d) SBS	101
Figura 48 - Preparação da amostra: (a) Compactador giratório; (b) Amostra retificada	102
Figura 49 - UTM-25 do GEPPASV	103
Figura 50 - Módulo de resiliência: (a) ensaio; (b) aplicação de carga; (c) carregamento.....	104
Figura 51 - Módulo complexo (a) Ensaio; (b) Representação das variáveis	105
Figura 52 - Ensaio de <i>Flow Number</i> na amostra 010 (mistura CONV).....	107
Figura 53 - Ensaio de fadiga à compressão diametral	108
Figura 54 - (a) Preparação das amostras; (b) Ensaio de fadiga a tração-compressão	110
Figura 55 - Teores de asfalto para as misturas asfálticas	112
Figura 56 - Resultados de MR para as massas asfálticas	113
Figura 57 - Resultado de módulo complexo e modelagem 2S2P1D: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) Espaço Black; (d) Cole-cole.....	115
Figura 58 - Comparação das constantes 2S2P1D para ligante e mistura usinada: (a) E_{00} vs G_{00} ; (b) E_0 vs G_0 ; (c) τ_E ; (d) δ ; (e) k ; (f) h	116
Figura 59 - Evolução da deformação plástica para o ensaio de <i>Flow Number</i>	118
Figura 60 - Resultados de <i>Flow Number</i> e limites de tráfego de Faccin <i>et al.</i> (2020).....	119
Figura 61 - Ranqueamento de <i>Flow Number</i> para misturas asfálticas densas do RS: (a) até 300 ciclos (tráfego baixo); (b) a partir de 300 ciclos (tráfego médio até extremamente pesado).	121
Figura 62 - Resultado de ciclos para fadiga por compressão diametral pela tensão de tração aplicada	122
Figura 63 - Resultado de ciclos de fadiga por deformação inicial medida	123
Figura 64 - Classe do MeDiNa para as misturas.....	124
Figura 65 - Curvas de Wohler do ensaio Fadiga Tração-Compressão	126
Figura 66 - Resultados do protocolo <i>S-VECD</i> : (a) curva C vs S ; (b) curva Gr vs N_f	126
Figura 67 - Ranqueamento FFM da simulação do N_f para misturas ensaiadas no GEPPASV	128
Figura 68 - Comparação entre FFL do ensaio LAS com: (a) FFM do ensaio à compressão diâmetral; (b) FFM do ensaio à tração-compressão	129
Figura 69 - Função de transferência para pavimentos brasileiros: (a) Fritzen (2016); (b) <i>MeDiNa v.1.1.5.0</i>	135
Figura 70 - Função de transferência campo/laboratório LVECD calibrada em pavimentos brasileiros: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)	139
Figura 71 - Localização do trecho monitorado	140
Figura 72 - Estrutura dos segmentos monitorados.....	141
Figura 73 - Linha do tempo da construção do trecho monitorado: (a) subleito, sub-base e base; (b) após a base.....	142
Figura 74 - Trecho monitorado: (a) Segmento 01; (b) Segmento 02; (c) Segmento 03	143

Figura 75 - Histograma de veículos comerciais: (a) horário; (b) dia da semana; (c) mês	144
Figura 76 - Crescimento do tráfego: (a) $N_{\text{acumulado}}$ no mês; (b) previsão de N para o período total de projeto com crescimento de 3% ao ano	147
Figura 77 - Temperaturas mensais médias em Pelotas/RS	148
Figura 78 - Precipitação mensal média em Pelotas/RS	148
Figura 79 - Ponto de coleta do material de subleito utilizado no trecho	149
Figura 80 - Granulometria da Brita Graduada Simples	151
Figura 81 - Ensaio triaxial na BGS: (a) equipamento; (b) material; (c) modelo composto ...	152
Figura 82 - Extrações de 15 cm: (a) extração; (b) pista; (c) furo fechado; (d) proteção em laboratório; (e) separação das camadas; (f) extração de 38 mm; (g) amostras reduzidas; (h) ensaio em amostra reduzida.....	153
Figura 83 - Equipamento FWD utilizado nos levantamentos para recebimento da obra	155
Figura 84 - Ensaio de mancha de areia	157
Figura 85 - Ensaio de pêndulo britânico.....	158
Figura 86 - Perfilômetro inercial à laser do GEPPASV	159
Figura 87 - Equipamentos para aferição de ATR: (a) perfilômetro inercial à laser; (b) treliça metálica.....	161
Figura 88 - Comparação entre os métodos da treliça e perfilômetro.....	161
Figura 89 - Malha utilizada na execução de levantamento de área trincada	162
Figura 90 - Interface geral do programa <i>MeDiNa</i>	164
Figura 91 - Ferramenta <i>AEMC</i>	165
Figura 92 - Cálculo das deformações de tração e_3 no <i>AEMC</i>	165
Figura 93 - Equação do erro padrão do modelo	168
Figura 94 - Interface da escolha da estrutura no programa <i>LVECD</i>	168
Figura 95 - Interface das condições climáticas no programa <i>LVECD</i>	170
Figura 96 - Histograma de temperaturas: (a) <i>EICM</i> SanDiego; (b) <i>ISD</i>	171
Figura 97 - Interface de condições do tráfego no programa <i>LVECD</i>	171
Figura 98 - Representação no programa <i>LVECD</i> : (a) malha de pontos de análise; (b) dano ..	173
Figura 99 - Espessura das extrações de campo: (a) Segmento 01; (b) Segmento 02; (c) Segmento 03	176
Figura 100 - Rigidez para amostras extraídas INF e INT e usinadas CONV: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole.....	178
Figura 101 - Rigidez para amostras extraídas SUP SEG01 e usinadas TLAF: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole..	179
Figura 102 - Rigidez para amostras extraídas SUP SEG02 e usinadas HIMA: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole..	180
Figura 103 - Rigidez para amostras extraídas SUP SEG03 e usinadas SBS: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole.....	181
Figura 104 - Comparação das constantes 2S2P1D para amostras extraídas de campo e usinadas: (a) E_{00} ; (b) E_0 ; (c) τ_E ; (d) δ ; (e) k ; (f) h	182
Figura 105 - Retroanálise das camadas asfálticas para cada estação: (a) Camada superior; (b) Camadas intermediária e inferior	184
Figura 106 - Retroanálise das camadas não-asfálticas para cada estação: (a) Base; (b) Sub-base; (c) Subleito	186
Figura 107 - Módulo médio das camadas de base, sub-base e subleito e triaxial	188
Figura 108 - Controle de umidade do subleito	189
Figura 109 - Módulo retroanalísado, MR e 2S2P1D para as camadas inferiores e intermediárias	190
Figura 110 - Módulo retroanalísado, MR e 2S2P1D para as camadas superiores	190
Figura 111 - Resultados de aderência em campo: (a) macrotextura; (b) microtextura	191

Figura 112 - Resultados de irregularidade: (a) faixa interna; (b) faixa externa.....	193
Figura 113 - Microrrevestimento aplicado nos trechos monitorados: (a) SEG03 estaca 1+00m; (b) SEG 02 estaca 14+10m; (c) SEG 01 estaca 5+00m	194
Figura 114 - Média de IRI para os segmentos: (a) faixa interna; (b) faixa externa	194
Figura 115 - Resultados de ATR em cada trilha de roda na faixa interna: (a) pré-operação; (b) 6 meses de tráfego; (c) 12 meses de tráfego	196
Figura 116 - Resultados de ATR em cada trilha de roda na faixa interna: (a) 18 meses perfilômetro; (b) 18 meses treliça; (c) 24 meses perfilômetro; (d) 24 meses treliça	197
Figura 117 - Resultados de ATR médio para barra laser e treliça na faixa externa: (a) pré-operação; (b) 6 meses de tráfego; (c) 12 meses de tráfego	198
Figura 118 - Resultados de ATR médio para barra laser e treliça na faixa externa: (a) 18 meses; (b) 24 meses	199
Figura 119 - Resultados de ATR do SEG 01 na faixa externa pela treliça: (a) trilha da esquerda; (b) trilha da direita.....	200
Figura 120 - ATR no SEG01: (a) afundamento localizado na trilha da direita, faixa externa; (b) talude ao lado do afundamento; (c) condição de drenagem segmento próximo	201
Figura 121 - Resultados de ATR em campo: (a) barra laser faixa interna; (b) treliça metálica faixa interna; (c) barra laser faixa externa; (d) treliça metálica faixa externa	202
Figura 122 - Acabamento manual da superfície: (a) efeitos antes da compactação; (b) efeito visual nos segmentos experimentais da BR 116/RS	203
Figura 123 - Troca de panos entre segmentos: (a) SEG 01-02 12 meses; (b) SEG 01-02 18 meses; (c) SEG 01-02 24 meses; (d) SEG 02-03 12 meses; (e) SEG 02-03 18 meses; SEG 02-03 24 meses.....	204
Figura 124 - Possível bombeamento de finos na faixa externa: (a) SEG 01 13+05m; (b) SEG 02 14+18m; (c) SEG 03 14+17m; (d) trecho próximo ao estudo; (e) trecho distante ao estudo	205
Figura 125 - Resultados de área trincada em campo: (a) faixa interna; (b) faixa externa	206
Figura 126 - Resultado de simulação de ATR do subleito do programa <i>MeDiNa</i> : (a) segmento 01; (b) segmento 02; (c) segmento 03.....	209
Figura 127 - AT(%) resultante do <i>MeDiNa</i> : (a) PROJ.RETR; (b) ESP.RETR	212
Figura 128 - AT(%) resultante do <i>MeDiNa</i> : (a) PROJ.TRIA; (b) ESP.TRIA	213
Figura 129 - Comparação entre as considerações utilizadas no programa <i>MeDiNa</i>	215
Figura 130 - Dano nas camadas para a condição PROJ nos períodos de 1 mês, 12 meses, 60 meses e 180 meses para as estruturas: (a) SEG 01; (b) SEG 02; (c) SEG 03	217
Figura 131 - Dano médio nas estruturas na condição PROJ avaliadas pelo <i>LVECD</i> : (a) camadas separadas; (b) média de cada segmento	218
Figura 132 - AT(%) resultante do <i>LVECD</i> na condição PROJ: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021).....	219
Figura 133 - Dano nas camadas para a condição ESP nos períodos de 1 mês, 12 meses, 60 meses e 180 meses para as estruturas: (a) SEG 01; (b) SEG 02; (c) SEG 03.....	220
Figura 134 - Dano médio nas estruturas na condição ESP avaliadas pelo <i>LVECD</i> : (a) camadas separadas; (b) média de cada segmento	221
Figura 135 - AT(%) resultante do <i>LVECD</i> na condição ESP: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021).....	222
Figura 136 - Comparação entre as considerações utilizadas no programa <i>LVECD</i> : (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)	223

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

%	Porcentagem
°	Graus
°C	Graus Celsius
E*	Módulo complexo axial
G*	Módulo complexo de cisalhamento
θ	Ângulo de fase axial
δ	Ângulo de fase de cisalhamento
ω	Frequência angular
ν	Coefficiente de Poisson
ε	Amplitude da deformação
μS	Micro Strain
2S2P1D	2 Springs, 2 Parabolic Elements, 1 Dashpot
AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officials
AB	Asfalto modificado por borracha
AMP	Asfalto Modificado por Polímero
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ASTM	American Society for Testing and Materials
AT(%)	Porcentagem de área trincada do pavimento
ATR	Afundamento em Trilha de Roda
BGS	Brita graduada simples
BR	Rodovia Federal
cm	Centímetro
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CNT	Confederação Nacional do Transporte
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DSR	Dynamic Shear Rheometer
EICM	Enhanced Integrated Climate Model
ERS	Rodovia do Estado do Rio Grande do Sul
EUA	Estados Unidos da América
EVA	Polyethylene-Ethylene-Vinylacetate
FFL	Fator de Fadiga de Ligantes
FFM	Fator de Fadiga de Misturas
FN	Flow Number
FWD	Falling Weight Deflectometer
g	Gramas
GEPPASV	Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária
h	Hora
HiMA	Highly Modified Asphalt
Hz	Hertz
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IRI	International Roughness Index
IS	Instrução de Serviço
km	Quilômetro
kPa	Quilo Pascal
kN	Quilonewton

LAS	Linear Amplitude Sweep
LEA	Layered Elastic Analysis
LMCC	Laboratório de Materiais e Construção Civil
LVE	Linear-visco-elástico
LVECD	Layered Viscoelastic Analysis for Critical Distresses
m	Metro
ME	Metodologia de ensaio
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MINFRA	Ministério da Infraestruturura
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
MR	Módulo de Resiliência
MS	Macadame Seco
MSCR	Multiple Stress Creep and Recovery
N	Número de solicitações do eixo padrão
N_{anual}	Número anual de repetições do eixo padrão
NBR	Norma Brasileira
N_f	Ciclo de falha do material
N_{USACE}	Número de repetições do eixo padrão calculadas com uso dos fatores de equivalência de carga da USACE
PG	Performance Grade
PG_H	Performance Grade de alta temperatura
PG_L	Performance Grade de baixa temperatura
PRO	Procedimento
PSE	Pseudo-Strain Energy
PSTT	Princípio de Superposição Tempo-Temperatura
R^2	Coefficiente de determinação
R\$	Reais
rad	Radianos
RS	Rio Grande do Sul
RTFOT	Rolling Thin-film Oven Test
s	Segundos
SBS	Styrene-Butadiene-Styrene
SBR	Styrene-Butadiene-Rubber
SHRP	Strategic Highway Research Program
S-VECD	Simplified Viscoelastic Continuum Damage
Superpave	Superior Performance Asphalt Pavements
T	Temperatura
T_{ref}	Temperatura de referência
TLA	Trinidad Lake Asphalt
TS	Time Sweep
UFPeI	Universidade Federal de Pelotas
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
USACE	United States Army Corps of Engineers
VECD	Teoria Viscoelástica de Dano Contínuo
VDM	Volume Diário Médio

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Informações contidas no laudo dos ligantes.....	54
Tabela 2 - Classificação do tráfego pelo MSCR	58
Tabela 3 - Limites de <i>Flow Number</i> expostos na literatura brasileira.....	82
Tabela 4 - Caracterização dos agregados utilizados nas misturas	100
Tabela 5 - Quantidade de amostras a serem moldadas por mistura	102
Tabela 6 - Calibração 2S2P1D e WLF para as misturas asfálticas	114
Tabela 7 - Resultado dos coeficientes de <i>Francken</i> para as amostras de <i>Flow Number</i>	118
Tabela 8 - Coeficientes do protocolo <i>S-VECD</i>	126
Tabela 9 - Limites para as classes de via do <i>MeDiNa</i>	133
Tabela 10 - Limites de FN para classes de tráfego do <i>MeDiNa</i>	134
Tabela 11 - Número de eixos considerado em cada categoria	145
Tabela 12 - Fatores de Equivalência de Carga <i>USACE</i>	145
Tabela 13 - Cargas máximas legais dos eixos rodoviários.....	146
Tabela 14 - Caracterização do material de subleito do trecho.....	150
Tabela 15 - Coeficientes de Módulo de Resiliência e deformação permanente do subleito ..	150
Tabela 16 - Resumo dos levantamentos do GEPPASV no trecho monitorado	154
Tabela 17 - Coeficientes de Poisson adotados na retroanálise	156
Tabela 18 - Classes de macrotextura	157
Tabela 19 - Classes de microtextura.....	158
Tabela 20 - Condições de superfície em termos de IRI.....	160
Tabela 21 - Distribuição horária do tráfego.....	172
Tabela 22 - Resultado de volume de vazios para as amostras reduzidas	177
Tabela 23 - Coeficientes da modelagem 2S2P1D e WLF para as amostras extraídas	181
Tabela 24 - Módulos obtidos pelo programa <i>MeDiNa</i>	208
Tabela 25 - Condições aplicadas no programa <i>MeDiNa</i>	211
Tabela 26 - Dano médio resultante nos trechos pelo <i>AEMC</i> e <i>fS</i> estimado pelo <i>MeDiNa</i>	211
Tabela 27 - Condições aplicadas no programa <i>LVECD</i>	216

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	OBJETIVO GERAL.....	27
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	27
1.3	PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....	28
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	29
2	CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE LIGANTES ASFÁLTICOS.....	31
2.1	COMPORTAMENTO DE LIGANTES ASFÁLTICOS	31
2.1.1	Origem e Produção.....	31
2.1.2	Especificações de Ligantes Asfálticos	33
2.1.3	Modificadores de Ligantes Asfálticos	35
2.1.4	Rigidez em Ligantes Asfálticos.....	38
2.1.4.1	<i>Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) em ligantes</i>	39
2.1.4.2	<i>Modelagem 2S2PID.....</i>	42
2.1.4.3	<i>Caracterização de rigidez em ligantes asfálticos.....</i>	44
2.1.5	Deformação Permanente em Ligantes Asfálticos	47
2.1.6	Fadiga em Ligantes Asfálticos.....	49
2.2	MATERIAIS E MÉTODOS	53
2.2.1	Ligantes Asfálticos dos Segmentos Monitorados.....	53
2.2.2	Ensaio em Ligantes Asfálticos	55
2.2.2.1	<i>Processo de envelhecimento de curto prazo</i>	55
2.2.2.2	<i>Comportamento Linear Viscoelástico (LVE)</i>	55
2.2.2.3	<i>Caracterização PG (Superpave)</i>	56
2.2.2.4	<i>Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR)</i>	57
2.2.2.5	<i>Linear Amplitude Sweep (LAS)</i>	59
2.3	RESULTADOS DE LIGANTES ASFÁLTICOS	60
2.3.1	Performance Grade de Alta Temperatura.....	60
2.3.2	Comportamento no Domínio LVE dos Ligantes Asfálticos.....	62
2.3.3	Deformação Permanente dos Ligantes Asfálticos	65
2.3.4	Fadiga dos Ligantes Asfálticos	68
3	CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS	71
3.1	COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	71
3.1.1	Rigidez em Misturas Asfálticas	72
3.1.1.1	<i>Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) em misturas</i>	73
3.1.1.2	<i>Modelagem do comportamento viscoelástico linear para misturas</i>	75
3.1.1.3	<i>Caracterização de rigidez em misturas asfálticas</i>	77
3.1.2	Deformação Permanente em Misturas Asfálticas	80
3.1.3	Fadiga em Misturas Asfálticas	85
3.1.3.1	<i>Teoria Viscoelástica de Dano Contínuo (VECD)</i>	88
3.1.3.2	<i>Caracterização de fadiga em misturas asfálticas</i>	93
3.2	MATERIAIS E MÉTODOS	98
3.2.1	Misturas Asfálticas dos Segmentos Monitorados	98
3.2.2	Ensaio em Misturas Asfálticas.....	103
3.2.2.1	<i>Módulo de Resiliência</i>	103
3.2.2.2	<i>Módulo Complexo</i>	104
3.2.2.3	<i>Flow Number.....</i>	106
3.2.2.4	<i>Fadiga compressão diametral.....</i>	107
3.2.2.5	<i>Fadiga tração-compressão.....</i>	109
3.3	RESULTADOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS	111

3.3.1	Rigidez das Massas Usinadas.....	112
3.3.2	Deformação Permanente das Massas Usinadas	117
3.3.3	Fadiga das Massas Usinadas.....	122
4	TRECHO MONITORADO, SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E EXTRAÇÕES	131
4.1	ANÁLISE COMPUTACIONAL DE PAVIMENTOS.....	131
4.1.1	Método de Dimensionamento Nacional (<i>MeDiNa</i>)	132
4.1.2	Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses (LVECD)	136
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS	139
4.2.1	Características do Trecho	140
4.2.2	Tráfego.....	143
4.2.3	Clima.....	147
4.2.4	Materiais Constituintes	149
4.2.5	Extrações em Campo	152
4.2.6	Avaliação Estrutural, Funcional e de Defeitos de Superfície.....	154
4.2.6.1	Levantamentos Deflectométricos.....	155
4.2.6.2	Macrotextura e Microtextura.....	156
4.2.6.3	Irregularidade Longitudinal.....	158
4.2.6.4	Afundamento em Trilha de Roda (ATR)	160
4.2.6.5	Percentual de Área Trincada AT(%).....	162
4.2.7	Simulação Numérica da Estrutura dos Trechos Monitorados	163
4.2.7.1	Programa <i>MeDiNa</i>	163
4.2.7.2	Programa LVECD	168
4.3	RESULTADOS	175
4.3.1	Extrações de Campo	175
4.3.2	Levantamentos Deflectométricos.....	183
4.3.3	Levantamentos Funcionais.....	191
4.3.3.1	Condições de Aderência da Superfície da Pista.....	191
4.3.3.2	Irregularidade Longitudinal em Pista	192
4.3.3.3	Afundamentos em Trilha de Roda em Pista.....	195
4.3.3.4	Determinação da Área Trincada em Pista	203
4.3.4	Simulações Computacionais.....	206
4.3.4.1	Simulação do Afundamento em Trilha de Roda pelo <i>MeDiNa</i> v.1.1.5.0.....	206
4.3.4.2	Simulação da Área Trincada pelo <i>MeDiNa</i> v.1.1.5.0.....	210
4.3.4.3	Simulação da Área Trincada pelo LVECD 1.1 Beta com Nascimento (2015, 2021)....	215
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	225
	REFERÊNCIAS	228
	ANEXO A - MODELAGEM 2S2P1D LIGANTES	247
	ANEXO B - MISTURAS UTILIZADAS NO BANCO DE DADOS DOS ENSAIOS DE FLOW NUMBER, FADIGA COMPRESSÃO DIAMETRAL E FADIGA TRAÇÃO- COMPRESSÃO	250
	ANEXO C - PROTOCOLO S-VECD AMOSTRAS SEPARADAS	255
	ANEXO D - LEVANTAMENTOS DE DEFEITOS PERÍODO: 12 MESES.....	256
	ANEXO E - LEVANTAMENTOS DE DEFEITOS PERÍODO: 18 MESES.....	262
	ANEXO E - LEVANTAMENTOS DE DEFEITOS PERÍODO: 24 MESES.....	268

1 INTRODUÇÃO

A infraestrutura de transporte exerce papel fundamental em questões econômicas, sociais e de segurança pública de um país, garantido o transporte de pessoas, bens e serviços. Países emergentes, como o Brasil, optam por investir recursos prioritariamente no transporte rodoviário, pela sua flexibilidade e facilidade no sistema porta-a-porta. Nacionalmente, 61% das cargas e 95% dos passageiros se locomovem utilizando essa matriz de transporte (CNT, 2019). Em contrapartida, esse investimento, quando não diversificado em outros modais de transporte, acaba por sobrecarregar as rodovias.

O Brasil expandiu sua malha rodoviária no período de 2009 até 2019 em apenas 0,5% (CNT, 2020), além de que o total de dinheiro público investido em rodovias federais passou de R\$ 10,3 bilhões no ano de 2010, para R\$ 6,7 bilhões em 2020, representando um desinvestimento no setor nos últimos anos. Por outro lado, em 2019 e 2020, R\$ 4,2 bilhões de dinheiro privado foram alocados em rodovias por meio de concessões federais (MINFRA, 2020). Ademais, recentemente, por meio da viabilização de novas concessões, o Ministério da Infraestrutura espera que o país consiga investir cerca de R\$ 260 bilhões em infraestrutura de transportes até 2022, demonstrando uma expectativa de crescimento no setor (MINFRA, 2021).

Em paralelo a isso, a Agência Nacional do Petróleo (ANP)/Petrobras, Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) e Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) financiaram junto às universidades federais o desenvolvimento de um novo método de dimensionamento nacional de pavimentos asfálticos, regulamentada pela IS-247. Isso representa um avanço em relação ao documento anterior, que era baseado na metodologia americana da década de 20, implementado no Brasil em 1966, e brevemente modificado em 1981 (SOUZA, 1981). O novo método é de base mecânica-empírica, ou seja, avalia os materiais de acordo com suas reais propriedades para calcular tensões e deformações nas camadas, tornando o processo mais próximo da situação que efetivamente ocorre em campo, e possibilitando a previsão dos principais mecanismos de ruptura ao longo do tempo (MEDINA e MOTTA, 2015; FRANCO e MOTTA, 2018, 2020).

Esse processo segue uma tendência mundial de maior rigor na seleção de materiais, dosagem e dimensionamento de estruturas de pavimentos a serem empregados em novas rodovias e projetos de restauração (ANDERSON *et al.*, 1994; COMINSKY *et al.*, 1994). No entanto, avaliar a fissuração por fadiga ou a deformação permanente é uma tarefa desafiadora, não só pela complexidade de ambos fenômenos, mas também pelas dificuldades operacionais dos testes que são usados para avaliar estes processos (BUENO *et al.*, 2020a). As condições de

campo são distintas das avaliações controladas em laboratório, e as dificuldades envolvendo a previsão dos esforços ao longo do tempo levou os engenheiros a confiarem a parte não mecânica às chamadas funções de transferência (WANG *et al.*, 2020). Essas, são calibrações empíricas introduzidas como parte final da previsão, convertendo os danos calculados matematicamente em área trincada na superfície ou outro defeito em campo (NCHRP, 2004). Para que esse processo resulte em uma previsão eficaz, um variado número de seções de rodovias deve ser executado, caracterizado, e monitorado ao longo do tempo. Desse modo, as instituições de ensino e pesquisa, formadas por diversas universidades federais com o apoio da ANP/Petrobras e DNIT, vêm aprimorando as funções de calibração com pistas em todo o Brasil.

Dentro desse contexto, o Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Sinalização Viária (GEPPASV) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com o apoio da ANP/Petrobras, possui um longo histórico de monitoramento de trechos na cidade de Santa Maria/RS: Av. Roraima (desde 2012); Av. Hélvio Basso (desde 2013); BR-158 Trevo dos Quartéis (desde 2014), ERS-509 Faixa Velha (desde 2016) e ERS-509 Viaduto (desde 2018) (SANTOS, 2015; BUENO, 2016, 2019; BORDIN, 2020). Além do acompanhamento, a caracterização avançada dos seus materiais constituintes também foi realizada, possibilitando aplicar e validar a modelagem de previsão de desempenho existente para rodovias nacionais (BUENO *et al.*, 2020a). Dando seguimento ao monitoramento de trechos, o GEPPASV, junto com DNIT, Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), Universidade Federal de Pelotas (UFPEL), e a Empresa Concessionária de Rodovias do Sul S. A. (ECOSul), viabilizaram a implementação de doze seções teste na obra de duplicação da rodovia BR 116/RS, próximo à cidade de Pelotas/RS.

Assim, esta pesquisa foi proposta no intuito de complementar os estudos envolvendo ligantes modificados aplicados à prática rodoviária e ampliar o banco de dados de trechos monitorados utilizados nas metodologias de simulação nacionais. Este estudo conduziu a caracterização e monitoramento de três seções experimentais de 300 metros de extensão cada, executados na BR 116/RS, onde há incidência de um alto volume de tráfego. A estrutura do pavimento é composta por um subleito argiloso, sub-base de Macadame seco, base de brita graduada simples, duas camadas de asfalto convencional acima da base, e uma de asfalto modificado na camada final de rolamento (camada mais superficial). Cada um desses segmentos foi executado com uma mistura asfáltica modificada diferente, contendo ligantes: modificado por *SBS* (AMP 55/75-E), altamente modificado por *SBS* (HiMA) e modificado por *TLA* junto à *SBS* (TLAFlex).

Por fim, este trabalho buscou avaliar a influência da escolha entre três ligantes modificados comercializados no Brasil. Como forma de avaliação foram realizados ensaios em laboratório de rigidez, resistência à deformação permanente e fadiga, nas escalas de ligante e mistura asfáltica. Ainda, com as caracterizações completas, as estruturas dos segmentos foram simuladas computacionalmente, utilizando as metodologias dos programas computacionais *MeDiNa* e *LVECD* em conjunto com as respectivas funções de transferência. Após isso, seus resultados foram comparados com os monitoramentos em campo realizados nos três segmentos da BR 116/RS.

1.1 OBJETIVO GERAL

O presente estudo tem como objetivo geral avaliar o tipo de mistura no desempenho de pavimentos por monitoramento de trechos experimentais e simulações numéricas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

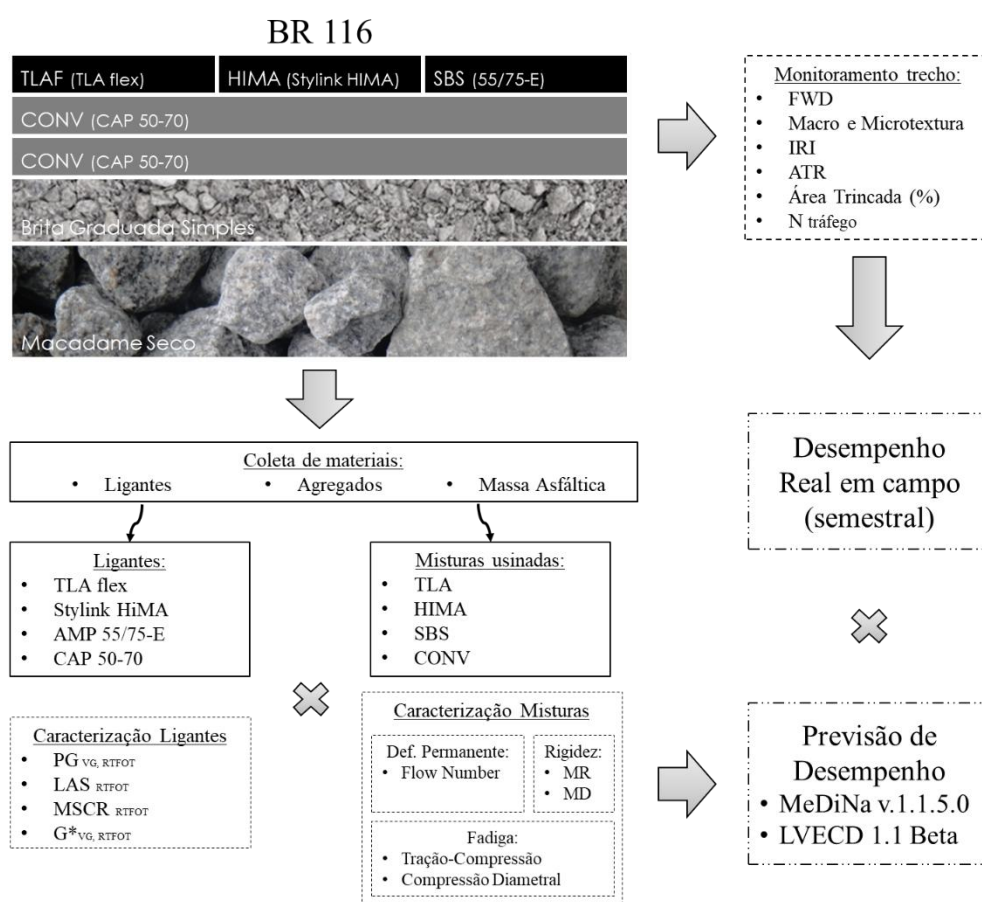
Para que seja alcançado o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram elaborados:

- Avaliar os ligantes asfálticos utilizados nos segmentos monitorados, quanto ao *Performance Grade*, comportamento linear viscoelástico, deformação permanente e fadiga;
- Avaliar as misturas asfálticas utilizadas nos segmentos quanto à rigidez, deformação permanente e fadiga;
- Determinar correlações entre as propriedades de ligantes asfálticos e misturas asfálticas estudadas neste trabalho;
- Acompanhar o desenvolvimento da macro e microtextura, irregularidade longitudinal, afundamento em trilha de roda e área trincada em campo nos segmentos monitorados na BR 116/RS;
- Analisar computacionalmente as estruturas dos trechos nos programas computacionais *MeDiNa* v1.1.5.0 e *LVECD* 1.1 Beta, aplicando as funções de transferência campo/laboratório existentes;
- Verificar os resultados das simulações computacionais com os levantamentos em campo dos três segmentos na BR 116/RS.

1.3 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A Figura 1 apresenta o planejamento experimental da pesquisa. Durante a execução de um trecho monitorado na BR 116/RS, foram coletados os materiais constituintes de ligante asfáltico, agregado mineral e massas asfálticas usinadas. Em laboratório, foi realizada a caracterização reológica avançada dos ligantes asfálticos, bem como ensaios referentes ao desempenho por fadiga e deformação permanente. As massas usinadas foram moldadas em laboratório para execução de ensaios de rigidez, fadiga e deformação permanente.

Figura 1 - Planejamento da Pesquisa



Fonte: Autor

Em paralelo às caracterizações laboratoriais, baterias de levantamentos quanto a situação em campo foram realizadas semestralmente no trecho em questão. Essas avaliaram o pavimento quanto a macro e microtexturas, irregularidade longitudinal, afundamentos em trilha de roda e defeitos, para determinação do percentual de área trincada.

Na sequência, os dados das misturas foram introduzidos em metodologias de análise e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos, realizados utilizando os programas *MeDiNa v.1.1.5.0* (Método de Dimensionamento Nacional) e *LVECD (Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses)* em conjunto com as funções de transferência campo/laboratório de Nascimento (2015, 2021).

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação de mestrado está em formato de artigo, dividida nas seguintes etapas. No capítulo 1, está apresentada uma introdução à pesquisa proposta, contextualizando o leitor sobre o tema, importância do trabalho e objetivos a serem alcançados.

No segundo capítulo é realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais assuntos relacionados aos asfaltos: produção, usos, modificações, comportamento linear viscoelástico, deformação permanente e à fadiga. Posteriormente, os materiais e metodologias utilizadas na caracterização avançada desses materiais é apresentada, e por fim, seus resultados. O terceiro capítulo trata das misturas asfálticas utilizadas nos segmentos monitorados por esse estudo, buscando situar o leitor sobre os conceitos que integram a caracterização à rigidez, deformação permanente e à fadiga desses materiais. Na sequência são apresentados os materiais e ensaios de caracterização desses materiais, visando definir os dados de entrada para as metodologias de previsão de desempenho. Por fim, os resultados e análises comparativas entre as misturas asfálticas empregadas nos segmentos monitorados são apresentadas.

O quarto capítulo inicia com as principais ferramentas de análise mecanístico-empíricas calibradas para rodovias brasileiras. Na sequência, trata da sequência executiva dos segmentos monitorados na BR 116/RS, demais aspectos referentes à sua caracterização e monitoramento ao longo do tempo. A aplicação de metodologias de simulação numérica das estruturas nos programas *MeDiNa v.1.1.5.0* e *LVECD 1.1 Beta* para previsão de desempenho de área trincada também são apresentadas nesse capítulo. Por fim, os resultados das extrações, avaliações semestrais de campo, e simulações computacionais são expostas ao leitor.

Por fim, o último capítulo sumariza as principais conclusões dos anteriores, sintetiza as análises e comparações entre os materiais estudados, e propõe trabalhos futuros.

2 CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE LIGANTES ASFÁLTICOS

Este capítulo relata o tema da caracterização de ligantes asfálticos. Primeiramente foi abordado uma revisão bibliográfica referente ao material, suas origens e produções, modificações, comportamento reológico e propriedades de deformação permanente e fadiga. Na sequência, foram apresentados os ligantes coletados durante a execução dos segmentos monitorados junto a BR 116/RS, o método aplicado para determinação das propriedades quanto ao *Performance Grade*, comportamento linear viscoelástico, *Multiple Stress Creep and Recovery* (MSCR) e *Linear Amplitude Sweep* (LAS), e por fim, os resultados e análises.

2.1 COMPORTAMENTO DE LIGANTES ASFÁLTICOS

O ligante asfáltico é um material visco-elasto-plástico e termosensível, sendo principal responsável por conferir esta propriedade às misturas asfálticas. (OLARD e DI BENEDETTO, 2003). Desta forma, um concreto asfáltico é uma mistura entre agregados, normalmente de origem pétreo, e um ligante asfáltico, que pode ter origem do petróleo ou natural.

Ao longo de mais de 5000 anos, o asfalto vem sendo utilizado em diversas finalidades, desde a agricultura até a indústria, com mais de cem aplicações (IA, 2001). Este material é definido como um líquido viscoso, ou sólido em temperatura ambiente, consistido principalmente de hidrocarbonetos, solúvel em dissulfeto de carbono, não volátil, que amolece gradualmente com o aumento da temperatura, de cor preta ou marrom, com propriedades impermeabilizantes ou adesivas (EN 12591, 2009). O uso na pavimentação é um dos mais importante pelas suas principais características: proporcionar forte união dos agregados, durabilidade, resistente às intempéries, impermeável e pode ser usado em amplas combinações com o esqueleto mineral, com ou sem aditivos (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Assim, esta seção apresenta conceitos de definição, origem e produção dos ligantes asfálticos. Na sequência, são apresentadas informações sobre especificações vigentes no mundo sobre o produto, e modificadores comumente aplicados a esses materiais, e comercializadas no país.

2.1.1 Origem e Produção

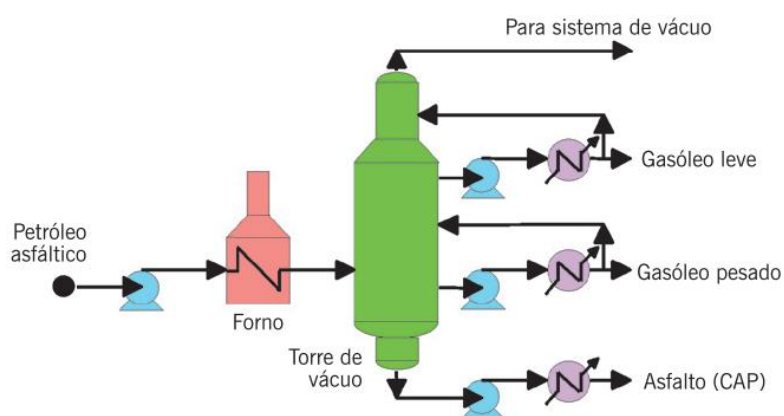
Quase todo asfalto em uso atualmente é obtido do refino do petróleo bruto, originário de restos de organismos marinhos e vegetais depositados, por milhões de anos, com lama e

fragmentos de rocha no fundo dos oceanos. Por esta razão, muitas refinarias estão localizadas próximas a locais com transporte por água, ou são supridas por dutos a partir de terminais marítimos (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Por outro lado, há também outra fonte de asfalto além da denominada matéria mineral impregnada na rocha por processo natural, que é o asfalto natural, encontrado em depósitos superficiais, como lagos. Foram as primeiras e únicas fontes de asfalto por vários anos, até que as técnicas de exploração de petróleo, no início do século XX, fossem modernizadas. Atualmente, seu uso é menos abundante na indústria da pavimentação, embora ainda seja encontrado como aditivo ao asfalto refinado do petróleo.

O processo básico de refino de asfalto é a destilação direta (Figura 2), podendo ocorrer em uma ou duas etapas. Nesse sistema, o petróleo cru é subdividido por um sistema de refino por intervalo de temperaturas, separando seus subprodutos, dos mais leves aos mais pesados: gás liquefeito de petróleo (GLP), nafta leve e pesada, querosene, óleo diesel, gasóleo leve e pesado e asfalto. Petróleos pesados (possuem uma elevada quantidade de asfalto, proporcionalmente a outras frações ou petróleos) podem ser destilados em um só estágio de destilação a vácuo, de forma a produzir um material asfáltico de consistência adequada à pavimentação. (HUNTER, SELF e READ, 2015).

Figura 2 - Esquema de produção de asfalto em um estágio de destilação



Fonte: Tonial e Bastos (1995)

São alguns exemplos de petróleos pesados o Boscan e o Bochaqueno, da Venezuela e a Fazenda Alegre e Pré-sal do Brasil. Já petróleos leves, como os árabes, necessitam de uma torre atmosférica antes da torre de vácuo, resultando no chamado resíduo de vácuo, ou ainda empregada a desasfaltação por solvente, para adquirirem consistência adequada para uso na pavimentação (LEITE, 1999; HUNTER, SELF e READ, 2015).

As propriedades finais do produto variam dependendo do petróleo e o processo de refino utilizado. Visando alcançar os resultados esperados para uso, diferentes especificações são utilizadas em diversos países, onde, geralmente, testes tradicionais visam caracterizar o material por meio da resposta em específicas condições e configurações, não medindo propriedades mecânicas fundamentais. Por esta razão, eles podem ser definidos como semi-empíricos.

2.1.2 Especificações de Ligantes Asfálticos

Especificação de um material pode ser entendida como parâmetros exigíveis de um produto, enquadrado dentro de uma faixa, padronizada por normas, de forma a diferenciá-lo dos seus semelhantes, seja em propriedades empíricas, semi-empíricas, ou de desempenho. De acordo com as propriedades físicas e mecânicas, diferentes critérios são utilizados para classificar os ligantes asfálticos para uso comercial pelo mundo.

Mangiafico (2014) explana que na Europa, os asfaltos são classificados em classes de penetração e ponto de amolecimento. Por exemplo, classes de penetração 10-20 e 15-25 são considerados ligantes “duros”, 50-70 e 70-100 “semi-duros” e 160-220 são denominados ligantes “moles”. As exigências mínimas para asfaltos para pavimentação são dadas pela EN 12591 (2009). Algo semelhante ocorre no Brasil, onde a especificação em vigor avalia os ligantes quanto a classes de penetração para convencionais, ou em ponto de amolecimento e recuperação elástica para asfaltos modificados por polímero (ANP, 2005). O autor ainda comenta que uma limitação da metodologia é que os materiais são ranqueados por resultados de testes semi-empíricos, que não medem propriedades fundamentais, e analisadas em apenas uma temperatura (MANGIAFICO, 2014).

Ao final dos anos 1980, pesquisas americanas buscaram relacionar propriedades reológicas de ligantes em relações de performance (Petersen *et al.*, 1994), visto que a metodologia atual da época, baseada em testes tradicionais não capturava as melhoras provocadas por modificações em ligantes (GERSHKOFF, CARSWELL e NICHOLLS, 1997). Uma metodologia foi desenvolvida com o nome de classificação *Superpave* (*Superior Performance Asphalt Pavements*), como uma especificação para pavimentos asfálticos, baseada em parâmetros de desempenho, (ANDERSON *et al.*, 1994). Incorporado a metodologia, está o sistema classificação de ligantes chamado de *Performance Grade* (PG), que avalia o material a partir de ensaios desenvolvidos para capturar suas propriedades reológicas reais, em que o desempenho prévio de determinado ligante asfáltico pode ser mensurado.

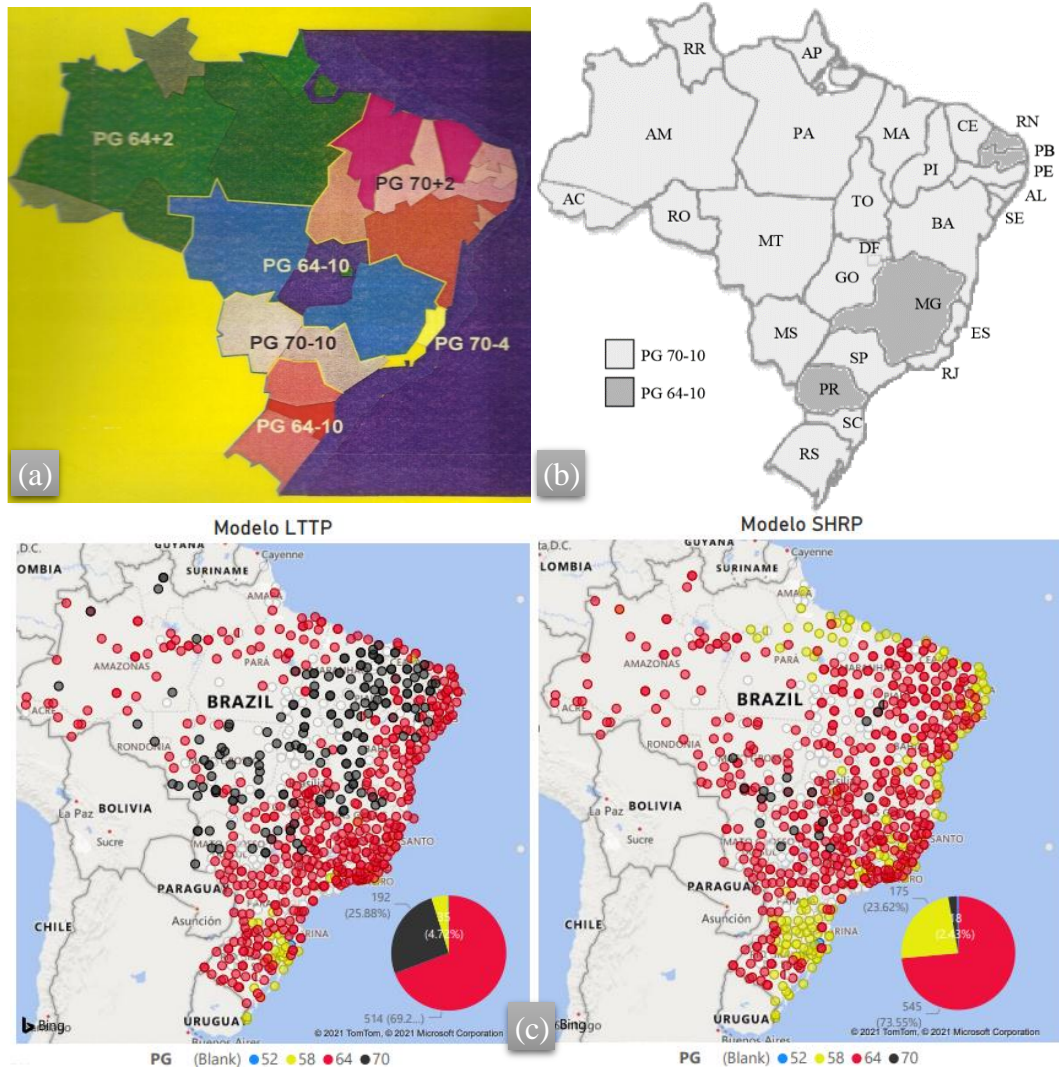
A avaliação não pondera se há diferença entre ligantes puros ou modificados, considerando apenas o desempenho do material frente a deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento térmico (HUNTER, SELF e READ, 2015). Busca-se definir dois valores de temperaturas críticas, uma máxima, *High Performance Grade* (PG_H), relacionada aos sete dias consecutivos mais quentes da série histórica do local do projeto do pavimento, ligada a deformação permanente, e outra mínima, *Low Performance Grade* (PG_L), relacionada à mínima temperatura da série histórica do local do projeto do pavimento, ligada ao trincamento térmico (AASHTO M 320, 2017). Posteriormente, a norma AASHTO M 332 (2019) adicionou uma letra aos dois números anteriores, que indica a qual nível de tráfego o material poderá estar sujeito, seja ele padrão (S), alto (H), muito alto (VH) ou extremamente alto (EH).

Por exemplo, a classificação encontrada no trabalho de Almeida Jr. *et al.* (2017) para o asfalto convencional CAP 50-70 foi de PG 58-28H, significando que a temperatura crítica de deformação permanente é de 58°C, a temperatura crítica por trincamento térmico é de -28°C e ele está adequado a um tráfego alto (H). Estes valores devem então ser comparados às realidades da obra em questão, para verificar a viabilidade da utilização daquele asfalto no projeto. Mais detalhes sobre a especificação são fornecidos no item 2.2.2.3.

Embora o Brasil não possua especificações com base em desempenho de ligantes asfálticos, alguns pesquisadores têm buscado alternativas para selecionar ligantes asfálticos adequados ao clima e tráfego. Com base nas especificações *Superpave*, Leite e Tonial (1994) desenvolveram uma classificação de PG para os dados climáticos brasileiros, com base em temperaturas do ar obtidas das Normais Climatológicas de 1961 a 1990 utilizando dados de 209 estações brasileiras (Figura 3.a). Posteriormente, Cunha *et al.* (2007) incrementaram o estudo anterior aplicando equações diferentes para o cálculo das temperaturas, utilizando a mesma base de dados (Figura 3.b).

Recentemente, dados de estações climáticas de 742 estações meteorológicas, com dados entre 2010 e 2020, foram utilizados para calcular os PGs recomendados para pavimentos brasileiros (Faccin *et al.*, 2021b) (Figura 3.c). Assim como nos autores anteriores, 95% de confiabilidade foi utilizada, além de duas bases de cálculo distintas: *LTTP 2.1* e *SHRP*. A recomendação dos autores é que, pelos dados climáticos mais atualizados, um ligante aplicado em rodovias no estado do Rio Grande do Sul deveria atender um mínimo PG de 58-10 ou 64-10, além do tráfego previsto para a rodovia.

Figura 3 - Recomendação de PGs para pavimentos brasileiros para 95% de confiabilidade



Fonte: (a) Leite e Tonial (1994); (b) Cunha *et al.* (2007); (c) Faccin *et al.* (2021b)

2.1.3 Modificadores de Ligantes Asfálticos

Dependendo do processo de refinamento e produção, alguns modificadores podem ser incorporados a mistura como forma de melhorar suas propriedades mecânicas. A seguir são listados alguns tipos de asfaltos comercializados no país (BETUNEL, 2020):

- Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP): são obtidos diretamente do refino do petróleo cru ou algumas alterações no processo, denominados asfaltos convencionais por não possuírem modificações externas. São classificados pela sua classe de penetração Ex.: CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100, CAP 150-200 (DNIT 095 EM, 2006b);
- Asfaltos Modificados por Polímero (AMP): ligantes modificados por polímero estastomérico *Styrene-Butadiene-Styrene (SBS)*. São classificados de acordo com

seu ponto de amolecimento e recuperação elástica. Ex.: AMP 55/75-E; AMP 55/75-E, AMP 65/90-E (DNIT 129 EM, 2011a);

- Stylink XP e Stylink PG: ligantes asfálticos modificados por polímero *SBS* por processo diferenciado através de soldagem química (*Crosslink*);
- Asfaltos modificados por borracha (AB): são adicionadas pó de borracha triturado, proveniente da reciclagem de pneus, pela via úmida tipo *Terminal Blend*. Ex.: AB-8, AB-22 (DNIT 111 EM, 2009);
- CAP TLA: resultado da modificação do ligante com asfalto natural oriundo da jazida (Lago) na Ilha de Trinidad e Tobago (DNIT 168 EM, 2013);
- CAP TLAFlex: produto resultado da modificação do ligante por polímero *SBS* e asfalto natural oriundo da Ilha de Trinidad e Tobago.

Dos produtos apresentados, em apenas um dos itens os ligantes não possuem modificação. Essa técnica tem por objetivo uma maior resposta elástica, maior ponto de amolecimento, viscosidade, coesão e ductilidade, com redução da susceptibilidade térmica e melhora na resistência à fadiga e deformação permanente (YILDIRIM, 2007).

Os polímeros são adicionados ao ligante puro na forma de pequenas partículas, podendo ser em altas temperaturas, anteriormente à mistura com os agregados, ou juntamente ao processo de mistura com os agregados (MODARRES e HAMEDI, 2014). Os mais comuns são os *Styrene-Butadiene-Rubber (SBR)*, *Styrene-Butadiene-Sturene (SBS)*, *Polyethylene-Ethylene-Vinylacetate (EVA)*, sendo que o *SBS* mais utilizado, por ser um elastômero que exhibe recuperação elástica substancial quando submetido a deformações inferiores à de ruptura (ASPHALT INSTITUTE e EUROBITUME, 2011).

Por conseguinte, asfaltos modificados por *SBS* apresentam influência notável nas propriedades reológicas do ligante base (ZANZOTTO, STASTNA e VACIN, 2000). Quando comparado aos demais polímeros, o *SBS* apresenta compatibilidade superior, pois incorpora-se ao ligante asfáltico de maneira estável aumentando sua elasticidade sem aumentar excessivamente sua viscosidade (SILVA *et al.*, 2002). Outra vantagem das modificações com *SBS* é que ele se dissolve nas altas temperaturas, mas é um fenômeno reversível, tendo suas propriedades não sendo afetadas por processos sequenciais de aquecimento e resfriamento. (STASTNA *et al.*, 2003).

Enquanto asfaltos modificados por polímero *SBS* (2-3% em massa) têm se mostrado superiores em performance à longo prazo (BAAJ, DI BENEDETTO e CHAVEROT, 2005; DRESSEN *et al.*, 2011), pesquisas apontam que uma alta modificação por polímero (>6%) pode

oferecer vantagens adicionais para pavimentos flexíveis sujeitos a tráfegos lentos e pesados (HABBOUCHE, HAJJ e SEBAALY, 2019). Para os maiores teores, normalmente se emprega a denominação *Highly Modified Asphalt* (HiMA), indicados para aplicações em que há a necessidade de alta performance, seja por pavimentos submetidos a altas deformações, como deck de pontes, camada superior submetida a baixas temperaturas, camadas esbeltas ou superesbeltas de concreto asfáltico, ou camadas de base asfáltica com alta capacidade de fadiga, destinadas a pavimentos perpétuos (BLAZEJOWSKI *et al.*, 2016).

Entretanto, algumas limitações técnicas podem ocorrer nos processos de produção e aplicação destas misturas, como problemas relacionados a separação de fases no processo de estocagem e transporte. Ademais, a alta viscosidade do ligante final requer maiores temperaturas na produção e maiores cuidados no processo executivo (BLAZEJOWSKI *et al.*, 2016).

Modarres e Hamedi (2014) citam algumas aplicações práticas reportadas na literatura, todas utilizando HiMA contendo 7,5% de SBS para um elevado volume de tráfego: um pequeno segmento teste na rodovia PR-092 no Paraná (SMITH, 2012), segmentos na rodovia SC-114 (DELAVY, 2021), uma pista de automobilismo na cidade de Kentucky, EUA (KUENNEN, 2015), trechos de restauração nos EUA (FOURNIER, 2012, 2013; KUENNEN, 2012) e um trecho com tráfego lento em intersecções de rodovias federais na Geórgia, EUA (FOURNIER, 2010).

Outro produto utilizado para se obter asfaltos de alto desempenho são modificações por asfaltos naturais, que precisam ser verificados quanto à compatibilidade com o asfalto virgem. A composição do *Trinidad Lake Asphalt* (TLA) normalmente inclui matéria mineral, orgânica e aglutinante que forma um sistema coloidal, beneficiando a rigidez do material quando adicionado ao ligante convencional. As partículas finas do material são naturalmente misturadas em um processo de milhares de anos, gerando um material de propriedades consistentes. O material asfáltico do TLA quando refinado, normalmente possui baixa penetração e alto ponto de amolecimento, sendo muito duro para ser utilizado sozinho. Assim, é necessário ser adicionado ao asfalto do petróleo para atingir um nível adequado ao uso na pavimentação. (LIAO *et al.*, 2014; HUNTER, SELF e READ, 2015; WIDYATMOKO e ELLIOT, 2008; YILMAZ e CELOGLU, 2013).

Neste sentido, os teores de modificação podem variar conforme a literatura consultada. No Reino Unido, uma pesquisa utilizou TLA com um asfalto mole, de penetração 160-220 em uma proporção 50:50 (HUNTER, SELF e READ, 2015). Em Taiwan, um projeto concluiu que o teor ótimo de TLA situa-se entre 20% e 30%, quando inserido a um asfalto de penetração 20-

40. A modificação foi utilizada com um teor em 25% para produzir a mistura *Gussasphalt*, utilizada como camada de revestimento para pontes metálicas (CHEN, 2011).

Camadas de revestimento no *Glenwood Canyon*, Colorado, EUA, foram executadas utilizando um asfalto PG 76-28 modificado por polímero, adicionado a 25% de *TLA*, buscando compensar a falta de agregados de boa qualidade na região, e as recorrentes manutenções na pista. O trecho tem como características um alto volume de tráfego, e condições climáticas severas, sendo submetidas a um processo de gelo e degelo quase diário no inverno, e elevadas temperaturas no verão. Se fossem utilizados materiais comumente utilizados na região, a pista custaria 71% do preço, segundo cálculos do autor à época, porém reparos seriam quase constantes. Quatro anos após a execução dos segmentos, apenas 2,5 mm de ATR tinham sido observados, e trincamento apenas em um local onde havia uma junta de dilatação da ponte (LAFORCE, 2006).

No Brasil, a primeira ocorrência do uso do material *TLA*, somado à uma modificação por polímero *SBS* ocorreu na restauração do concreto asfáltico sob o deck metálico da ponte móvel do Guaíba (Porto Alegre/RS), relatado em Specht *et al.* (2012). Segundo os autores, a estrutura metálica construída em 1958 não suporta um material de revestimento asfáltico de espessura superior a 5 cm devido ao sistema de balanceamento dos contrapesos e do sistema de içamento. Assim, foi desenvolvido o produto *TLAFlex*, aplicado no local para suportar as pesadas solicitações do tráfego em uma espessura delgada, bem como problemas de aderência e entrada de umidade na interface. Ainda segundo os autores, a solução reduziu a necessidade das inúmeras intervenções anteriores, de frequência entre seis meses a um ano.

2.1.4 Rigidez em Ligantes Asfálticos

A rigidez dos materiais afeta diretamente o desempenho da estrutura de um pavimento, sendo este parâmetro afetado por três fatores: características do material, taxa de carregamento e condições ambientais. (WITCZAK e FONSECA, 1996). Para materiais asfálticos, além da parcela elástica, existe uma parte viscosa importante, o que torna a resposta tempo-dependente, não sendo apresentada instantaneamente, mas sim influenciada pelo histórico de carregamento imposto ao material (CHRISTENSEN, 1982).

A principal alteração de rigidez provém da susceptibilidade térmica das misturas betuminosas, característica herdada das propriedades do ligante asfáltico (OLARD e DI BENEDETTO, 2003). Do mesmo modo, como os materiais apresentam uma característica tempo-dependente, suas propriedades de rigidez também serão afetadas pelo tempo de

aplicação das cargas e suas amplitudes. Assim, os materiais asfálticos são classificados como viscoelásticos, ou seja, podem armazenar e dissipar energia mecânica em resposta a uma deformação.

Quando materiais viscoelásticos são submetidos a carregamentos rápidos, exibem um comportamento próximo ao de sólidos elásticos, em contraponto, quando são aplicadas cargas lentas, o material apresenta deformações lentas com o passar do tempo, assemelhando-se a fluidos viscosos (BABADOPULOS, 2014).

2.1.4.1 Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) em ligantes

Materiais com comportamento LVE válidos são chamados termoreologicamente simples, em que a influência dos parâmetros temperatura (T) e frequência de pulsação (ω) podem ser reduzidos a um único parâmetro, conforme apresentado na Equação (1) (CORTÉ e DI BENEDETTO, 2005). Isso implica que valores de módulo complexo medidos por diferentes composições de T e ω , podem resultar em valores iguais. Portanto, por existir essa equivalência de efeitos entre as duas variáveis no comportamento do material, esta propriedade é chamada Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT).

$$G^*(\omega, T) = G^*(\omega f(T)) = G^*(g(\omega)T) \quad (1)$$

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

T é a temperatura, em °C;

ω é a frequência de pulsação, em rad/s.

Este princípio permite, portanto, criar curvas únicas de módulo dinâmico (E^*), de cisalhamento (G^*) ou de ângulo de fase, a partir das suas isotermas (curvas de mesma temperatura). Todo o comportamento do material estaria descrito em uma curva mestra, representando uma única temperatura de referência. Também é possível realizar este procedimento utilizando curvas de mesma frequência (isócronas), porém sua relevância é menor comparada a anterior, e pouco encontrada na literatura.

O procedimento consiste de escolher uma temperatura referência T_{ref} arbitrariamente. Normalmente é escolhida a temperatura mediana às ensaiadas. Então, as isotermas são deslocadas ao longo do eixo da frequência (horizontal), de forma a superpor todos os pontos na mesma ordenada, de forma a gerar uma curva mais suave possível. Matematicamente, a

translação ocorre multiplicando as frequências de todos os pontos de cada isoterma por um coeficiente $a_T(T)$, chamado *shift factor*, que dependerá de cada temperatura das isotermas a serem deslocadas, seguindo a Equação (2). Assim, o módulo dinâmico pode ser definido como uma função da frequência angular (ω) e os *shift factors* ($a_T(T)$), em termos de frequência reduzida, para cada temperatura referência (T_{ref}), onde $a_T(T_{ref}) = 1$.

$$a_T(T) = \frac{f(T)}{f(T_{ref})} \quad (2)$$

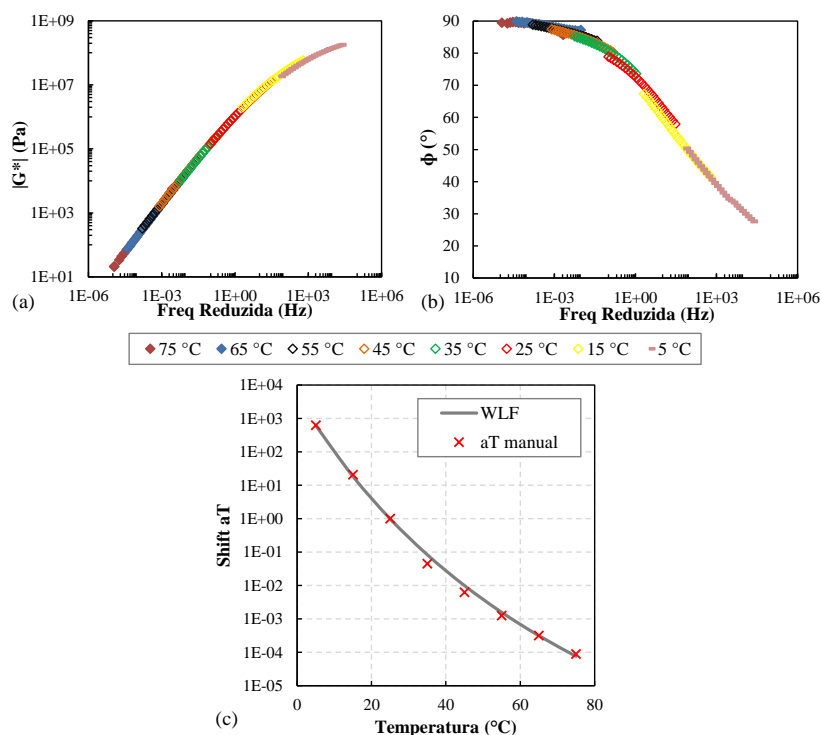
Onde: a_T é o *shift factor*, diferente para cada temperatura de ensaio;

T é a temperatura, em °C;

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

O resultado da superposição de um ligante asfáltico pode ser visto de maneira gráfica na Figura 4 (a, b), em que, ao centro, cada cor representa uma isoterma, que quando deslocadas formam uma curva mestra de módulo de cisalhamento e ângulo de fase para a temperatura T_{ref} de 25°C.

Figura 4 - Representação gráfica do PSTT para o ligante CAP 50-70: (a) Módulo de cisalhamento; (b) Ângulo de fase; (c) a_T por temperatura para WLF e Polinomial



A equação mais comum encontrada na literatura para descrever os valores de a_T como função da temperatura é a Equação (3) de WLF (WILLIAM, LANDEL e FERRY, 1955), em que duas constantes são calibradas para cada material avaliado. A sua representação está presente na Figura 4.c.

$$\log(a_T) = -\frac{C_1 * (T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \quad (3)$$

Onde: a_T é o *shift factor*;

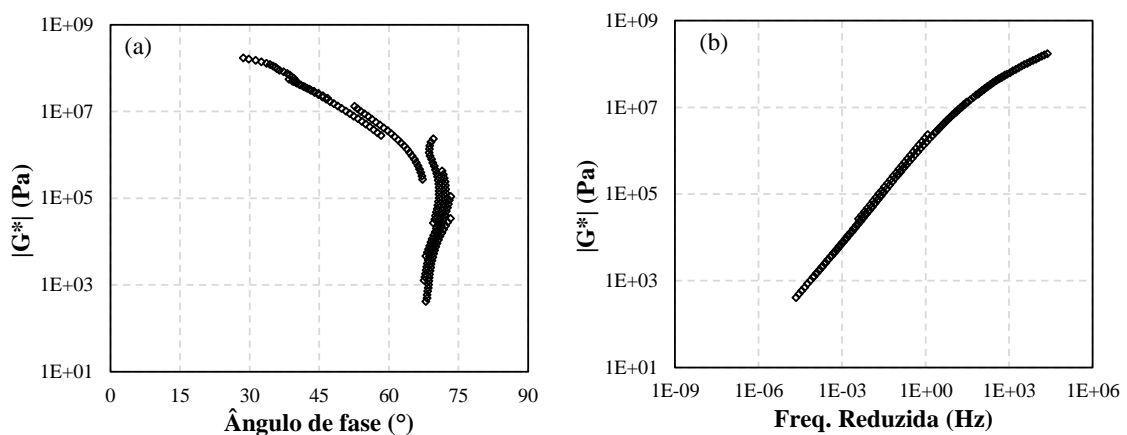
T é a temperatura de ensaio;

T_{ref} é a temperatura de referência;

C_1 e C_2 são constantes a serem determinadas.

A literatura relata ainda que alguns ligantes modificados por polímero não apresentam comportamento termoreológico simples (NGUYEN, 2011), gerando curvas no Espaço Black não únicas. Entretanto o PSTT ainda pode ser aplicado parcialmente para gerar curvas mestras de módulo de cisalhamento, mas não de ângulo de fase. A Figura 5 apresenta os dados de módulo complexo de cisalhamento para um ligante AMP 55/75-E, ensaiado nas temperaturas de 5 °C até 65 °C, que não atende completamente do PSTT, embora ainda seja possível parcialmente aplicar o princípio para o módulo de cisalhamento.

Figura 5 - Representação de um ligante que não obedece princípio termoreológico simples: (a) Diagrama Black; (b) Curva mestra módulo de cisalhamento



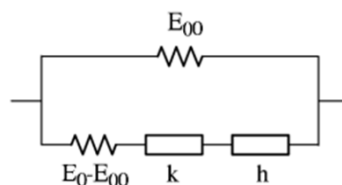
Fonte: Autor

2.1.4.2 Modelagem 2S2PID

Combinações de elementos mecânicos como molas (elásticos) e amortecedores (viscosos) podem retornar em modelos físico-matemáticos que simplificam o comportamento viscoelástico de materiais em fórmulas matemáticas contínuas. Embora sejam apenas fenomenológicos, esses modelos são ferramentas úteis quando necessário prever o comportamento de um material em condições mais complexas (PAGLIOSA, 2004). Ademais, modelos analógicos com elementos parabólicos resultam em respostas diferentes à amortecedores lineares, incrementando a capacidade de predição.

Huet (1963), e posteriormente Sayegh (1965), compuseram um modelo de análogos mecânicos contendo três elementos em série (uma mola com rigidez G_{00} , e dois elementos parabólicos com fluência definidas por k e h) e um elemento em paralelo (uma mola com rigidez G_0), onde $G_{00} \ll G_0$. Os autores conseguiram representar bem o comportamento da viscoelasticidade linear dos materiais asfálticos, tanto ligantes quanto misturas, representados no modelo da Figura 6, com rigidez expressa pela Equação (4). A representação foi realizada em termos de módulo dinâmico (E^*), e é equivalente em termos de módulo de cisalhamento (G^*).

Figura 6 - Modelo Huet-Sayegh



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014)

$$G^*(\omega) = G_{00} + \frac{G_0 - G_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (4)$$

Onde: G^* é o módulo complexo de cisalhamento, em Pa;

ω é a frequência de pulsação, em rad/s;

G_{00} , G_0 são os módulos mínimos e máximos respectivamente, em Pa;

δ é uma constante adimensional de forma;

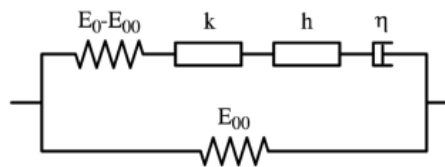
τ é o tempo característico, em s;

k e h são constantes adimensionais relacionadas aos elementos parabólicos.

O módulo complexo em temperaturas baixas e altas frequências tende à G_0 , o módulo vítreo do material. A mola em paralelo garante que em baixas temperaturas e altas frequências o modelo tenda à G_{00} , o módulo estático, garantido pelo componente esqueleto mineral das misturas asfálticas, mas no valor de zero para asfaltos (MANGIAFICO, 2014).

Entretanto, este modelo não conseguia representar bem o comportamento em altas temperaturas e baixas frequências, em que, neste domínio, o comportamento do ligante é puramente viscoso (newtoniano), e apresenta um comportamento similar à um amortecedor. Desta forma, Olard (2003) e Olard e Di Benedetto (2003) integraram o modelo 2S2P1D (2 Springs, 2 Parabolic Elements, 1 Dashpot), adicionando um amortecedor em série com os dois elementos parabólicos (Figura 7).

Figura 7 - Modelo 2S2P1D



Fonte: Mangiafíco (2014)

O módulo complexo é dado pela Equação (5).

$$G^*(i\omega\tau_E) = G_{00} + \frac{G_0 - G_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau_E)^{-k} + (i\omega\tau_E)^{-h} + (i\omega\beta\tau_E)^{-1}} \quad (5)$$

Onde: G^* é o módulo complexo de cisalhamento, em Pa;

ω é a frequência de pulsação, em rad/s;

G_{00} é o módulo assintótico estático, quando ω tende a zero, em MPa;

G_0 é o módulo assintótico vítreo, quando ω tende a infinito, em MPa;

k e h são duas constantes adimensionais relacionadas aos elementos parabólicos;

δ é uma constante adimensional de forma;

i é o número imaginário $i = \sqrt{-1}$;

τ_E é o tempo característico, dependente da temperatura de ensaio, em s;

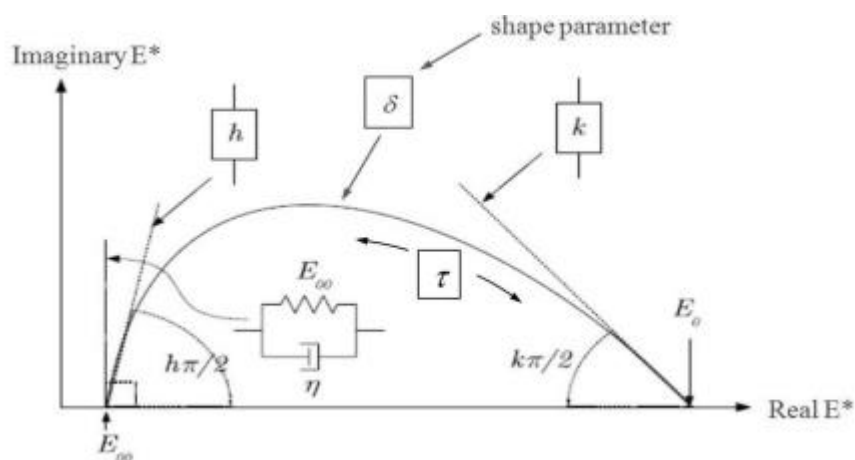
β é uma constante adimensional relacionada a viscosidade do amortecedor, definido pela condição (6);

$$\eta = (G_0 - G_{00}) * \beta * \tau \quad (6)$$

Onde: η é um parâmetro relacionado à viscosidade do material;

Assim, este modelo pode prever com sucesso o comportamento mecânico no domínio da viscoelasticidade linear da maioria dos materiais asfálticos. Para tal, são calibrados sete parâmetros (G_{00} , G_0 , k , h , δ , τ_E e β), em que cada um deles possui uma relação física. A Figura 8 relata uma curva Cole-cole genérica (relação entre $|E^*|$ e θ representada de maneira vetorial) e a influência de cada parâmetro na curva.

Figura 8 - Influência dos parâmetros 2S2P1D na curva Cole-cole



Fonte: Mangiafico (2014)

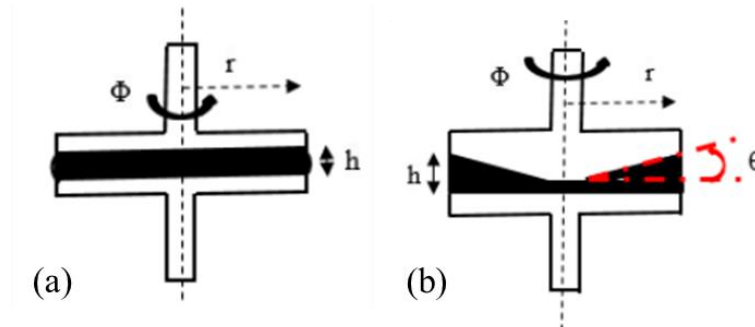
A vantagem de se utilizar análogos mecânicos que representam os materiais asfálticos como um todo é que existem coeficientes que são relativos a apenas uma escala. Di Benedetto *et al.* (2004b) cita que os coeficientes k , h , δ e β são relativos apenas ao ligante asfáltico, podendo ser extrapolado para outras misturas que utilizem o mesmo asfalto. Portanto, portando apenas os dados de rigidez de um ligante, e conhecendo os valores de E_{00} e E_0 do esqueleto pétreo, é possível prever o módulo complexo de uma mistura asfáltica.

2.1.4.3 Caracterização de rigidez em ligantes asfálticos

Para caracterização da viscoelasticidade em ligantes asfálticos, podem ser utilizados diferentes configurações de ensaio. O mais comum encontrado na literatura é utilizando ensaios de cisalhamento no equipamento *Dynamic Shear Rheometer* (DSR) (BAHIA *et al.*, 1999; AIREY *et al.*, 2004). Este ensaio é utilizado também de base na determinação da temperatura PG_H da especificação *Superpave*, e para caracterizar a fadiga em ligantes asfálticos (BAHIA *et*

al., 2001; SAFAEI *et al.*, 2016). Suas formas de geometrias são de placas paralelas (a mais comum) e placas cone-paralela, como demonstrado na Figura 9.

Figura 9 - Geometrias do equipamento DSR: (a) placas paralelas; (b) placas cone-paralela



Fonte: Safaei (2017)

Na disposição paralela, a placa inferior fica travada enquanto a superior faz um movimento oscilatório de rotação em seu eixo, o que impõe uma matriz radial de deformações não homogênea, resultando em uma matriz radial de tensão não homogênea (SAFAEI, 2017). Conseqüentemente, as maiores tensões localizam-se na parte periférica da amostra.

Já a segunda disposição, de cone-paralelo, é considerada um ensaio homogêneo, gerando uma matriz uniforme de tensões e deformações na amostra. Por outro lado, Mendez *et al.* (2014) citam que a altura da amostra deve ser constante, para garantir a homogeneidade no ensaio. Isso implica em pequenas distâncias entre as placas, o que imporia ao ensaio a uma gama de tensões e deformações limitadas, inviabilizando a demanda de se analisar um grande espectro viscoelástico linear dos ligantes. Ademais, os autores citam que, por utilizar uma amostra muito pequena em quantidade, as mudanças de volume com a temperatura poderiam afetar o tamanho da amostra significativamente, necessitando troca de amostras para cada temperatura ensaiada.

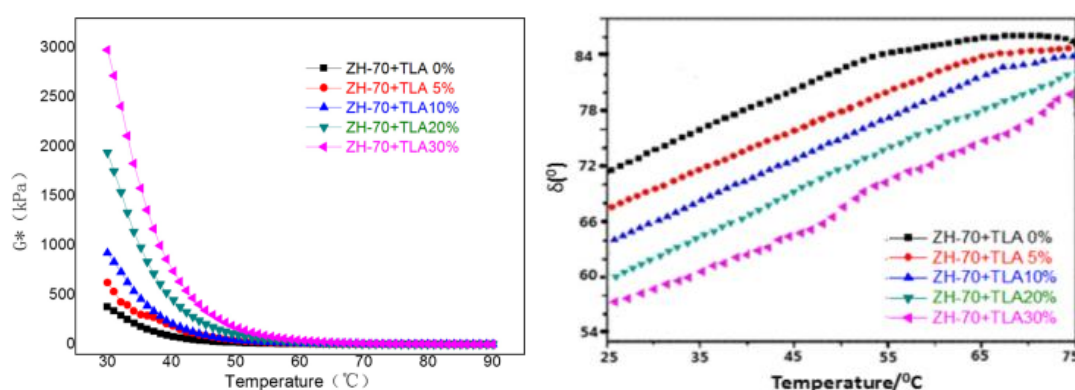
Assim, a disposição de placas paralelas é amplamente difundida na literatura para caracterizar o comportamento viscoelástico do material, podendo ser utilizado em diferentes temperaturas e frequências senoidais de cisalhamento. É importante salientar que, devido à grande torque imposto pelo equipamento, para algumas temperaturas, os diâmetros de placas paralelas precisam ser trocados, sendo os diâmetros 8 mm recomendado para temperaturas negativas até 35 °C, e o diâmetro de 25 mm para temperaturas acima de 35 °C.

A pesquisa de He *et al.* (2019) avaliou a adição de TLA como modificador em dois ligantes convencionais, de classe de penetração 70 (ZH-70) e 90 (ZH-90). Os autores avaliaram cinco teores de modificação (0%, 5%, 10%, 20% e 30%) pelos ensaios de clássicos de

penetração, ponto de amolecimento e viscosidade. Ainda, avaliaram os asfaltos com o DSR em termos reológicos entre as temperaturas de 30 °C e 90 °C, a uma frequência constante de 10 rad/s (Figura 10).

Ambos asfaltos apresentaram compatibilidade com o modificador, assim, seus resultados apontaram que, para os dois asfaltos, um aumento no teor de *TLA*, gera um aumento no ponto de amolecimento, diminuição na ductilidade, diminuição na penetração e um aumento na viscosidade do material. Em termos reológicos, o $|G^*|$ é aumentado e o ângulo de fase (δ) é diminuído.

Figura 10 - Efeito da incorporação de *TLA* nas propriedades reológicas reportado na literatura



Fonte: He *et al.* (2019)

A pesquisa de Liao *et al.*, (2014) investigou propriedades reológicas de asfaltos modificados por *Trinidad Lake Asphalt (TLA)* em um asfalto de penetração 60-70, utilizando um conceito que busca a condição de viscosidade nula. Os autores encontraram que um teor ótimo para a modificação estaria entre 20-33% em massa. No mesmo sentido, a pesquisa de Liu *et al.* (2019) avaliou a incorporação de *TLA* e *SBR* em asfaltos utilizando propriedades reológicas, encontrando um teor ótimo em 2% de *SBR* e 20% de *TLA*. Ambas pesquisas buscaram relacionar as propriedades de altas temperaturas com às de baixa temperatura, por critérios do *Performance Grade*. Assim, os teores ficaram de *TLA* ficaram limitados, pois a resistência ao trincamento térmico seria afetada negativamente.

Por fim, a pesquisa de Widyatmoko e Elliot (2008) avaliaram quatorze diferentes ligantes, incorporando asfaltos naturais (Uintaite ou *TLA*) e polímeros (elastoméricos e plastoméricos) isolados ou em combinação. As conclusões dos autores foram: as adições de asfalto natural reduziram a penetração e ângulo de fase (δ), e aumentaram o ponto de amolecimento e $|G^*|$, como esperado; a adição de *TLA* com polímero causou redução na

penetração e no ponto de amolecimento; e a adição de polímero junto a *TLA* nos ligantes virgens melhorou tanto a resposta a baixas temperaturas, quanto a altas temperaturas, quando comparadas a modificação somente com *TLA*.

2.1.5 Deformação Permanente em Ligantes Asfálticos

Deformação permanente é uma combinação entre densificação dos materiais e/ou deformação de cisalhamento. Essas normalmente apresentam-se como depressões longitudinais nas trilhas de roda e podem ou não estar acompanhadas de solevamento, na forma de afundamento plástico ou consolidação (SOUZA, CRAUS e MONISMITH, 1991). Diante do aumento significativo do volume de tráfego pesado nos últimos anos, tem-se observado afundamentos plásticos advindos exclusivamente da camada de revestimento asfáltico (MEDINA e MOTTA, 2015).

Esta patologia gera desconforto ao usuário e diminui a segurança da via, aumentando as chances de hidroplanagem. O processo de repetidas cargas do tráfego gera esforços no material, gerando deformações viscoelásticas e viscoplásticas. Ao cessar a aplicação de cargas, as parcelas atreladas ao domínio plástico não retornam as antigas condições, levando a sucessivas micro-plastificações ligadas à danificação do material (KIM, 2009).

Existia um consenso na literatura de que, dentre os principais fatores atrelados à deformação permanente em misturas asfálticas, o esqueleto mineral de agregados exerce maior influência sobre o método de ruptura, que o ligante asfáltico (ROBERTS *et al.*, 1996; FWHA, 2002). Entretanto, pesquisas mais recentes estão apontando que a parcela do ligante asfáltico é igualmente importante (JOLIET e MALOT, 2000). O teor de asfalto na mistura, as propriedades reológicas dos ligantes e principalmente as suas modificações exercem papel fundamental neste modo de ruptura (CORTÉ *et al.*, 1994; MAHMOUD e BAHIA, 2004; NASCIMENTO, 2008; MOURA, 2010; ALMEIDA Jr. *et al.*, 2018; PIRES, 2020).

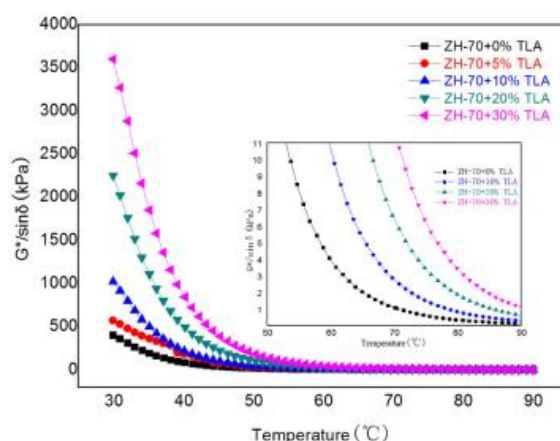
As propriedades em altas temperaturas de ligantes asfálticos relacionam-se diretamente com a resistência à deformação permanente. A metodologia *Superpave* classifica a temperatura de PG_H por valores da relação $G^*/\sin(\delta)$ das curvas de rigidez do material. Além de avaliar uma característica de danificação em um domínio viscoelástico linear, algumas pesquisas já avaliaram uma baixa correlação entre o parâmetro e o desempenho real em campo (BENHOOD *et al.*, 2016; KATAWARE e SINGH, 2017). Assim, estudos da *Federal Highway Administration* propuseram um ensaio, também realizado no DSR, que avalie o material em um domínio viscoplástico do material (D'ANGELO *et al.*, 2007).

O ensaio de *Multiple Stress Creep and Recovery* (MSCR) é realizado na temperatura de PG_H da rodovia, em que são aplicados ciclos de condicionamento, e posteriormente, ciclos com uma alta carga cisalhante (3,2 kPa). Mais detalhes são apresentados no item 2.2.2.4. O parâmetro $Jnr_{3,2}$ é utilizado para caracterizar a resistência, sendo que quanto menor o parâmetro, melhor o material responderia à deformação permanente.

Gardel, Planche e Dreessen (2009) citam que para alguns tipos de ligantes, o nível de tensão de 3,2 kPa pode ser insuficiente para determinar o comportamento fora do domínio da linearidade. Desta forma, para ligantes modificados, visto que apresentam duas fases, pode ser difícil a distinção em um nível baixo de tensão. Por outro lado, quando submetidos a níveis elevados, o efeito enrijecedor e elástico dos modificadores, como polímeros, pode ser capturado facilmente, além de apresentar maior repetitividade do ensaio (GOLALIPOUR, 2011; BAHIA *et al.*, 2001).

Os resultados da pesquisa de He *et al.* (2019) ainda avaliaram a relação $G^*/\text{sen}(\delta)$ nas suas modificações de TLA em ligantes puros. O parâmetro é utilizado na determinação da temperatura de PG_H , e os autores concluíram que um incremento de 10% no teor de TLA, resulta em aumentar em um nível o PG_H do ligante, como mostrado na Figura 11. Para os teores propostos, os resultados ainda evidenciaram que não existe um limite para adição de TLA como modificador, se o objetivo da análise for o parâmetro $G^*/\text{sen}(\delta)$.

Figura 11 - Relação $G^*/\text{sen}(\delta)$ para aumento do teor de TLA



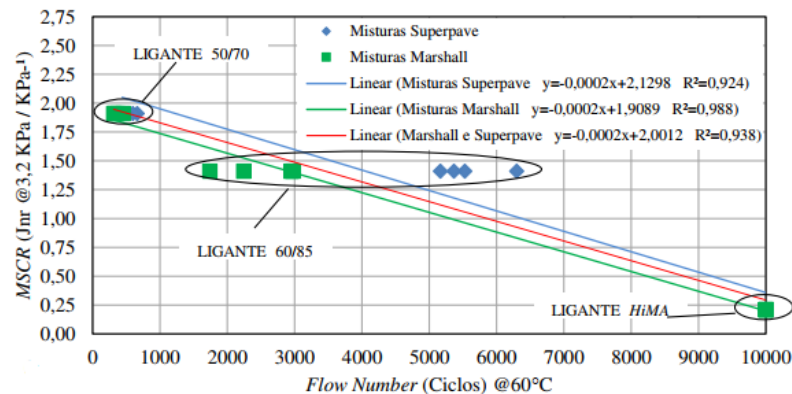
Fonte: He *et al.* (2019)

A pesquisa de Osmari *et al.* (2019) realizou uma comparação entre diferentes ligantes brasileiros em termos de deformação permanente, utilizando o ensaio de MSCR para calcular o $Jnr_{3,2}$. Foram utilizadas nove misturas convencionais, uma mistura modificada por polímero

SBS, uma por borracha, e uma por TLA. Todos foram realizados na temperatura de 64 °C, para manter um critério de comparação. Os seus resultados de deformação permanente estão apresentados junto aos de fadiga no próximo item (Figura 15). Os três ligantes modificados se sobressaíram aos demais ligantes convencionais, a exceção do primeiro ligante convencional, apresentando um $Jnr_{3,2}$ a 64 °C inferior aos demais ligantes. Os asfaltos modificados por borracha e SBS apresentaram melhor desempenho, seguidos logo atrás da modificação por TLA.

Almeida Jr. *et al.* (2018) realizou testes de MSCR para ligantes 50-70, AMP 60/85-E e HiMA, verificando boa correlação entre os resultados de $Jnr_{3,2}$ para os ligantes e *Flow Number* para misturas (Figura 12). A relação com o critério $G^*/\text{sen}(\delta)$ para determinação do PG_H do ligante também apresentou boa, porém menor correlação. Note que a influência no processo de dosagem e esqueleto pétreo das misturas afeta diretamente no comportamento a deformação permanente das misturas com ligante AMP 60/85-E.

Figura 12 - Correlação entre Jnr e *Flow Number* apresentada na literatura



Fonte: Almeida Jr. *et al.* (2018)

2.1.6 Fadiga em Ligantes Asfálticos

O fenômeno de fadiga é caracterizado por trincas induzidas por carregamento repetido do tráfego, em níveis de tensão ou deformação inferiores ao estado último de ruptura dos materiais (YODAR e WITCZAK, 1975). Os níveis de deformação aplicados ao material, isoladamente, não são suficientes para a falha por fadiga (BALBO, 2007).

Entretanto, o acúmulo irreversível de dano ao longo da vida do pavimento acaba definindo planos de fratura e descontinuidades, levando a perda de rigidez e integridade do material. Em um processo retroalimentado, essa perda de rigidez gera maiores deformações, e o seu acúmulo, o fenômeno de fadiga (DI BENEDETTO *et al.*, 2004a). O trincamento é forma

mais comum de ocorrência, sendo as principais formas do tipo topo-base ou base-topo da camada (HINTZ, 2012).

A primeira metodologia de classificação de ligantes para fadiga desenvolvida pelo *Strategic Highway Research Program* (SHRP) foi baseada nos dados de pistas experimentais de *Zaca-Wigmore*, Califórnia, EUA, construída nos anos 50 (PETERESEN *et al.*, 1994). Correlações foram realizadas entre os dados de área trincada em campo (10%, após as pistas serem monitoradas por 9 a 10 anos) e valores de $|G^*| \times \sin(\delta)$ dos diferentes ligantes utilizados nas pistas (FINN *et al.*, 1990). Uma especificação foi criada, limitando os valores em 3000 kPa para o parâmetro do ligante, obtido através da temperatura média anual da região do pavimento de interesse a uma frequência de 10 rad/s. Posteriormente, o valor limite foi aumentado pela agência para 5000 para tráfegos baixos e 6000 kPa para tráfegos altos, visando aplicação em projeto de misturas asfálticas (GIBSON *et al.*, 2012).

Anos após a implementação da metodologia, estudos envolvendo uma grande quantidade de ligantes asfálticos concluíram que o parâmetro não poderia ser aplicado corretamente para ligantes modificados (BAHIA *et al.*, 2001). O estudo baseava-se em ensaios realizados em misturas asfálticas com fadiga em vigas quatro-pontos, em que os resultados de ciclo de falha (N_f) e valores de $|G^*| \times \sin(\delta)$ apresentaram baixa correlação. Ainda, o parâmetro $|G^*| \times \sin(\delta)$ avalia o material no domínio linear viscoelástico, onde não pode ser avaliado o processo de acumulação de dano por fadiga. Estas contradições levaram ao desenvolvimento de outros ensaios realizados no equipamento DSR, como testes de *time sweep* (TS) e *linear amplitude sweep* (LAS) (AMERI, JELODAR e MONIRI, 2015; BAHIA *et al.*, 2013; TABATABAEE e TABATABAEE, 2010).

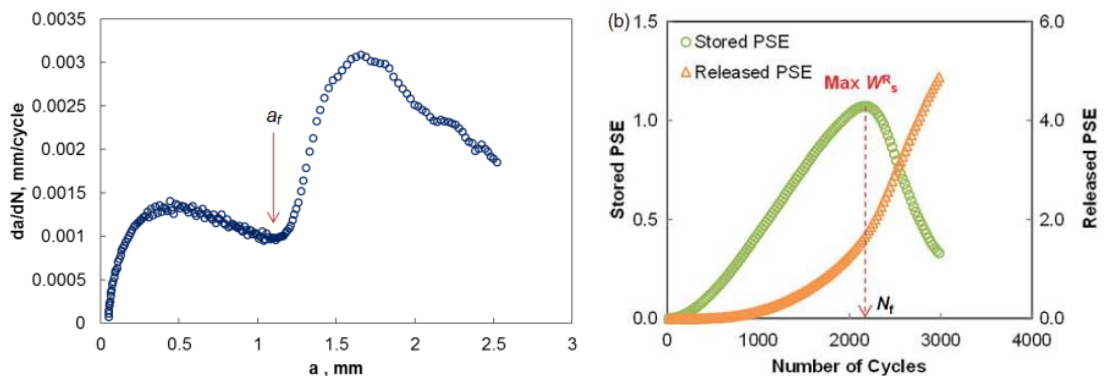
O primeiro pode ser realizado a tensão ou deformação controlada, e consiste na aplicação de uma carga cíclica a uma frequência constante. Em geral, muitos autores utilizam testes de deformação constante a 10 rad/s e 10% da deformação, para garantir que o ensaio ocorra de forma acelerada e fora da região linear viscoelástica.

O ensaio de LAS foi introduzido por Johnson (2010), em que é aplicada a teoria viscoelástica de dano contínuo (VECD) para resultar em um teste rápido e preciso, em que seja possível correlacionar e validar os resultados em misturas asfálticas e desempenho em campo. De acordo com sua norma (AASHTO TP 101, 2014), ele consiste na aplicação de um carregamento cíclico dividido em duas partes: primeiramente, ocorre uma variação de frequência de 0,2 Hz até 30 Hz à amplitude de deformação constante de 0,1%, esta parte funciona como um *fingerprint* do material, resultando em parâmetros reológicos que serão

utilizados posteriormente para os cálculos de danificação; e posteriormente, há uma variação na deformação de 0% até 30% de forma linear, com frequência constante de 10 Hz durante 300 s, ocorrendo a fadiga propriamente dita.

Para ligantes asfálticos, o critério proposto por Hintz e Bahia (2013) é conhecido como critério relacionado ao mecanismo de fratura. Ele avalia uma aparente redução na pseudo-rigidez do material para estimar a evolução do processo de trincamento (a). A menor taxa de evolução de trinca (da/dN) anterior ao rápido aumento de taxa de trincamento coincide com o tamanho da trinca, em que a resistência ao carregamento começa, e depois decresce rapidamente. (Figura 13.a). Os autores reconhecem o critério como razoável para avaliação da falha da amostra por fadiga, e pode ser incorporado às previsões do modelo *VECD*, pois a pseudo-rigidez neste ponto é definida como a pseudo-rigidez de rompimento. Outro critério utilizado é o da máxima energia dissipada, desenvolvido em Wang *et al.* (2015, 2017), apresentado na Figura 13.b.

Figura 13 - Critério de falha da amostra: (a) mecanismo de fratura; (b) energia dissipada



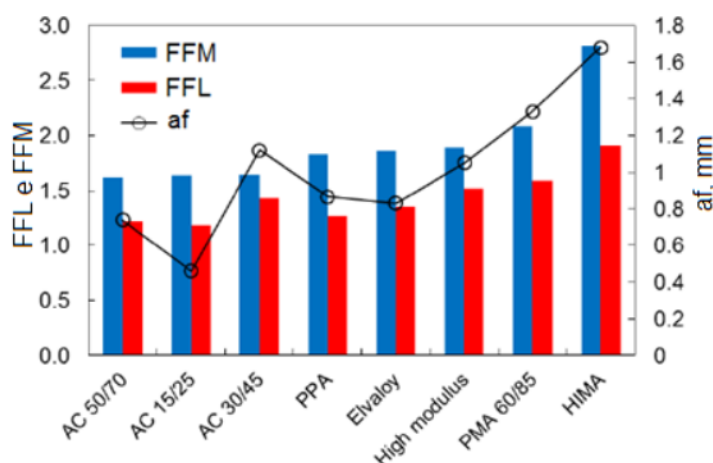
Fonte: Nascimento (2015); Wang *et al.* (2015)

Alguns critérios foram recentemente desenvolvidos buscando relacionar o ensaio LAS em ligantes com ensaio uniaxial cíclico de fadiga por tração-compressão, baseados na teoria *S-VECD*. Underwood (2011) propôs um critério de análise baseado na área abaixo da curva de fadiga entre os níveis de deformação de 1,25% e 2,50%, primeiramente utilizado no Brasil pelo trabalho de Martins (2014) com o nome de Fator de Área de Fadiga para Ligantes (FFL). O critério de falha para avaliar os ligantes no LAS foi a abordagem proposta por Hintz e Bahia (2013), utilizando a redução na pseudo-rigidez para estimar o crescimento da trinca (af).

Nascimento (2015) verificou que a teoria *VECD* para ligantes asfálticos se correlaciona com as misturas asfálticas (Figura 14), utilizando o FFL para ligantes à 19 °C. Para misturas asfálticas, o autor criou o Fator de Fadiga de Misturas (FFM), realizado à 19 °C também,

originalmente chamado de Fator de Área de Fadiga (FAF), calculando a área da curva entre os pontos de $100 \mu\text{S}$ e $200 \mu\text{S}$. Do ponto de vista de fadiga, quanto maior o FFL e FFM, maior a tolerância ao dano do material.

Figura 14 - Correlações entre FFM, FFL e *af*

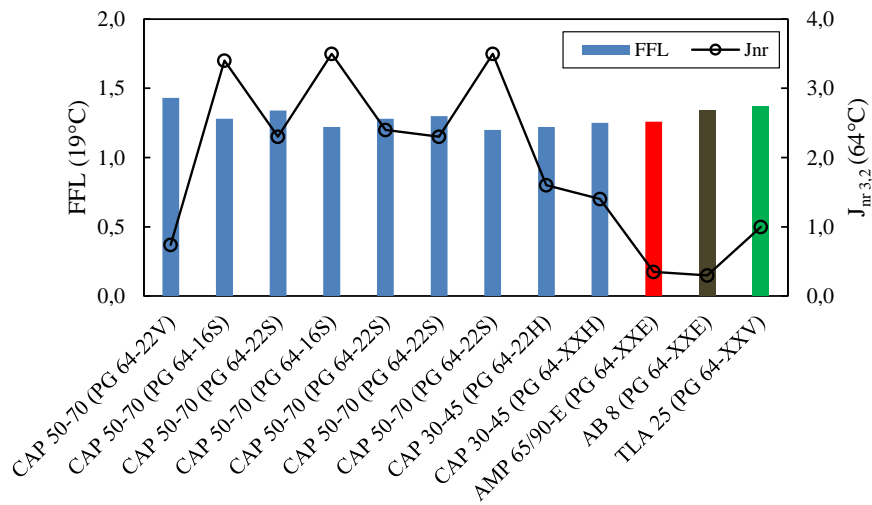


Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

A pesquisa de Bessa *et al.* (2019) utilizou três diferentes ligantes brasileiros, um convencional CAP 30-45, um asfalto modificado por *SBS*, e um asfalto altamente modificado HiMA, para realizar comparações de fadiga em ligantes, realizando os testes TS e LAS. O estudo utilizou critérios clássicos (50% da rigidez) e baseados nos mecanismos de fratura. A conclusão foi que a vida de fadiga dos ligantes modificados foi superior aos convencionais, sendo que a melhor foi relatada para o ligante HiMA.

A pesquisa de Osmari *et al.* (2019) realizou uma comparação entre diferentes ligantes brasileiros em termos de fadiga, deformação permanente e envelhecimento. Para a fadiga, foi utilizado o teste LAS, com critério de falha baseado no mecanismo de ruptura e calculado o FFM para as misturas. Foram utilizadas nove misturas convencionais, uma mistura modificada por polímero *SBS*, uma por borracha, e uma por *TLA*. O resultado da modificação por *TLA*, pelos resultados de FFM (Figura 15), apresentou um bom comportamento, superior aos outros modificados. Entretanto, não foi observada grande vantagem para justificar seu uso para fadiga, comparado aos demais ligantes. Por outro lado, em quesitos de deformação permanente, como já comentado no item anterior, o resultado dos ligantes modificados se sobressaiu aos convencionais, justificando o valor da modificação.

Figura 15 - Resultados de FFL e Jnr para diferentes ligantes reportados na literatura



Fonte: Adaptado de Osmari *et al.* (2019)

2.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este item trata da coleta e estoque dos ligantes, bem como da preparação de amostras e ensaio nos asfaltos utilizados na execução dos segmentos monitorados. Primeiramente são apresentadas algumas informações básicas sobre os materiais, e depois as metodologias utilizadas nos ensaios aplicados para caracterização avançada dos ligantes asfálticos.

2.2.1 Ligantes Asfálticos dos Segmentos Monitorados

Os ligantes asfálticos CAP 50-70, TLAFlex, Stylink HiMA (AMP 65/90-E) e AMP 55/75-E utilizados na execução das camadas do pavimento foram coletados na usina, e transportados para o GEPPASV, no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM, onde foram estocados em latas de volume 4 litros. Posteriormente foram aquecidas e alocadas em latas menores, visando diminuir o envelhecimento do material devido a processos sistemáticos de aquecimentos para utilização nos ensaios (Figura 16).

Para o caso do ligante CAP 50-70, foi realizado também um processo de extração, filtração e recuperação do material contido na mistura CONV, utilizando os equipamentos rotarex e rotaevaporador (DNER-ME 053/94, 1994; ASTM D 5404, 2017). Esse procedimento ocorreu visando identificar possíveis alterações causadas pelo processo de usinagem do ligante aplicado em pista e estocagem do material. Dito isso, esse ligante extraído foi denominado “CAP 50-70 extraído” no decorrer do trabalho.

Figura 16 - Latas de ligantes asfálticos



Fonte: Autor

A Tabela 1 apresenta as informações contidas no laudo disponibilizado pelo fornecedor dos ligantes asfálticos. Os ligantes foram caracterizados em laboratório quanto ao Performance Grade de alta temperatura, apresentando resultados divergentes em relação ao laudo. Maiores informações estão fornecidas no item 2.3.1.

Tabela 1 - Informações contidas no laudo dos ligantes

Propriedade	Norma	Resultados Laudo			
		TLA Flex	Stylink HiMA	Stylink AMP 55/75-E	CAP 50-70
Performance Grade	AASHTO M320/17	-	82-28	70-22	-
Penetração (0,1mm)	NBR 6576	31	44	63	-
Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560	69	82	57	-
Ponto de Fulgor (°C)	NBR 11341/14	>235	>235	>235	-
Recuperação Elástica (%)	NBR 15086	81	96	80	-
Densidade Relativa a 20/4 °C	NBR 6296	1,082	1,015	1,008	1,013
Estabilidade a Estocagem (diferença °C)	NBR 15166	-	2	2	-
Viscosidade Brookfield a 135°C, 20 rpm (cP)	NBR 15184/04	1880	1503	860	-
Viscosidade Brookfield a 150°C, 50 rpm (cP)	NBR 15184/04	920	647	424	-
Viscosidade Brookfield a 177°C, 100 rpm (cP)	NBR 15184/04	312	222	203	-
Temperatura de Mistura (°C)	-	174 ± 3	163 ± 3	164 ± 3	158 ± 3
Temperatura de Compactação (°C)	-	164 ± 3	148 ± 3	143 ± 3	146 ± 3
Teor ótimo de Projeto, Método Marshall (%)		5,86 ± 0,20	5,50 ± 0,20	5,28 ± 0,30	4,90 ± 0,30
Adesividade		Satisfatória com adição de 0,10% CAP FIX			-

Fonte: Mac Engenharia e Tardelli, 2014a; Betunel 2018a, 2018b, 2018c.

2.2.2 Ensaios em Ligantes Asfálticos

Na sequência, estão apresentados os ensaios de caracterização avançada realizados. Para a classificação *Superpave*, os materiais foram testados no equipamento *Dynamic Shear Rheometer* (DSR) com placas paralelas nas condições originais e envelhecidas no curto prazo no *Rolling Thin-film Oven Test* (RTFOT). O primeiro foi fabricado pela *Anton Paar*, modelo EC-Twist 502 (Figura 17.a), e o segundo pela *InfraTest* (Figura 17.b).

Figura 17 - Equipamentos para ensaios em ligante: (a) DSR; (b) RTFOT



Fonte: Autor

2.2.2.1 Processo de envelhecimento de curto prazo

O processo de envelhecimento de curto prazo foi simulado utilizando o equipamento *Rolling Thin-film Oven Test* (RTFOT), seguindo a ASTM D 2872 (2019). O processo consiste em alocação de cerca de 35 g de amostra de ligante em frascos de vidro, posicionados horizontalmente no equipamento. Os frascos são rotacionados à temperatura de 163 °C, formando uma película de ligante na superfície. Na sequência, um fluxo de ar comprimido de 4 L/min foi injetado no interior do frasco por 75 minutos. Este processo simula a exposição ao calor e oxidação que envolve a usinagem de uma mistura asfáltica, sendo comparável ao envelhecimento à curto prazo.

2.2.2.2 Comportamento Linear Viscoelástico (LVE)

Para avaliação reológica dos ligantes, o equipamento DSR, com placas paralelas foi utilizado para medir o módulo de cisalhamento $|G^*|$ e ângulo de fase (δ) em diferentes

temperaturas e frequências dentro do domínio viscoelástico (AASHTO T 315, 2019). Foram testadas 25 frequências em rampa linear (de 0,1 Hz até 30 Hz), 10 temperaturas variando de -5 °C até 85 °C, para os ligantes modificados, e entre 5 °C e 75 °C para o ligante convencional. As deformações foram fixadas em 0,1% para -5°C, em 0,5% para temperaturas de 5°C até 35°C e 1,0% para demais temperaturas. Para as temperaturas inferiores à 35 °C, foi utilizado o conjunto de placas com diâmetro de 8 mm e distância entre placas (*gap*) de 2 mm, e para temperaturas acima, o conjunto de diâmetro 25 mm, com *gap* de 1 mm.

Os resultados foram ajustados pelo Princípio da Superposição Tempo-Temperatura utilizando a equação de WLF (Equação (3) do item 2.1.4.1) e aplicados a modelagem 2S2P1D (Equação (5) do item 2.1.4.2), com a calibração dos seus sete coeficientes (G_{00} , G_0 , k , h , δ , τ e β), a fim de obter as curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico e ângulo de fase, espaço Black e Cole-Cole. A partir das análises, correlacionou-se os parâmetros da modelagem entre as condições originais e envelhecidas no curto prazo.

2.2.2.3 Caracterização PG (*Superpave*)

A caracterização PG dos ligantes seguiu as recomendações da AASHTO M 320 (2019). A metodologia implica em estabelecer duas temperaturas, uma alta, relacionada ao desempenho do ligante frente a deformação permanente, e uma baixa, relacionada ao trincamento térmico. Então, são divididas em classes de intervalos de 6 °C, sendo necessário atingir o mínimo do intervalo para ser considerado apto para tal. Ademais, uma letra foi adicionada ultimamente à metodologia, que avalia a qual tráfego o ligante pode ser aplicado, classificado em tráfego padrão, pesado, muito pesado ou extremamente pesado.

De posse dos dados de módulo de cisalhamento $|G^*|$ e ângulo de fase (δ) realizados na etapa anterior, a temperatura alta do PG_H pode ser obtida pelo parâmetro $G^*/\text{sen}(\delta)$. Utilizando a frequência de 10 rad/s como referência, diferentes temperaturas são testadas até a obtenção das condições $G^*/\text{sen}(\delta) \geq 1,0$ kPa na condição virgem, e $G^*/\text{sen}(\delta) \geq 2,2$ kPa na condição envelhecido no RTFOT. Para o contexto da região de Pelotas/RS, onde foram aplicados os ligantes asfálticos dessa pesquisa, Faccin *et al.* (2021b) verificou a necessidade de um ligante que atenda as condições de temperatura de 64°C.

O Performance Grade de baixa temperatura não foi determinado devido à incidentes técnicos com o equipamento *Bending Beam Rheometer* (BBR) durante a condução da pesquisa.

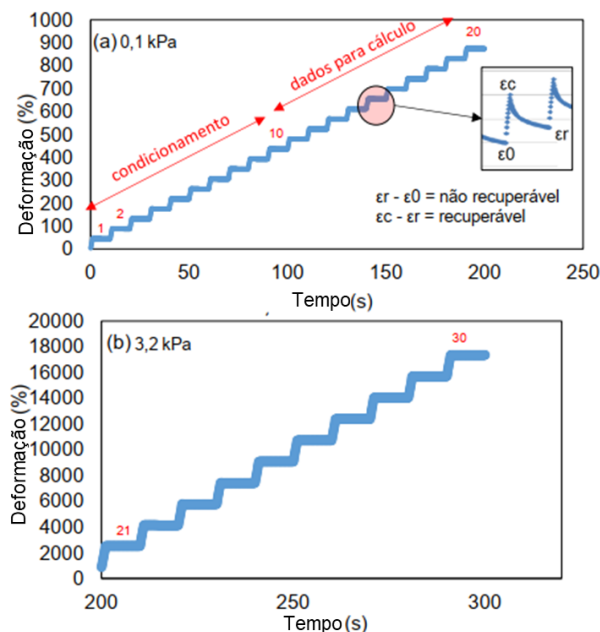
A classificação quanto ao tráfego é realizada pelo ensaio de *Multiple Stress Creep and Recovery* (MSCR), melhor detalhado no item seguinte.

2.2.2.4 *Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR)*

O ensaio de MSCR foi conduzido no DSR com placas paralelas de 25 mm e *gap* de 1 mm e normatizado pela AASHTO M 332 (2019). Pela definição da norma, o material deve ser testado na temperatura de PG_H na condição local dos trechos monitorados. Para fins de pesquisa, o teste foi conduzido em três temperaturas: 64 °C, 70 °C e 76 °C, abordando as condições climáticas do Rio Grande do Sul, conforme estudo de Faccin *et al.* (2021b).

São aplicados 20 ciclos cisalhantes de 0,1 kPa como condicionamento da amostra, e em seguida, mais 10 ciclos de 3,2 kPa. O esquema de deformação é apresentado na Figura 18. Em detalhe, pode-se observar que a deformação no material segue uma espécie de “degraus de escada”, pois as deformações viscosas não retornam ao ponto inicial, consolidando um processo de deformação plástica entre cada ciclo.

Figura 18 - Representação do ensaio de MSCR: (a) condicionamento; (b) aplicação da carga



Fonte: Almeida Jr. (2019)

O parâmetro Jnr é chamado compliância não-recuperável, medido em kPa, e o parâmetro R o percentual de recuperação. Para os últimos 10 ciclos na tensão de 3,2 kPa, o processo para o cálculo dos parâmetros $Jnr_{3,2}$ usa a Equação (7), e $R_{3,2}$, Equação (8). Os ligantes desta pesquisa foram comparados pelos seus valores dos parâmetros $Jnr_{3,2}$ e $R_{3,2}$.

$$Jnr_{3,2} = \left(\sum_{i=1}^{10} (\epsilon r_i - \epsilon 0_i) \right) / 10 \quad (7)$$

$$R_{3,2} = \left(\sum_{i=1}^{10} (\epsilon r_i) \right) / 10 \quad (8)$$

Onde: $Jnr_{3,2}$ é a compliância não-recuperável na tensão de 3,2 kPa;

$R_{3,2}$ é o percentual de recuperação na condição de tensão de 3,2 kPa;

$(\epsilon r_i - \epsilon 0_i)$ é a deformação não recuperável.

O $Jnr_{3,2}$ foi utilizado para classificar os ligantes quanto ao nível de tráfego: padrão (S), pesado (H), muito pesado (V) ou extremamente pesado (E) (Tabela 2).

Tabela 2 - Classificação do tráfego pelo MSCR

Limites $Jnr_{3,2}$	PG MSCR	Volume de tráfego e taxa de carregamento		
	Tráfego	ESAL ($\times 10^6$)	Velocidade (km/h)	
$<4,5 \text{ KPa}^{-1}$	S - <i>Standard</i> (Tráfego padrão)	<10	e	>70
$<2,0 \text{ KPa}^{-1}$	H - <i>High</i> (Tráfego pesado)	10 a 30	ou	20 a 70
$<1,0 \text{ KPa}^{-1}$	V - <i>Very High</i> (Tráfego muito pesado)	>30	ou	<20
$<0,5 \text{ KPa}^{-1}$	E - <i>Extremely High</i> (Tráfego extra pesado)	>30	e	<20

Fonte: AASHTO M 332, 2019

Além da temperatura de 64 °C para condição climática local, os dados de contagem da praça de pedágio na BR116/RS atribuem um N ao final do período de projeto de 15 anos de 1,16E+08, com velocidade de 80 km/h (maiores detalhes no item 4.2.2). O valor de *Equivalent Single Axle Load* (ESAL) da norma americana utiliza os fatores de carga da *American Association of State Highway and Transportation Officials Road Test* (AASHTO Road Test), ao contrário dos valores da *United States Army Corps of Engineers* (USACE). De acordo com Pinto e Preussler (2002) e Klamt (2014), uma correlação entre os dois valores é dada na ordem de três a quatro vezes. Sendo assim, um valor aproximado equivalente em ESAL seria entre 2,90E+07 e 3,87E+07, ou seja, seria prudente um ligante que atenda a condição mínima de PG 64-10 V.

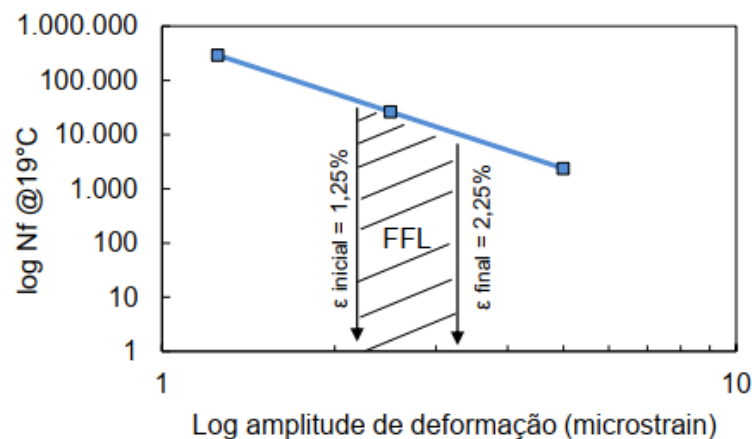
2.2.2.5 Linear Amplitude Sweep (LAS)

O ensaio de LAS foi conduzido no *DSR* em geometria de placas paralelas de 8 mm e *gap* de 2 mm. A temperatura utilizada no ensaio foi de 19 °C para todos os ligantes a fim de obter o dano por fadiga em condições de rigidez entre 12 a 60 MPa conforme recomendado em Safaei (2017). Dessa forma, evita-se falhas por adesividade entre placa em condições de alta rigidez ou falhas por fluxo em baixa rigidez.

Seguindo a AASHTO TP 101 (2014), foram aplicados carregamentos cíclicos de cisalhamento divididos em duas partes. Na primeira ocorre uma variação de frequência de 0,2 Hz até 30 Hz à amplitude de deformação constante de 0,1%, período que corresponde a um processo de *fingerprint* da amostra, a partir da caracterização viscoelástica. Posteriormente, o ensaio de dano foi conduzido a partir da aplicação de uma deformação de 0,1% até 30% em uma rampa linear, com frequência constante de 10 Hz durante 300 s, ocorrendo a fadiga propriamente dita na amostra. O pico da tensão cisalhante e da deformação cisalhante são registrados a cada 10 ciclos, junto ao ângulo de fase (δ) e módulo de cisalhamento $|G^*|$. A falha do material foi identificada pelos critérios estabelecido pelo mecanismo de fratura (a_f), e o critério da energia dissipada.

Por fim, foram aplicadas as equações da teoria *S-VECD* para cálculo do comportamento à fadiga do material nas três amplitudes de deformação: 1,25%; 2,50% e 5,00%. Os ligantes foram comparados quanto ao seu Fator de Fadiga de Ligantes (FFL), ou seja, o cálculo da área de fadiga do $\log(N_f)$, no intervalo de 1,25% e 2,25% de deformação. A Figura 19 apresenta a representação gráfica do FFL.

Figura 19 - Representação do FFL



2.3 RESULTADOS DE LIGANTES ASFÁLTICOS

Esta seção é dedicada à apresentação dos resultados referentes aos ligantes asfálticos utilizados nos trechos experimentais e testados neste estudo. Ensaio de caracterização avançada foram realizados a fim de determinar suas características quanto ao *Performance Grade*, comportamento linear-visco-elástico, deformação permanente e fadiga.

Durante a execução da pavimentação dos trechos, os materiais de ligantes asfálticos foram coletados em usina, referentes às quatro misturas aplicadas em campo. Pelo projeto, cada segmento foi executado em três camadas de 5 cm de material asfáltico. As camadas inferiores e intermediárias para todos segmentos são da mesma mistura, aqui denominada de CONV, contendo ligante CAP 50-70. As camadas superiores variaram para os segmentos, sendo aplicados as misturas TLAF (TLAFlex), HIMA (Stylink HiMA) e SBS (AMP 55/75-E) para os segmentos 01, 02 e 03 respectivamente. Como padronização de cores para o trabalho, os ligantes convencionais são apresentados em tons de vermelho e laranja, o ligante TLAFlex em azul, o Stylink HiMA em verde, e o AMP 55/75-E em roxo.

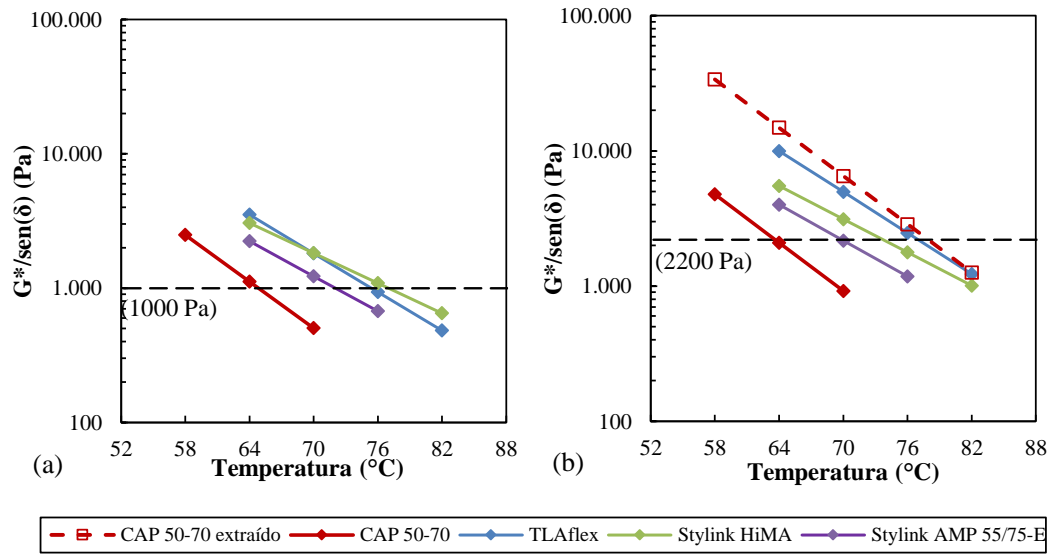
2.3.1 Performance Grade de Alta Temperatura

Com os ligantes coletados em usina, as verificações para uso da metodologia *Superpave* foram realizadas. Foram avaliados os três ligantes modificados (TLAFlex, Stylink HiMA e AMP 55/75-E), bem como o ligante convencional (CAP 50-70), em suas condições originais e envelhecidas no curto prazo (RTFOT).

Devido ao tempo entre a coleta durante a usinagem da massa asfáltica e moldagens das amostras em laboratório para a mistura convencional CONV, uma amostra de ligante foi extraída (denominado “CAP 50-70 extraído”) e seus resultados também são apresentados junto aos citados anteriormente. Como esse material foi obtido após a usinagem, é apresentado somente na condição pós-RTFOT.

O PG contínuo referente a maior temperatura é o parâmetro $G^*/\text{sen}(\delta)$ à 10 rad/s, na qual o material atinge 1000 Pa para a condição virgem, e 2200 Pa para a condição envelhecido pelo RTFOT. A Figura 20 apresenta o resultado de $G^*/\text{sen}(\delta)$ para os cinco ligantes avaliados.

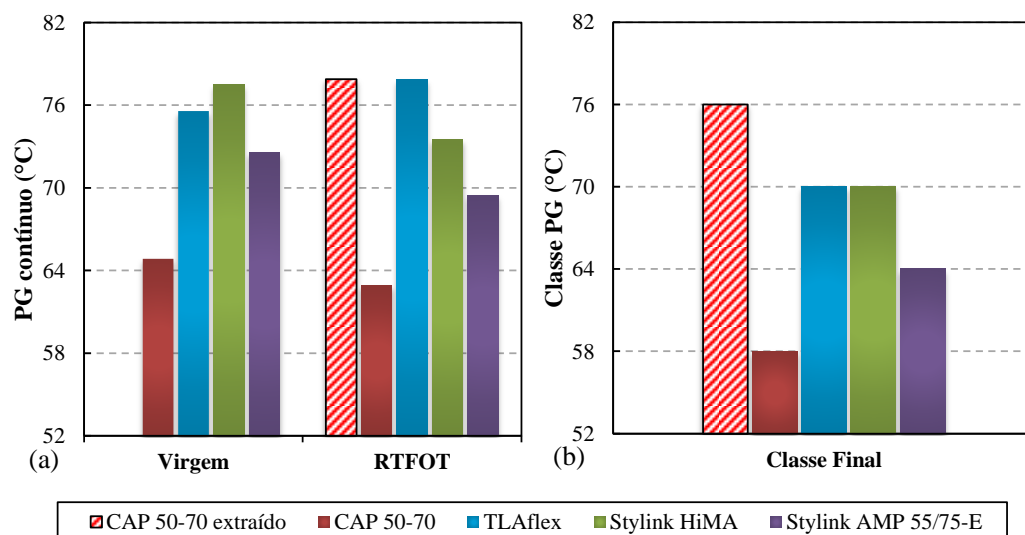
Figura 20 - $G^*/\text{sen}\delta$ dos ligantes unidade: (a) Condição virgem; (b) Após RTFOT



Nota: O ligante CAP 50-70 extraído não passou por processo de RTFOT, apenas por envelhecimento de usina
 Fonte: Autor

A metodologia *Superpave* classifica os ligantes asfálticos em duas temperaturas: uma referente à alta e outra à baixa temperatura em que o material deve ser aplicado em campo; e uma letra referente ao tráfego ao qual deve ser empregado. O *Performance Grade* de alta (PG_H) é determinado em intervalos de 6 °C, e dentre as condições virgem e pós-RTFOT, busca-se a que atingiu o menor resultado de temperatura. A Figura 21 apresenta os resultados de classificação de PG para as altas temperaturas. A classificação para as baixas temperaturas não foi realizada devido a incidentes técnicos com o equipamento como citado anteriormente.

Figura 21 - Resultados de PG de alta: (a) PG contínuo; (b) classe final



Fonte: Autor

Embora as duas condições apresentem resultados próximos, para os ligantes CAP 50-70, Stylink HiMA, AMP 55/75-E, o PG contínuo para a condição virgem é superior ao RTFOT, e fato contrário ocorre para o TLAflex, talvez relacionado a presença de asfalto natural nesse material. Analisando em termos de PG de alta, para os ligantes modificados por polímero, quanto maior o teor de incorporação, maior o PG contínuo, obtido em forma crescente o convencional, o AMP 55/75-E, o HiMA e TLAflex. Assim, a classe atribuída é da menor classificação, resultando em 58 °C para o CAP 50-70; 64 °C para o AMP 55/75-E, e 70°C para os ligantes TLAflex e Stylink HiMA.

He *et al.* (2019) encontraram valores crescentes de $G^*/\sin(\delta)$ à medida que aumentaram o teor de incorporação de TLA modificando um asfalto convencional. Almeida Jr. *et al.* (2018) e Zhang *et al.* (2019) encontraram resultados semelhantes, porém com incorporação de polímero SBS.

O ligante extraído da mistura CONV (CAP 50-70 extraído) apresentou o maior parâmetro $G^*/\sin(\delta)$ dentre todos os ligantes na condição RTFOT, provavelmente relacionado ao processo de envelhecimento durante o tempo de estoque, ou às condições de usinagem. O fato de a amostra ter sido extraída do material do núcleo do tonel, evitando um gradiente de exposição ao oxigênio do ar, há uma maior probabilidade deste material ter sido submetido a um envelhecimento excessivo durante a usinagem. Seu PG para a alta temperatura resultou em classe 76 °C, acima dos ligantes modificados abordados por esse estudo.

Por fim, em comparação aos dados disponibilizados pelos laudos dos ligantes AMP 55/75-E e Stylink HiMA, os PG_H s encontrados foram inferiores. Para o primeiro, o PG_H apresentado era de 70 °C, mesma classe encontrada para a condição virgem. Porém, após passar pelo RTFOT, esse material não atingiu os 2,2 kPa desse intervalo de classe, resultando uma classe inferior, de 64 °C. Para o ligante HiMA, o PG_H apresentado era de 82 °C, sendo que em nenhuma condição esse material atingiu os critérios dessa classe. Para a condição virgem, ficou colocado na classe 76 °C, enquanto na condição após RTFOT, 70 °C.

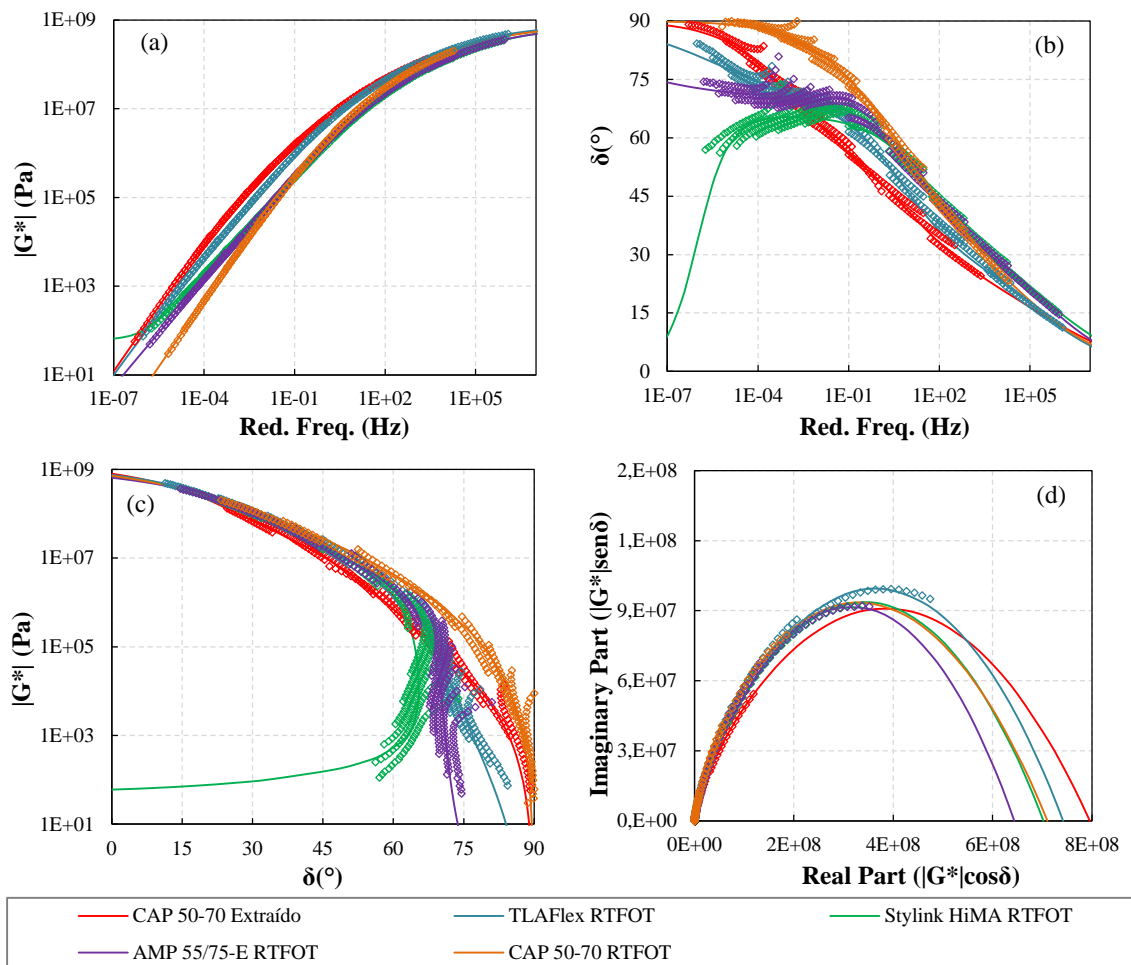
2.3.2 Comportamento no Domínio LVE dos Ligantes Asfálticos

A Figura 22 apresenta a modelagem 2S2P1D aos dados experimentais na condição RTFOT para as curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico (G^*) e ângulo de fase (δ), espaço Black e Cole-cole para os ligantes asfálticos dessa pesquisa. Os parâmetros de ajuste do modelo e demais gráficos de cada ligante separadamente estão no ANEXO A. As comparações entre as constantes obtidas nas condições RTFOT e virgem estão na Figura 23.

Embora visualmente o modelo se ajusta bem aos dados experimentais, os parâmetros G_0 e k podem não apresentar uma boa acurácia devido à dificuldade de se obter dados de rigidez e ângulo de fase em temperaturas negativas no reômetro.

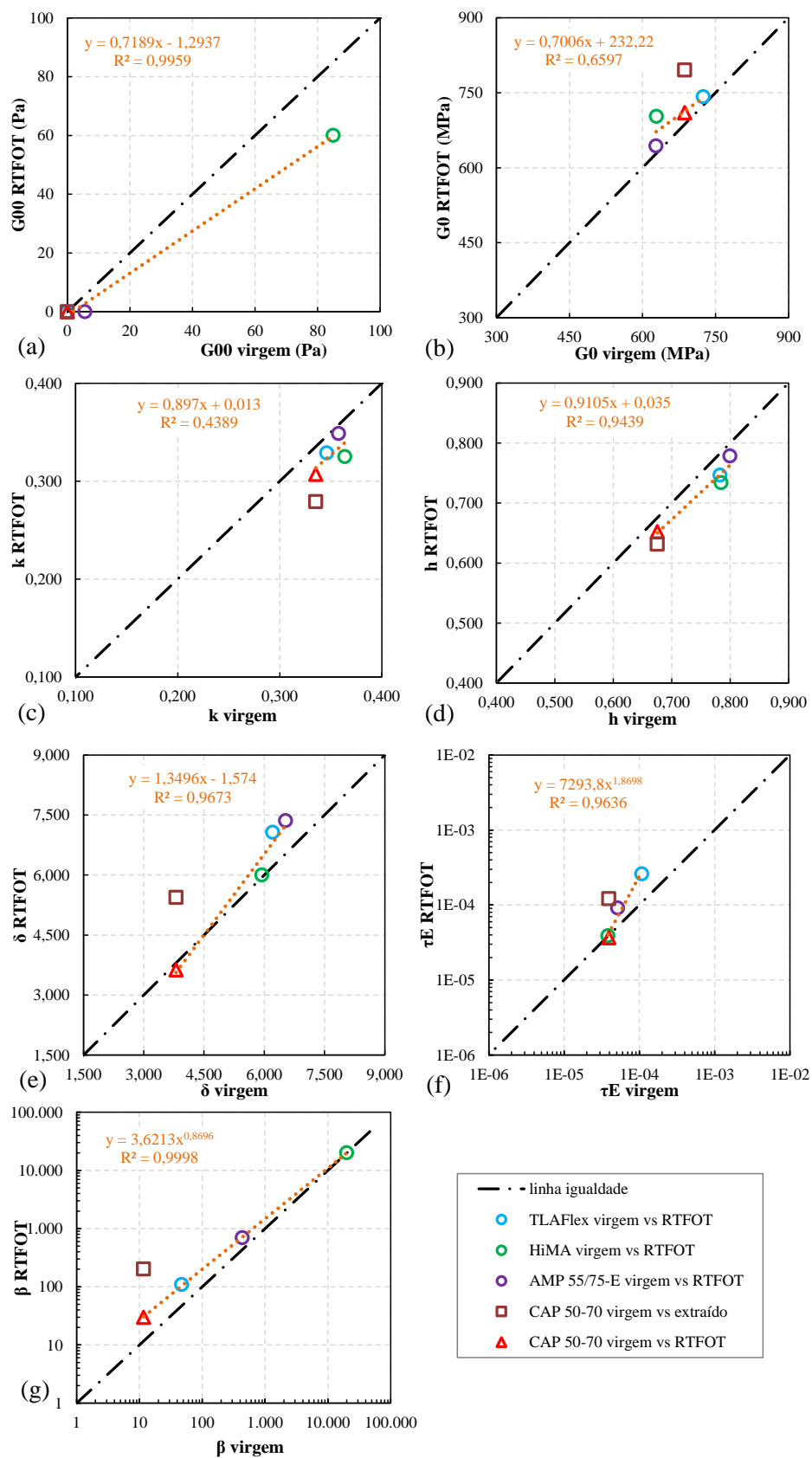
Assim como identificado no PG de alta, o ligante CAP 50-70 extraído apresentou a maior rigidez dentro das condições de teste, seguido do ligante TLAFlex. Em relação às maiores temperaturas, a maior incorporação de *SBS* conferiu maior rigidez aos materiais, resultado da rede polimérica na matriz do ligante. Em relação às temperaturas intermediárias e baixas, o ligantes CAP 50-70 apresentou maior rigidez que os modificados. Em relação ao ângulo de fase, os ligantes convencionais convergem para um comportamento puramente viscoso nas altas temperaturas. Já a incorporação do polímero *SBS* e *TLA*, tende a conferir um maior comportamento elástico, não atingindo a condição puramente viscosa (90°).

Figura 22 - 2S2P1D pós RTFOT: (a) curva mestra módulo de cisalhamento; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole



Fonte: Autor

Figura 23 - Comparação entre as constantes 2S2P1D dos ligantes asfálticos virgem vs RTFOT: (a) G_{00} ; (b) G_0 ; (c) k ; (d) h ; (e) δ ; (f) τ_E ; (g) β



Fonte: Autor

Pelo gráfico do espaço Black (Figura 22.c), o retorno do ângulo de fase em altas temperaturas indica a presença de polímero no material. Dessa forma, infere-se que o ligante HiMA possui o maior teor de polímero, seguido pelo AMP 55/75-E e TLAflex. Por fim, o CAP 50-70 e CAP 50-70 extraído, por atingirem a condição puramente viscosa (90°), não possuem qualquer modificação em sua matriz.

Observando as comparações entre as constantes da modelagem virgem e RTFOT (Figura 23), verifica-se que a modificação dos ligantes aumentou os valores dos seguintes parâmetros: G_{00} , k , h , δ e β . O processo de envelhecimento no curto prazo aumentou o valor das constantes G_0 , δ , τ_E e β em relação à condição original, enquanto k e h diminuíram. A correlação entre o ligante CAP 50-70 virgem e extraído ficou mais distante da linha de igualdade quando comparado à relação virgem e RTFOT em todas as constantes do modelo 2S2P1D, reforçando um maior envelhecimento do material extraído.

2.3.3 Deformação Permanente dos Ligantes Asfálticos

A avaliação da tolerância ao dano por deformação permanente dos ligantes asfálticos foi realizada por meio do ensaio de MSCR em três diferentes temperaturas de acordo com os materiais analisados, na condição de envelhecimento de curto prazo no RTFOT. Na Figura 24.a estão apresentados os resultados de Jnr em 3,2 kPa nas temperaturas de 58, 64, 70 e 76 °C, juntamente com o enquadramento quanto ao nível de tráfego proposto na AASHTO M 332 (2019). Verifica-se que o ligante CAP 50-70 apresenta menor tolerância ao dano por deformação permanente com o aumento da temperatura, enquadrando-se em um tráfego padrão (S) a 58 °C e baixo acima de 64 °C.

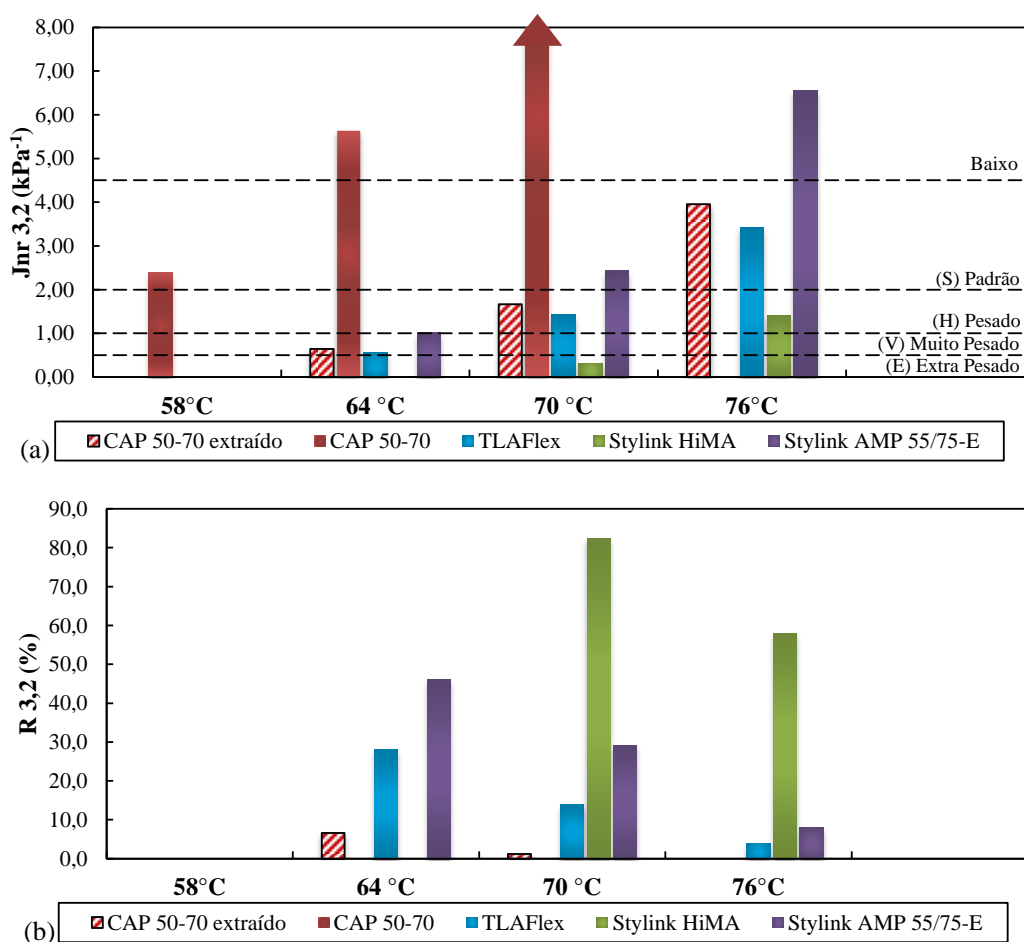
Os demais ligantes modificados atendem à um tráfego extrapesado (E) na temperatura de 58°C. À 64 °C, os ligantes HiMA, TLAflex e AMP 55/75-E classificam-se no nível de tráfego como E, V e H, respectivamente. À 70 °C, os mesmos ligantes enquadram-se como E, H e S, respectivamente. Por fim, à 76 °C tem-se uma recomendação para H, S e Baixo, respectivamente. Desse modo, é verificado que quanto maior a modificação dos ligantes, melhor a tolerância ao dano por deformação permanente e, conseqüentemente, suportam um maior nível de tráfego com uma maior temperatura.

Os resultados de $Jnr_{3,2}$ de Osmari *et al.* (2019) realizados à 64 °C para sete ligantes CAP 50-70 variaram entre 0,74 até 3,50 kPa⁻¹. Assim, o resultado do CAP 50-70 extraído é mais coerente com o esperado para o material, do que o CAP 50-70. A autora também avaliou um ligante altamente modificado AMP 65/90-E, e um ligante natural TLA, resultando em valores

do parâmetro 0,35 e 1,0 kPa^{-1} , respectivamente, situando-se acima do encontrado para os ligantes HiMA e TLAFlex na temperatura de 64 °C desta pesquisa. Almeida Jr. *et al.* (2018) também realizaram testes de MSCR em ligantes brasileiros, mas apenas na temperatura da sua classe de PG_H. O CAP 50-70 do autor resultou em $Jnr_{3,2}$ de 1,91 kPa^{-1} à 58 °C, próximo ao resultado do CAP 50-70 dessa pesquisa, enquanto o ligante HiMA do autor resultou em $Jnr_{3,2}$ de 0,21 kPa^{-1} à 76 °C, bem abaixo do encontrado por essa pesquisa.

Para os requisitos quanto ao tráfego e máximas temperaturas dos segmentos monitorados na BR-116/RS, a análise dos dados recomendam a utilização de um ligante que atenda uma condição mínima de PG 64-10 V. Dessa forma, os ligantes CAP 50-70 e AMP 55/75-E são os únicos que não preenchem os requisitos de aplicação, sendo que o último atende ao PG_H da rodovia, embora esteja no limite entre as classificações H e V.

Figura 24 - Resultado de MSCR para diferentes classes de temperaturas: (a) $Jnr_{3,2}$; (b) $R_{3,2}$

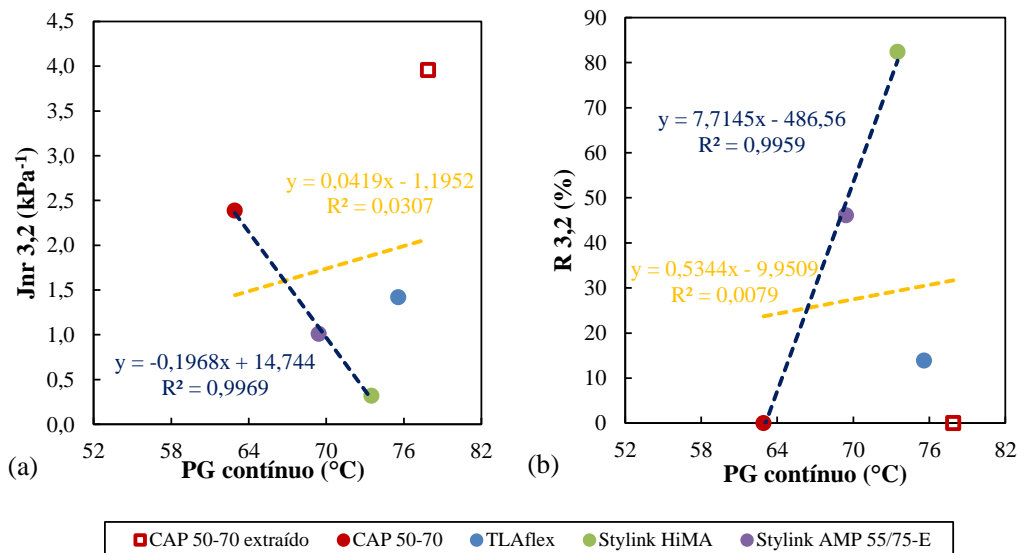


Fonte: Autor

O parâmetro $R_{3,2}$ mede a taxa de recuperação de um ligante asfáltico após submetido a ciclos de deformação do ensaio de MSCR, reflexo das cadeias poliméricas atuante na matriz do material (Figura 24.b). Observa-se que o valor de $R_{3,2}$ aumenta à medida que se aumenta o teor de polímero nos ligantes asfálticos (em ordem crescente TLAflex, AMP 55/75-E e HiMA), o que reflete numa melhor classificação quanto ao nível de tráfego e maior a recuperação do material após deformação. Os resultados aqui identificados são coerentes com o comentado na análise do espaço Black (Figura 22.c). Por outro lado, para os ligantes convencionais CAP 50-70 e CAP 50-70 extraído, a recuperação não superou 10%, refletindo na baixa classificação quanto ao tráfego.

A Figura 25 apresenta a correlação entre o $Jnr_{3,2}$ com PG_H contínuo e $R_{3,2}$ com PG contínuo dos materiais estudados. Observa-se que os ligantes com maior PG_H contínuo resultam em menores valores de $Jnr_{3,2}$, ou seja, são materiais com maior capacidade de resistir as altas temperaturas e um alto volume de tráfego. A linha amarela demonstra a baixa correlação entre as variáveis quando avaliados todos os materiais. Por outro lado, pela linha escura, há uma alta correlação entre as variáveis $Jnr_{3,2}$ e $R_{3,2}$ para os materiais sem modificação (CAP 50-70), com baixa adição de polímero (AMP 55/75-E) e alta adição de polímero (HiMA) ($R^2 > 0,99$).

Figura 25 - Correlação entre temperatura do PG_H contínuo e: (a) $Jnr_{3,2}$; (b) $R_{3,2}$



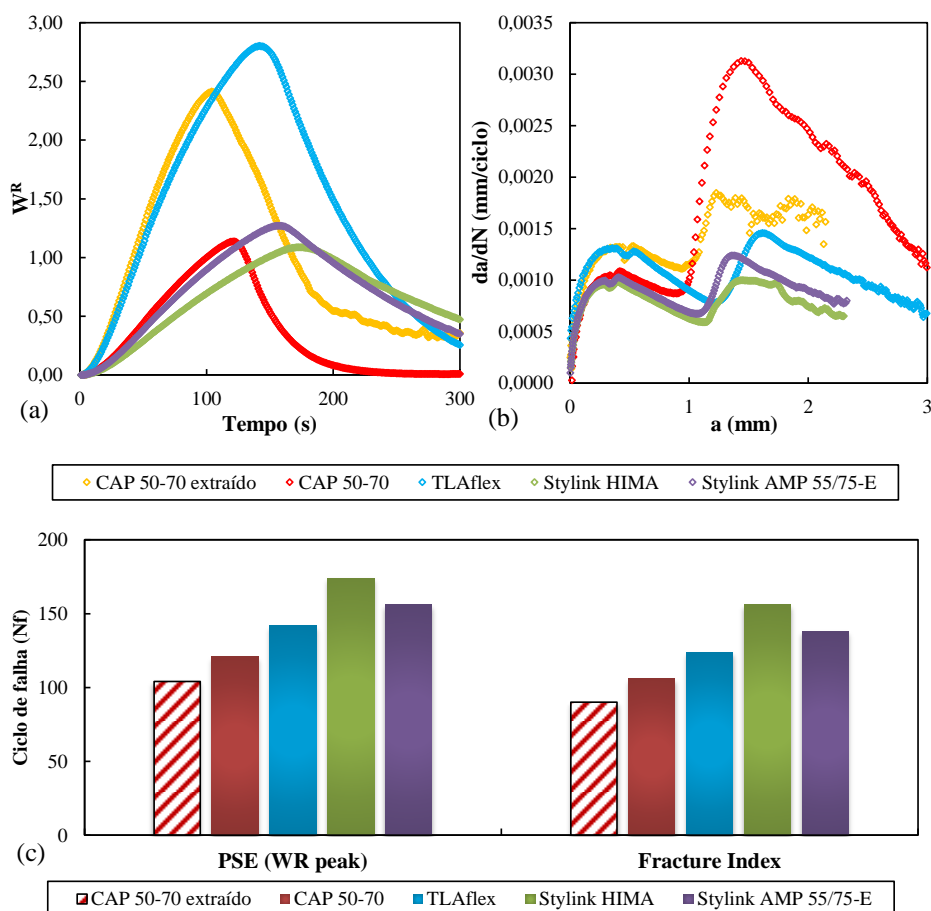
Fonte: Autor

2.3.4 Fadiga dos Ligantes Asfálticos

A avaliação da tolerância ao dano por fadiga dos ligantes asfálticos foram conduzidas no teste *Linear Amplitude Sweep* na temperatura de 19°C. A fim de comparação posterior com as misturas asfálticas usinadas, os materiais foram avaliados na condição RTFOT. Duas definições de falhas foram utilizadas, a abordagem energética *Pseudo-Strain Energy* (PSE) (Figura 26.a), e o *Fracture Index* (Figura 26.b). O pico de energia dissipada W^R e a menor taxa da/dN representam o ponto de ruptura da amostra, sendo o ciclo de ocorrência apresentado na Figura 26.c.

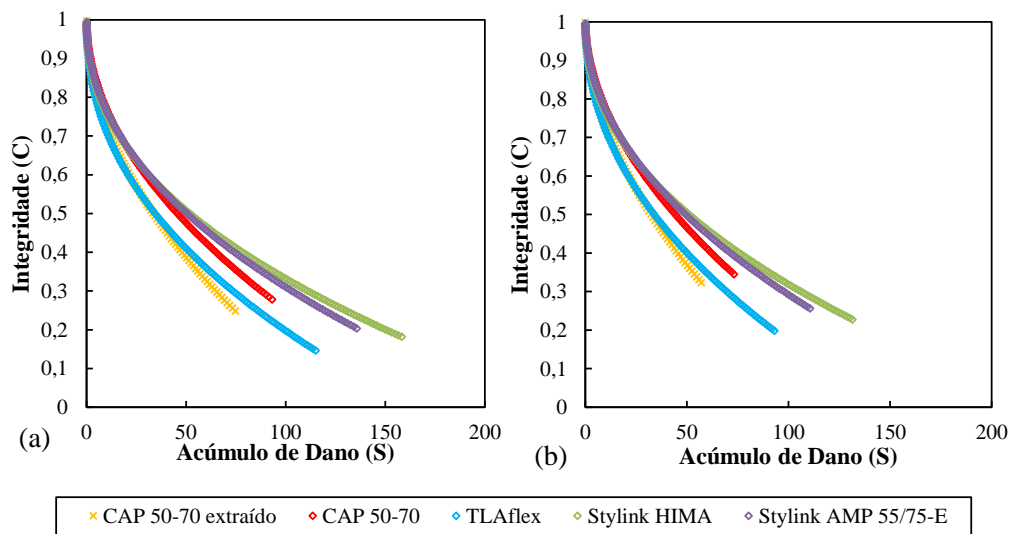
Analisando a resposta dos materiais, identifica-se que a presença do polímero melhora a tolerância ao dano por fadiga dos ligantes asfálticos, no qual os melhores desempenhos foram dos ligante HiMA e AMP 55/75-E. Além disso, comparando-se as definições de falha, o ranqueamento entre os materiais foi igual.

Figura 26 - Aplicação dos critérios de falha para os ligantes: (a) PSE; (b) Fracture Index; (c) ciclo de falha resultante



As curvas características de dano estão apresentadas na Figura 27 por ambos as definições de falhas aqui avaliadas. Observa uma perda de integridade com o acúmulo de dano similar para ambas as definições, assim como identificado em relação ao N_f . Os ligantes com maior N_f tendem a acumular mais dano até a falha. Por outro lado, para uma mesma integridade, os materiais que mais acumulam dano são, em ordem crescente, HiMA, AMP 55/75-E, CAP 50-70, TLAFlex e CAP 50-70 extraído, diferentemente do ranqueamento anterior.

Figura 27 - Curvas C vs S dos ligantes asfálticos: (a) PSE; (b) *Fracture Index*



Fonte: Autor

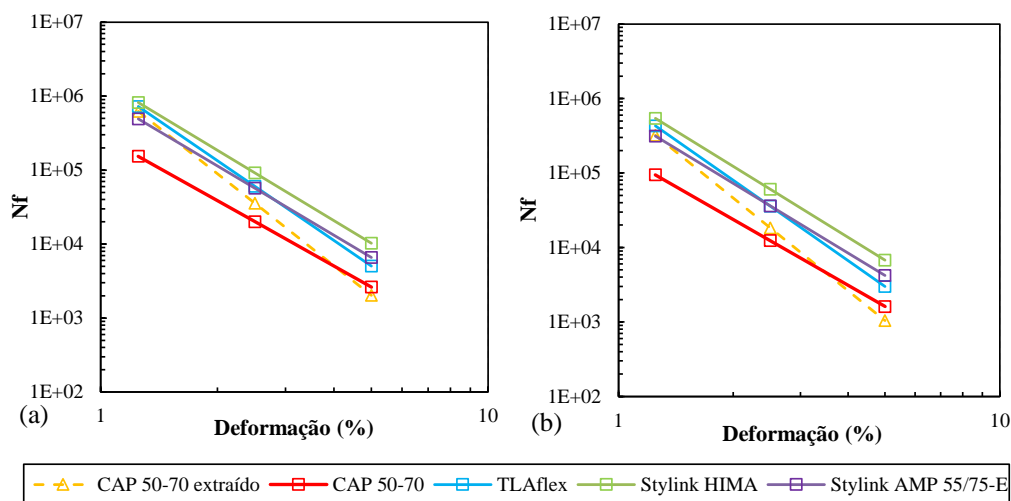
A curva de fadiga dos ligantes asfálticos estão apresentadas na Figura 28 para ambas as definições de falha. Os ligantes modificados apresentam o melhor comportamento frente ao dano por fadiga em relação aos ligantes convencionais em qualquer nível de deformação, assim como identificado na análise pela definição de falha. Além disso, as diferentes definições de resultaram em curvas de fadiga semelhantes.

A área abaixo da curva de fadiga entre as deformações 1,25% e 2,5% define o critério FFL, que permite avaliar a tolerância ao dano por fadiga para ligantes asfálticos em condições gerais de deformação. O FFL dos ligantes estão apresentados na Figura 29. O ranqueamento apresentado por ambas as definições são iguais, apenas diferindo em termos de escala.

Baseado em um grande banco de dados das pesquisas da Petrobras, foi criado uma classificação baseada no critério PSE para diferentes ligantes asfálticos, em que os materiais são divididos de 1 a 5 de acordo com o resultado de FFL. De acordo com a classificação do autor, em termos de tráfego, os ligantes HiMA, TLAFlex e AMP 55/75-E são adequados aos maiores níveis de tráfego, enquanto o CAP 50-70 extraído e CAP 50-70 estão respectivamente

uma e duas classificações abaixo. Sendo assim, todos ligantes modificados estariam aptos a receber qualquer tipo de solicitação sem grandes defeitos precoces por fadiga.

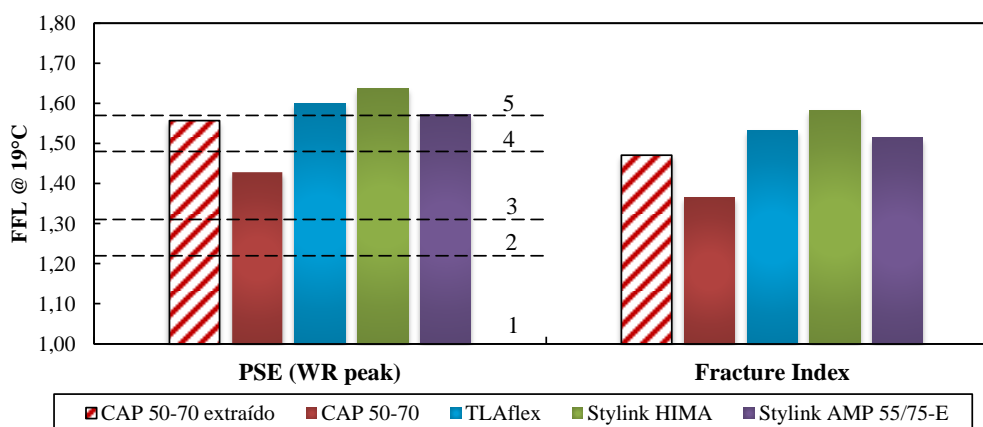
Figura 28 - Fator de Fadiga para Ligantes (FFL): (a) PSE; (b) *Fracture Index*



Fonte: Autor

Osmari *et al.* (2019) utilizou o critério PSE para avaliar os ligantes asfálticos da sua pesquisa, classificando-os em termos de FFL (entre 1,25% e 2,5%). Os ligantes convencionais (CAP 50-70) dos autores resultaram em valores entre 1,20 e 1,43. Sendo assim, o ligante CAP 50-70 está mais coerente com os resultados dos autores que o CAP 50-70 extraído. Além disso, o resultado de FFM para os ligantes AMP 65/90-E e TLA dos autores foi de 1,26 e 1,37 respectivamente, abaixo do encontrado por essa pesquisa para todos ligantes modificados.

Figura 29 - Ranqueamento de FFL para os ligantes da pesquisa



Fonte: Autor

3 CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS

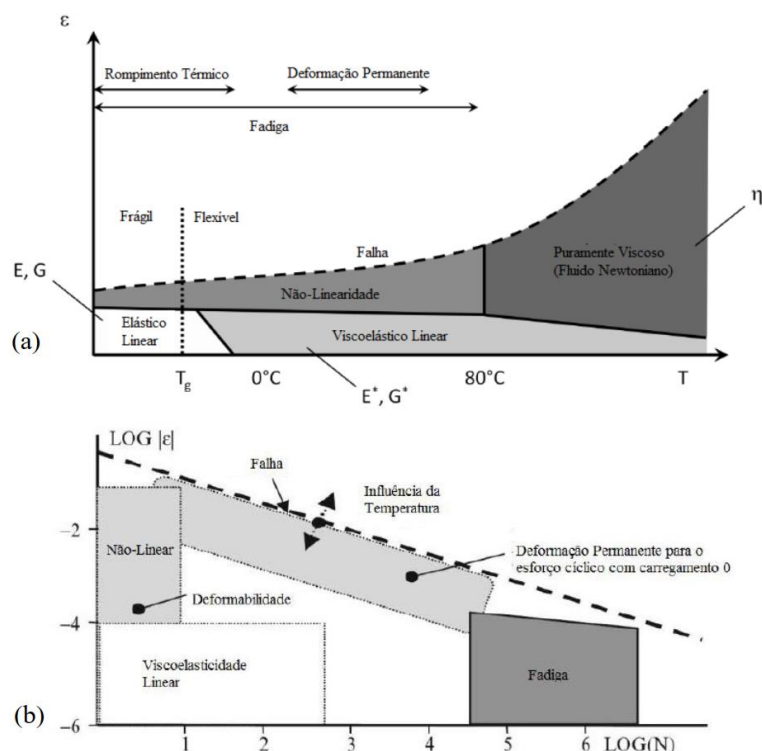
Este capítulo relata o tema da caracterização de misturas asfálticas. Primeiramente, foi abordado uma revisão bibliográfica referente ao material, relacionando as suas principais propriedades de rigidez, deformação permanente e fadiga. Na sequência, estão apresentadas as massas asfálticas coletadas durante a execução dos segmentos monitorados junto a BR 116/RS, e a metodologia aplicada para determinação do comportamento quanto às suas propriedades. Por fim, são apresentados os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência, Módulo Complexo, *Flow Number*, Fadiga à compressão diametral, Fadiga à tração-compressão, e suas análises.

3.1 COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Em um nível macroscópico, a mistura asfáltica pode ser analisada como um material contínuo, homogêneo e isotrópico (MANGIAFICO, 2014). Essa pode assumir diferentes comportamentos em função de três principais fatores: temperatura (T), amplitude de deformações (ε) e ao número de repetições de carga (N) (OLARD *et al.*, 2005). Dependendo dos valores de cada uma destes três fatores, diversos tipos de comportamento são definidos (DI BENEDETTO, DELAPORTE e SAUZÉAT, 2007). A Figura 30.a apresenta os domínios de comportamento dependendo da amplitude de deformações por temperatura, enquanto a Figura 30.b apresenta os domínios dependendo da amplitude de deformações por número de ciclos.

Se o material está sujeito a uma amplitude de deformações muito pequena, por um relativo número pequeno de ciclos, ele pode ser considerado um material linear. A depender da temperatura analisada, se foi muito baixa, abaixo de zero graus Celsius, o material pode ser simplificado como elástico. Entretanto, tratando-se da realidade de temperaturas ambientes, a uma taxa de deformação baixa, o material é considerado linear viscoelástico, onde suas propriedades, após uma aplicação de carga, retornam ao estado inicial, mas sempre com algum pequeno atraso no tempo. Por outro lado, se pequenas deformações, especialmente acima de um limite de resistência e abaixo da resistência última do material, são aplicadas de forma relativamente alta em número de repetições, o material estará sujeito a um fenômeno denominado fadiga. Por fim, se forem exercidas aplicações de alta amplitude de deformação, ou à altas temperaturas, ou à aplicações lentas, estará adentrando no domínio viscoso do ligante, onde a mistura estará sujeita a deformações viscoplásticas não retornáveis (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005).

Figura 30 - Domínios do comportamento mecânico de: (a) ligantes asfálticos em função de ε e T ; (b) misturas asfálticas em função de ε e N



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014)

3.1.1 Rigidez em Misturas Asfálticas

A rigidez dos materiais afeta diretamente a distribuição dos esforços, e assim, o desempenho da estrutura de um pavimento, sendo este parâmetro influenciado por três fatores: características do material, taxa de carregamento e condições ambientais. Desta forma, é um importante requisito da fase de projeto para análises mecânica de sistemas de pavimentos flexíveis (WITCZAK e FONSECA, 1996).

O primeiro estudo sistemático da deformabilidade de pavimentos foi realizado por Francis Hveem (1955), em que o autor preferiu utilizar o termo resiliência, ao invés de deformação elástica, sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos comuns a engenheiros (MEDINA e MOTTA, 2015).

Para materiais elásticos, a relação tensão-deformação pode ser descrita como linearmente proporcional, em que, pela Lei de Hooke, o material seria afetado apenas pela tensão ou deformação imposta no momento atual. A resposta do material também seria na mesma magnitude, e instantânea, de forma a ser possível definir uma constante como a relação tensão-deformação. Entretanto, para materiais asfálticos, existe uma parcela viscosa

importante, o que torna a resposta tempo-dependente, não sendo apresentada instantaneamente, mas sim influenciada pelo histórico de carregamento imposto ao material (CHRISTENSEN, 1982).

A principal alteração de rigidez provém da susceptibilidade térmica das misturas betuminosas, característica herdada das propriedades do ligante asfáltico (OLARD e DI BENEDETTO, 2003). Do mesmo modo, como os materiais apresentam uma característica tempo-dependente, suas propriedades de rigidez também serão afetadas pelo tempo de aplicação das cargas e suas amplitudes. Assim, os materiais asfálticos são classificados como viscoelásticos, ou seja, podem armazenar e dissipar energia mecânica em resposta a uma deformação.

Quando materiais viscoelásticos são submetidos a carregamentos rápidos, exibem um comportamento próximo ao de sólidos elásticos, em contraponto, quando são aplicadas cargas lentas, o material apresenta deformações lentas com o passar do tempo, assemelhando-se a fluidos viscosos (BABADOPULOS, 2014).

Huang (2004) afirma que para pequenas deformações, as misturas asfálticas apresentam comportamento viscoelástico linear, sendo impraticável apenas o uso da teoria da elasticidade neste domínio. O limite de deformações para que o material esteja no domínio linear viscoelástico é controverso entre os autores, variando entre $75 \mu\text{S}$ até $150 \mu\text{S}$ (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005; ZHANG *et al.*, 2013; CARDONA *et al.*, 2015). Uma resposta é dita linear quando satisfaz as propriedades de homogeneidade e superposição de efeitos. O primeiro diz respeito à multiplicação de efeitos, se uma carga dobrar, a resposta deve dobrar em semelhança a carga, enquanto o segundo é atendido se a soma de respostas individuais equivale a superposição das respostas.

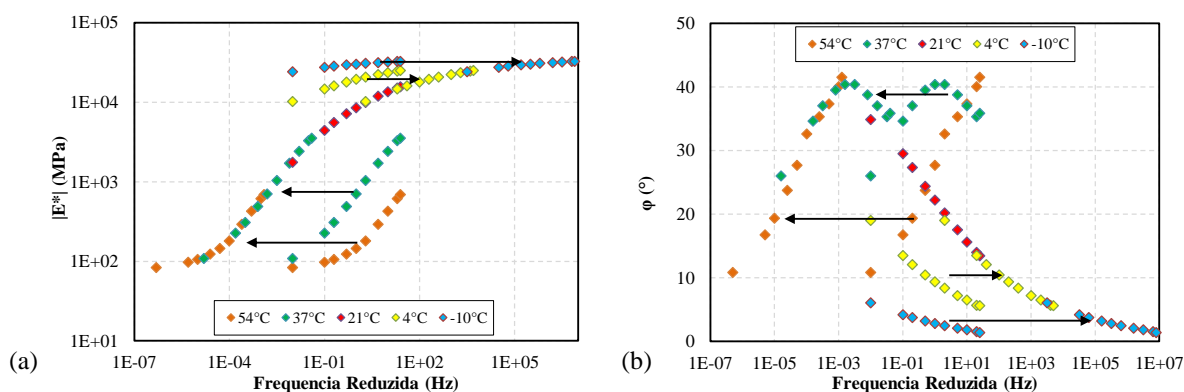
3.1.1.1 Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) em misturas

Assumindo que a hipótese do comportamento linear viscoelástico é válida, ou seja, o material está restringido a um domínio linear em baixíssimas deformações, o seu módulo complexo depende da temperatura e frequência. Ferry (1980) observou que, para diversos materiais viscoelásticos lineares, os valores de módulo complexo quando plotado módulo dinâmico por ângulo de fase, seja em termos cartesianos (Diagrama Black) ou em termos vetoriais (Cole-Cole), os gráficos tendem a formar uma curva única, independente da temperatura ou frequência testada. Este princípio permite, portanto, criar curvas únicas de módulo dinâmico ou de ângulo de fase, a partir das suas isotermas (curvas de mesma

temperatura), em que todo o comportamento do material estaria descrito em uma curva mestra, representando uma única temperatura.

O procedimento consiste de escolher uma temperatura referência T_{ref} arbitrariamente. Normalmente é escolhida a temperatura mediana às ensaiadas. Então, as isotermas são deslocadas ao longo do eixo da frequência (horizontal), multiplicadas por um fator a_T (*shift factor*) de forma a superpor todos os pontos na mesma ordenada, de forma a gerar uma curva mais suave possível. O resultado da superposição de uma mistura asfáltica pode ser visto de maneira gráfica na Figura 31, em que, ao centro, cada cor representa uma isoterma, que quando transladadas formam uma curva mestra de módulo dinâmico e ângulo de fase para a temperatura T_{ref} de 21 °C.

Figura 31 - Representação gráfica do PSTT: (a) Módulo dinâmico; (b) Ângulo de fase



Fonte: Autor

Além da equação de WLF, descrita anteriormente no item 2.1.4.1, outra formulação é encontrada na literatura para descrever os valores de a_T como função da temperatura. Essa é considerada uma regressão na forma polinomial, demonstrado na Equação (9).

$$\log(a_T) = a_1 * T^2 + a_2 * T + a_3 \quad (9)$$

Onde: a_T é o shift factor;

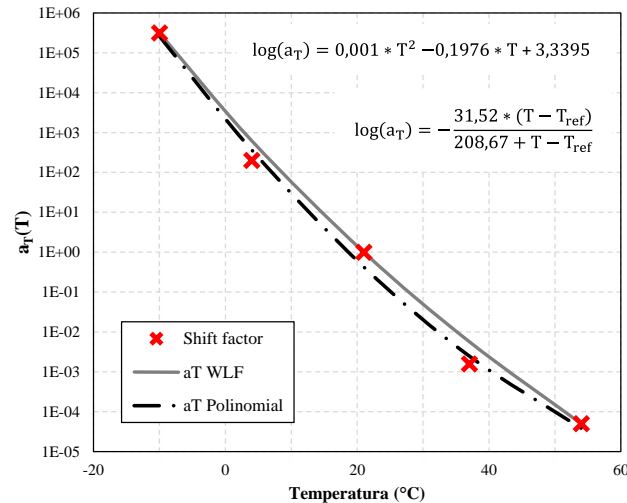
T é a temperatura de ensaio, em °C;

a_1 , a_2 , e a_3 são constantes a serem determinadas para cada material.

A calibração é realizada nas temperaturas ensaiadas em laboratório, de forma que quanto mais temperaturas são ensaiadas, mais representativo é a superposição para o material. Então, como apenas um número limitado de temperaturas e frequências é testado em

laboratório, este princípio é interessante, pois permite acessar valores não ensaiados. A Figura 32 apresenta os valores calibrados para a mistura apresentada acima.

Figura 32 - Calibração da equação WLF e polinômial para misturas asfálticas



Fonte: Autor

Pode-se notar que a equação WLF força a curva a passar pela T_{ref} , enquanto a polinomial está distribuída ao longo das temperaturas. O trabalho de Vestena *et al.* (2021) avaliou diferentes modelos de ajuste de curva mestra de módulo dinâmico em 48 misturas asfálticas, variando entre WLF e polinomial para realizar o ajuste de PSTT. Embora os erros absolutos para os dois modelos se equivalam em termos totais, o ajuste pelo WLF apresenta erros relativos menores em todos os casos avaliados.

3.1.1.2 Modelagem do comportamento viscoelástico linear para misturas

O modelo 2S2P1D, já citado anteriormente no item 2.1.4.2, consegue prever com sucesso o comportamento mecânico no domínio da viscoelasticidade linear da maioria dos materiais asfálticos. Para tal, são calibrados sete parâmetros (E_{00} , E_0 , k , h , δ , τ e β), em que cada um deles possui uma relação física, podendo ser correlacionado entre diferentes fases, ou seja, entre ligantes e misturas (DI BENEDETTO *et al.*, 2004b). Os coeficientes em termos de módulo dinâmico estão apresentados na Equação (10).

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

Onde: E^* é o módulo complexo axial;

ω é a frequência de pulsação, em rad/s;

E_{00} é o módulo assintótico estático, quando ω tende a zero, em MPa;

E_0 é o módulo assintótico vítreo, quando ω tende a infinito, em MPa;

k e h são duas constantes adimensionais relacionadas aos elementos parabólicos;

δ é uma constante adimensional de forma;

i é o número imaginário;

τ_E é o tempo característico, dependente da temperatura de ensaio, em s;

β é uma constante adimensional relacionada a viscosidade do amortecedor;

Por outro lado, uma dificuldade associada a este modelo é a necessidade de os sete parâmetros serem calibrados manualmente, o que pode levemente interferir nos valores dos coeficientes em função do nível de experiência do usuário associada ao modelo. (MANGIAFICO, SAUZÉAT e DI BENEDETTO, 2019).

Existem outros modelos reportados na literatura, seja com características de análogos mecânicos, seja apenas simples ajustes de curva. A forma Sigmoidal, apresentada na Equação (11), é utilizada para regressão de dados de módulo dinâmico, com apenas quatro constantes a serem calibradas (a , b , d e g), podendo ser obtidas com uma simples minimização de erros no *Microsoft Excel*. É importante mencionar que esse modelo não pode ser utilizado para curvas de ângulo de fase, Diagramas Black ou Cole-cole.

$$\log|E^*| = a + \frac{b}{1 + \frac{1}{e^{d+g \cdot \log(f_{red})}}} \quad (11)$$

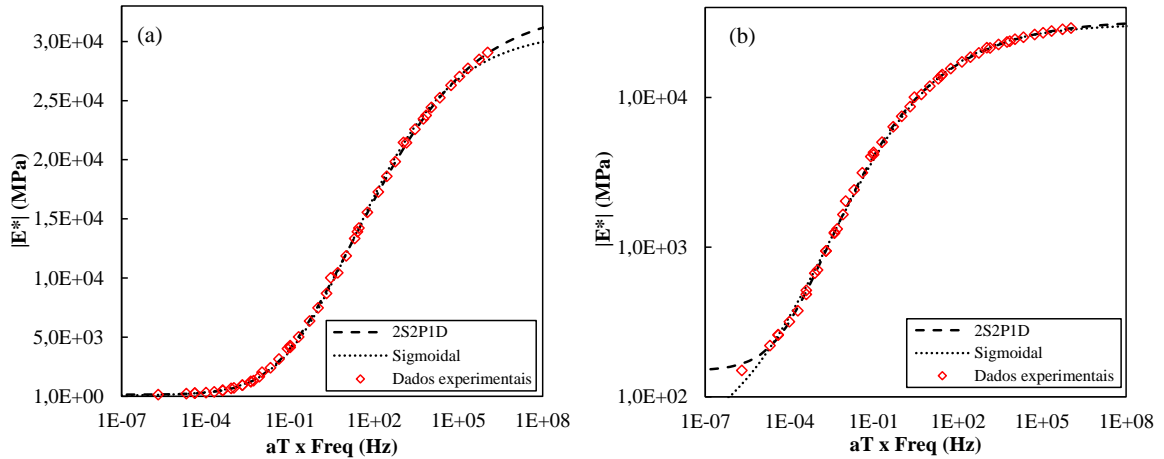
Onde: E^* é o módulo complexo, em MPa;

f_{red} é a frequência reduzida do material, em Hz;

a , b , c e d são constantes a serem determinadas.

A Figura 33 exemplifica uma minimização de erros empregada para calibrar fatores do modelo Sigmoidal em dados de módulo dinâmico de uma mistura asfáltica, junto ao modelo 2S2P1D ajustado. Os dados foram ensaiados entre as temperaturas de -10 °C e 54 °C, e ajustados com T_{ref} de 21 °C.

Figura 33 - Comparação entre modelos Sigmoidal e 2S2P1D: (a) escala aritmética; (b) escala logarítmica



Fonte: Autor

O trabalho de Vestena *et al.* (2021) verificou a acurácia de dois modelos de análogos mecânicos, e dois de ajuste de curva, dentre eles o 2S2P1D e o Sigmoidal. A avaliação foi realizada utilizando cinco temperaturas de ensaio, em um banco de dados de 48 misturas asfálticas produzidas no laboratório, ou de usinas no estado do Rio Grande do Sul.

A conclusão dos autores foi de que quanto mais constantes o modelo possuir, menores serão seus erros, muito embora essa relação não seja linear. Os dois modelos análogos mecânicos possuíam cinco e sete constantes de calibração, e apresentaram os menores erros ao longo da metodologia, com uma breve vantagem para o 2S2P1D. Quando simuladas situações de prática de campo, os autores concluíram que, dependendo da maneira que for aplicado, modelos mais simples como o Sigmoidal podem atingir níveis de erros tão pequenos quanto os modelos de análogos mecânicos. Essa conclusão é importante para sustentar o modelo Sigmoidal como uma alternativa viável mais simples para programas de cálculos de esforços, gerando menores custos computacionais em sucessivas análises.

3.1.1.3 Caracterização de rigidez em misturas asfálticas

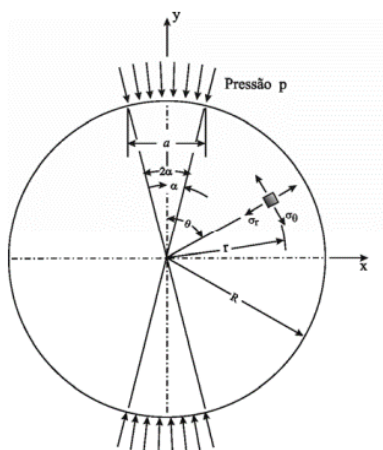
Os ensaios de tração indireta por compressão diametral são amplamente difundidos na área da pavimentação brasileira. O ensaio de Módulo de Resiliência (MR) foi primeiramente desenvolvido nas décadas de 70 e 80 (QUEIROZ e VISSER, 1978; PINTO e PREUSSLER, 1980), em que foi baseado na medição dos deslocamentos horizontais gerados por um carregamento de compressão vertical em corpos de prova cilíndricos. Segundo Brito (2006), os

métodos para determinação de MR foram inicialmente desenvolvidos tanto para concretos asfálticos, quanto para agregados e solos, buscando avaliar análises de camadas lineares elásticas, em que o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson (ν) são as principais propriedades dos materiais.

O ensaio de MR, normatizado no país pela DNIT 134 ME (DNIT, 2018a), é relativamente simples de ser realizado, podendo ser utilizada uma prensa pneumática calibrada para tal. Pulsos da forma semi-seno-verso repetidos de carga são aplicados diametralmente a corpos de prova cilíndricos, e seus deslocamentos perpendiculares a aplicação de carga são medidos. De forma geral, o ensaio avalia o comportamento elástico do material, por determinação indireta da tração sofrida nas amostras. Geralmente é realizado a 25 °C e pulsos de 0,1 s de carga e 0,9 s de descanso.

A Figura 34 apresenta a distribuição teórica de tensões no corpo de prova de MR. Matematicamente, a determinação da rigidez pelo ensaio supõe um corpo de prova cilíndrico homogêneo, em que para uma aplicação diametral de carga, a maior tensão de tração estará localizada no centro da amostra.

Figura 34 - Distribuição teórica das tensões no ensaio de MR



Fonte: Adaptado de Hondros (1959)

Onde: P é a carga aplicada;

a é a largura da seção carregada;

t é a espessura do corpo de prova;

r é a distância radial do ponto à origem;

R é o raio do elemento circular;

2α é o ângulo radial do friso;

- p é a carga aplicada como pressão ($P/\sigma t$);
- σ_r é a tensão radial;
- σ_θ é a tensão tangencial;
- θ é o deslocamento angular de um ponto ao eixo y .

Então, a partir de medições na superfície, seja a uma certa distância da borda, ou na borda, é calculado o valor de deformação máximo da amostra. A relação tensão (carga pela área do friso de contato) por deformação é multiplicada pelo coeficiente de Poisson, que relaciona a anisotropia da amostra, retornando elasticamente o valor de módulo de resiliência. Este processo é repetido para diversas aplicações de cargas, após um período de condicionamento da amostra, e uma média das últimas determinações é utilizado como resultado de MR.

Brito (2006) realizou uma extensa pesquisa avaliando diferentes normas, tipos de aplicação de pulso de carga e posicionamento das medições em amostras para o ensaio de MR. As conclusões do autor indicam que apesar das variações de MR entre misturas asfálticas ser evidente, grande parte desta variabilidade está associada ao procedimento de ensaio utilizado.

Os diferentes algoritmos de determinação dos deslocamentos resilientes utilizados por diferentes normas apresentam diferença considerável na determinação do MR. Ademais, as simplificações teórico-matemáticas impostas ao ensaio, a forma, o pulso de carga e as calibrações do equipamento são fatores determinantes no resultado, sendo não recomendado comparar diretamente os resultados sem antes avaliar o processo utilizado no ensaio (BRITO, 2006). Adicionando ao trabalho anterior, Specht *et al.* (2017) cita que o uso de uma única temperatura e uma única frequência de carga no ensaio de MR negligencia a natureza viscoelástica das misturas asfálticas e sua susceptibilidade às variações de temperatura, propriedades herdadas do ligante asfáltico.

Nesse contexto, outras pesquisas têm se apresentado como alternativa da caracterização das propriedades viscoelásticas das misturas asfálticas. Papazian (1962) realizou um ensaio aplicando tensões axiais senoidais a um corpo de prova cilíndrico, medindo seus deslocamentos correspondentes. Normatizado pela AASHTO T 342 (2011), o procedimento é repetido para diversas temperaturas e frequências de carregamento com o intuito de se construir curvas mestras que incorporem os efeitos das duas variáveis na caracterização de misturas asfálticas (FRANCKEN e PARTL, 1996).

Deste modo, a relação tensão-deformação, durante o carregamento senoidal contínuo, é definida pelo módulo dinâmico $|E^*|$, e a parcela viscosa é captada pelo ângulo de fase (θ), que varia de 0° (puramente elástico) até 90° (puramente viscoso). Outro aspecto importante em se

aplicar carregamentos axiais à corpos de prova cilíndricos, e se medir na mesma direção da aplicação, é a de ser um teste homogêneo, em que as mesmas tensões e deformações estão sendo sentidas em qualquer parte da amostra. Dessa forma, não são necessárias soluções matemáticas para determinação da rigidez.

Algumas pesquisas não conseguiram uniformidade entre os resultados de rigidez quando se comparados os ensaios de módulo de resiliência e módulo complexo (LOULIZI *et al.*, 2006, SPECHT *et al.*, 2017; VENDRUSCULO *et al.*, 2019). Os autores afirmam que as principais diferenças nos resultados são baseadas nas diferentes geometrias de ensaio, não homogeneidade da distribuição das tensões nas amostras de MR, e diferença nos planos de compactação e avaliação da rigidez entre os ensaios. Ademais, as simplificações matemáticas no processo de determinação de MR, e a susceptibilidade a outros fenômenos como deformações plásticas.

3.1.2 Deformação Permanente em Misturas Asfálticas

Deformação permanente pode ser tanto atribuída aos materiais asfálticos, como às subcamadas, ou ainda a uma combinação de efeitos. As camadas não asfálticas podem apresentar deformações principalmente por densificação adicional pelo tráfego ou por ruptura ao cisalhamento. Esses problemas podem ser evitados por uma boa seleção de materiais, compactações adequadas, e um bom projeto estrutural (BERNUCCI *et al.*, 2010).

De modo a diminuir o potencial de deformação permanente, estudos têm mostrado que, para camadas não asfálticas, os esforços diminuem depois que certa espessura é atingida. Da mesma forma, o processo pode ser prevenindo quando a rigidez das camadas da estrutura é aumentada. (NEWCOMB *et al.*, 2010; NUNN e FERNE, 2001).

Diante do aumento significativo do volume de tráfego pesado nos últimos anos, tem-se observado afundamentos plásticos advindos exclusivamente da camada de revestimento asfáltico (MEDINA e MOTTA, 2015). Esta patologia gera desconforto ao usuário e diminui a segurança da via, aumentando as chances de hidroplanagem.

Para o caso de materiais asfálticos, ela ocorre em dois processos. No primeiro, há uma densificação do material, reduzindo seus vazios, e posteriormente ocorre um processo de deslocamento lateral de massa asfáltica devido ao cisalhamento do material (FACCIN, 2018). O processo de repetidas cargas do tráfego gera esforços no material, gerando deformações viscoelásticas e viscoplásticas. Ao cessar a aplicação de cargas, as parcelas atreladas ao domínio

plástico não retornam as antigas condições, levando a sucessíveis micro-plastificações ligadas à danificação do material (KIM, 2009).

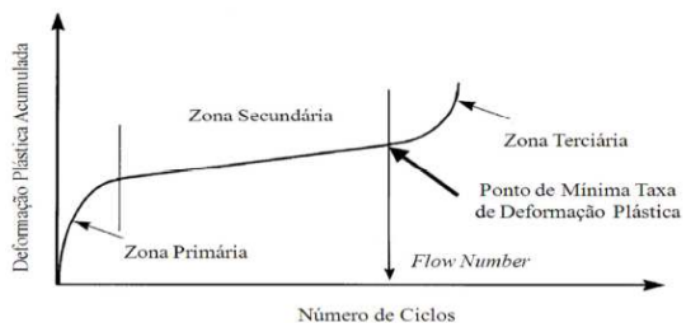
Existe um consenso na literatura de que, dentre os principais fatores atrelados à deformação permanente em misturas asfálticas, o esqueleto mineral de agregados exerce maior influência sobre o método de ruptura, que o ligante asfáltico (ROBERTS *et al.*, 1996; FWHA, 2002). Entretanto, pesquisas mais recentes estão apontando que a parcela do ligante asfáltico é igualmente importante (JOLIET e MALOT, 2000). O teor de asfalto na mistura, as propriedades reológicas dos ligantes e principalmente as suas modificações exercem papel fundamental neste modo de ruptura (CORTÉ *et al.*, 1994; MAHMOUD e BAHIA, 2004; NASCIMENTO, 2008; MOURA, 2010; ALMEIDA Jr. *et al.*, 2018).

Os ensaios existentes para estudar a deformação permanente de misturas asfálticas são divididos em dois grupos: ensaios fundamentais, como triaxiais de carregamento repetido e compressão uniaxial; e ensaios de simulação em laboratório (HUNTER, SELF e READ, 2015).

O primeiro grupo são os chamados ensaio de *creep*, em que corpos de prova cilíndricos são submetidos a tensões horizontais e/ou verticais, de modo a reproduzir uma condição multiaxial mais próxima de campo. Suas deformações verticais são medidas em proporção à altura do corpo de prova. Podem ser de natureza estática ou cíclica, porém, como as ações do tráfego são de natureza cíclica, os ensaios estáticos estão caindo em desuso.

O ensaio de *Flow Number* é um ensaio de *creep* dinâmico, por compressão uniaxial, normatizado no Brasil pela DNIT 184 ME (DNIT, 2018e). Corpos de prova cilíndricos são submetidos a uma tensão 204 kPa, aplicação de carga de 0,1 s e repouso de 0,9 s, na temperatura de 60 °C. O chamado *Flow Number* é o ciclo em que a mistura muda o comportamento tangente da deformação ao longo dos ciclos, da zona secundária, para a zona terciária, considerado a falha do material por deformação permanente (Figura 35).

Figura 35 - Definição gráfica do ciclo de *Flow Number*



Fonte: Budny (2012)

Alguns autores estabeleceram limites aceitáveis de *Flow Number* para determinados níveis de tráfego brasileiro, baseados em seus estudos com misturas e tráfegos nacionais (Tabela 3). Posteriormente, os limites de Nascimento (2008) foram incorporados ao novo método de dimensionamento nacional (*MeDiNa*), com algumas modificações.

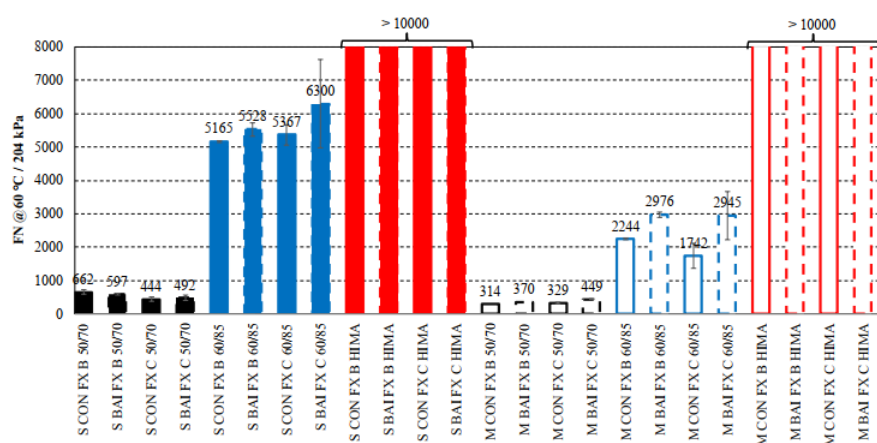
Tabela 3 - Limites de *Flow Number* expostos na literatura brasileira

Classes de tráfego		Limites de <i>Flow Number</i>		
		Nascimento (2008)	Bastos <i>et al.</i> (2017)	Faccin <i>et al.</i> (2021a)
Leve	$N < 3 \times 10^6$			
Médio	$3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	300	100	300
Pesado	$1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$	>750	300	600
Extremamente Pesado	$N \geq 3 \times 10^7$		>1000	>2000

Fonte: Adaptado de Faccin *et al.* (2021a)

As pesquisas de Almeida Jr. (2016) e Boeira (2018), avaliaram a deformação permanente de misturas contendo ligantes HiMA (em vermelho), AMP 60/85-E (em azul) e CAP 50-70 (em preto) (Figura 36). Os autores ainda variaram diversos fatores como tipo de dosagem de ligante, faixas granulométricas e metodologia de empacotamento de grãos na montagem da curva granulométrica.

Figura 36 - Resultados de FN reportado na literatura envolvendo HiMA, AMP 60/85-E e CAP 50-70



Fonte: Adaptado de Almeida Jr. (2016) e Boeira (2018)

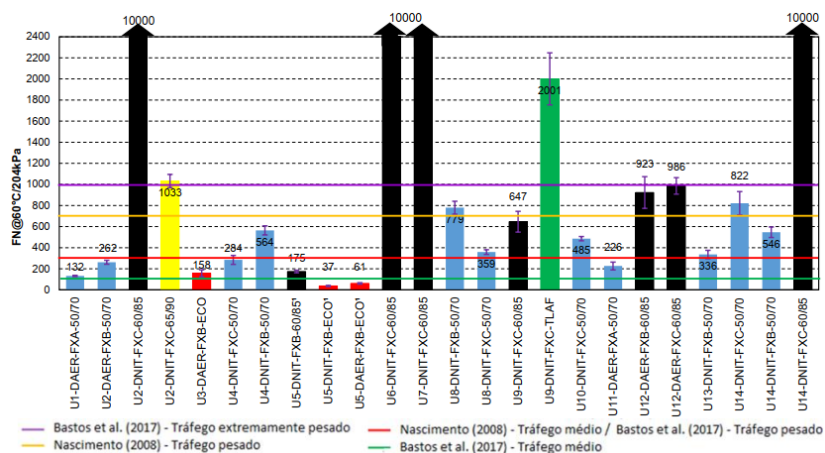
De maneira geral, a maior diferença em termos de resultados não foi para questões envolvendo o esqueleto mineral, mas sim para o tipo de ligante e o tipo de dosagem. Os resultados dos autores apresentam a relevância na escolha do tipo de ligante em termos de

deformação permanente, mostrando uma significativa melhora em desempenho laboratorial para ligantes modificados por polímero *SBS* em relação aos convencionais, e ainda, uma superioridade dos ligantes altamente modificados (HiMA) no quesito avaliado. Além disso, a dosagem pelo método Marshall resultou em menores valores de *Flow Number* comparada a dosagem *Superpave*, especialmente para as misturas com ligante AMP 60/85-E.

Faccin (2018) estudou 24 misturas no estado do Rio Grande do Sul aplicadas em campo, dentre elas dez utilizando ligante CAP 50-70 (em azul), oito utilizando ligante AMP 60/85-E (em preto) e uma utilizando ligante TLAFlex (em verde) (Figura 37).

Pode-se observar uma significativa vantagem de metade das misturas utilizando ligantes modificados por polímero *SBS* em relação aos convencionais. A mistura com ligante TLAFlex também apresenta um bom resultado comparado com os demais analisados pela pesquisa. Dos monitoramentos em campo realizados pelo autor, a mistura com TLAFlex praticamente não apresentou afundamento em trilha de roda (0,045 mm) para um tráfego acumulado médio (N_{USACE}) de 1,06x10⁷ até o momento da pesquisa. Das misturas convencionais analisadas em campo, algumas já apresentavam ATR acumulado de 1,27 mm; 0,01 mm; 2,00 mm e 2,50 mm para tráfegos acumulados de médio a leve, de 4,54x10⁵; 1,73x10⁶; 1,06x10⁷ e 6,11x10⁶ respectivamente. Já as misturas com polímero *SBS*, nenhuma apresentou ATR acumulado superior a 1 mm para tráfegos médios a leve.

Figura 37 - Resultados de FN reportado na literatura envolvendo TLAFlex, AMP 60/85-E e CAP 50-70



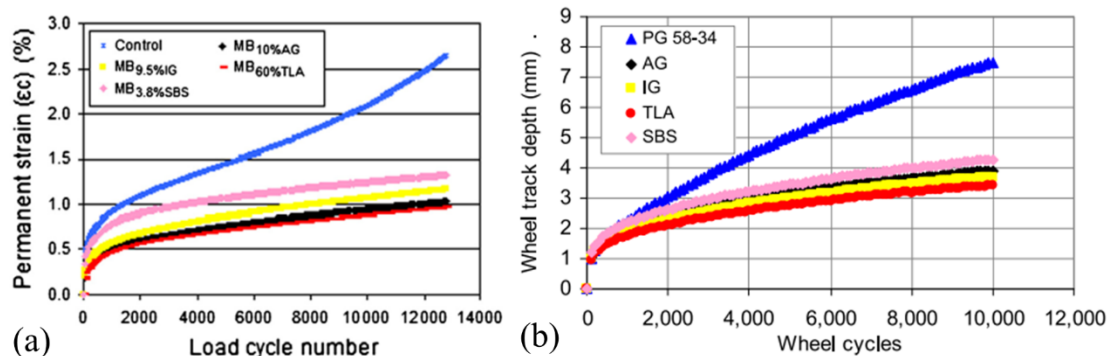
Fonte: Faccin (2018)

O outro grupo de ensaios de deformação permanente são de ensaios de simulação de tráfego, seja em escala real, ou reduzida. Rodas de borracha, ou metálicas, com uma carga

considerável, simulam as passagens de um pneu sobre uma placa de material ou pavimento projetado. Esses equipamentos permitem uma investigação mais próxima à realidade, entretanto necessitam de fatores campo/laboratório para previsões de deformação permanente, ou estabelecimento de limites para cada ensaio, baseados em resultados empíricos de campo (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Yilmaz e Çeloglu (2013) avaliaram a modificação de um ligante puro (PG 58-34) utilizando um polímero *SBS*, e três asfaltos naturais: *TLA*, American gilsonite (*AG*) e Iranian gilsonite (*IG*). Primeiramente, os autores buscaram atingir um PG 70-34 utilizando diferentes teores de modificação. Foram encontrados os teores de adição para os quatro modificadores em 3,8%, 60%, 10% e 9,5% respectivamente. O ensaio de *creep* dinâmico, realizado na temperatura de 50°C e níveis de tensão de 400 e 500 kPa. O período de carregamento e descanso aplicado foi de 1,0 s e 0,5 s respectivamente. A Figura 38.a apresenta o resultado dos autores para cada nível de tensão de 500 kPa. Pode-se observar que a mistura com *SBS* apresenta significativa melhora em relação ao controle. Porém, é a mistura com *TLA* que apresenta o melhor resultado geral dentre as analisadas.

Figura 38 - Resultado de deformação permanente reportado na literatura, envolvendo *SBS* e *TLA*: (a) creep dinâmico; (b) teste de passagem de roda



Fonte: Yilmaz e Çeloglu (2013)

Em Çeloglu *et al.* (2018), as mesmas misturas foram avaliadas utilizando o teste de passagem de roda, realizado às temperaturas de 50°C e 60°C, condicionadas ao ar. Uma roda de borracha passa por uma placa de 305 x 305 x 60 mm a uma taxa de 26,5 passagens por minuto, aplicando um carregamento repetitivo de 700 N. O experimento é parado quando são aplicados 10.000 ciclos, ou se atinge a deformação de 20 mm. A Figura 38.b apresenta os resultados dos materiais à 50 °C. As conclusões dos autores seguiram a mesma linha do trabalho

anterior, mostrando que mesmo com metodologias diferentes, os ensaios de deformação permanente resultaram nas mesmas conclusões.

Khoury *et al.* (2016) relata estudos envolvendo misturas HiMA (7,5% de SBS) utilizando simuladores de tráfego em escala real para verificar a resistência à deformação permanente. O simulador utilizado é da Universidade de Ohio, em Lancaster, Ohio, EUA, onde três pistas em escala real contendo HiMA nas camadas de revestimento final, revestimento binder e base foram utilizadas para simular pavimentos perpétuos. As espessuras totais de mistura asfáltica HiMA para as pistas foram 20,33 cm, 22,87 cm e 25,41 cm, e uma quarta pista de controle, com 27,95 cm de mistura convencional (SARGAND *et al.*, 2015).

Foram aplicadas 10.000 passagens de um eixo de rodas simples de carga 40 kN, em temperaturas controladas de 21,1 °C e 37,8 °C. Ao longo do experimento, medições utilizando um perfilômetro com precisão de 0,13 mm foram tomadas da pista. Os autores já possuíam uma calibração campo/laboratório para pavimentos perpétuos, dividido em limites de ATR (SARGAND *et al.* 2009), e curvas de extrapolação para até 100.000 passagens do eixo baseadas em outras misturas (SARGAND e EDWARDS, 2004).

Os resultados apresentaram pouco afundamento para o total de passagens dos eixos (10.000), sendo o maior ATR encontrado de 1,38 mm nas pistas contendo HiMA, e 1,74 mm na pista controle. Pelos critérios do departamento de transportes do estado de Ohio, o limite para que seja considerado um “afundamento pequeno” é de 3,2 mm para 10.000 passagens do eixo (rodas simples de carga 40 kN) à 37,8 °C. Por fim, foram extrapolados os dados, utilizando as funções calibradas em outras misturas, em que as estruturas avaliadas chegariam a um nível de “afundamento pequeno” depois de 1.038.885 passagens nessas condições.

3.1.3 Fadiga em Misturas Asfálticas

Como comentado anteriormente, o fenômeno de fadiga é caracterizado por trincas devido a um carregamento repetido de tráfego, em níveis de tensão ou deformação não suficientes isoladamente para romper os materiais (YODAR e WITCZAK, 1975; BALBO, 2007). Entretanto, o acúmulo irreversível de dano, ao longo da vida do pavimento, acaba definindo planos de fratura e descontinuidades, levando a perda de rigidez e integridade do material. Em um processo retroalimentado, essa perda de rigidez gera maiores deformações, e o seu acúmulo, o fenômeno de fadiga (DI BENEDETTO *et al.*, 2004a). O trincamento é forma mais comum de ocorrência, sendo as principais formas do tipo topo-base ou base-topo da camada (HINTZ, 2012).

Os primeiros estudos reportados sobre fadiga são reportados por Albert (1838) em correntes metálicas, porém Poncelet (1839) foi o primeiro a utilizar a palavra “fadiga” para designar o fenômeno. Wöhler (1870), também em testes com metais, foi o primeiro a concluir que quando um material está sujeito a um carregamento cíclico, o número de ciclos para a falha diminui quando a amplitude do carregamento aumenta. Essa observação é válida para diversos materiais, dentre esses os asfálticos, que de maneira geral, estão relacionadas na forma da Equação (12), chamadas “curva de Wöhler”.

$$S = a * N^{-b} \quad (12)$$

Onde: S é a amplitude de carregamento;

N é a vida de fadiga.

Para alguns materiais, se não excedido um limite mínimo de carregamento, a vida de fadiga tende a infinito, ou seja, não ocorreria fadiga. Já, para uma combinação de diferentes carregamentos aplicados ao mesmo material, a fadiga pode ser estimada aplicando-se a hipótese de Palmgren-Miner (PALMGREN, 1924; MINER, 1945), expressa na Equação (13), em que a contribuição relativa de cada aplicação separadamente é considerada linearmente cumulativa ao dano final da amostra, sendo ele limitado de 0 a 1.

$$\text{Fadiga} = \sum_{i=1}^K \frac{n_i}{N_i} \quad (13)$$

Onde: n é o número de ciclos aplicado com determinada amplitude S ;

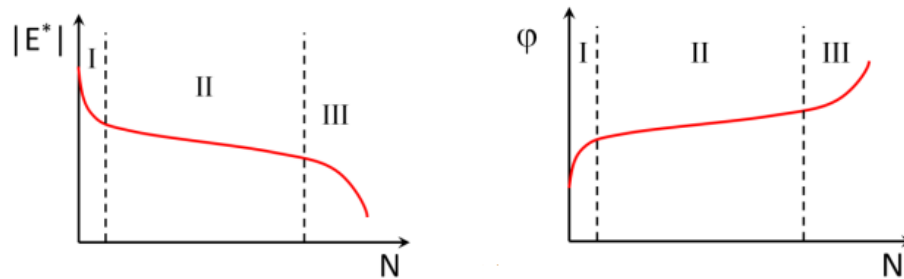
N é a número de ciclos de ruptura para a amplitude S ;

K é o número de diferentes amplitudes S aplicadas.

Por outro lado, o processo de fadiga é mais complexo que apenas analisar as camadas separadamente. Em um pavimento, as repetições de cargas geradas pelo tráfego geram tensões verticais de compressão e tensões de tensão nas fibras inferiores das camadas por flexão (MEDINA e MOTTA, 2015). Como o processo de fadiga depende das magnitudes de tensões e deformações impostas nas camadas, a análise de fadiga será influenciada pela rigidez de cada uma das camadas do pavimento.

A falha da amostra não necessariamente coincide com a fratura macroscópica do corpo de prova. Quando se observado a evolução do módulo dinâmico e ângulo de fase durante o ensaio, três fases podem ser observadas (BAAJ, DI BENEDETTO e CHAVEROT, 2003) (Figura 39).

Figura 39 - Fases de um teste de fadiga



Fonte: Mangiafico (2014)

- Fase I: é uma fase de adaptação da amostra ao carregamento, em que o módulo dinâmico (E^*) decresce rapidamente, e o ângulo de fase (φ) cresce rapidamente. Seus processos estão associados aos fenômenos parasitas ao ensaio de não linearidade, aquecimento da amostra e tixotropia;
- Fase II: é a fase de evolução do E^* e φ , em que ambos são quase lineares, e o dano por fadiga está contribuindo para a ruptura do material;
- Fase III: é a falha, fase em que há a propagação de trincas, e as medições não mais representam o material, haja visto a não representatividade das teorias de viscoelasticidade linear ou homogeneidade na amostra.

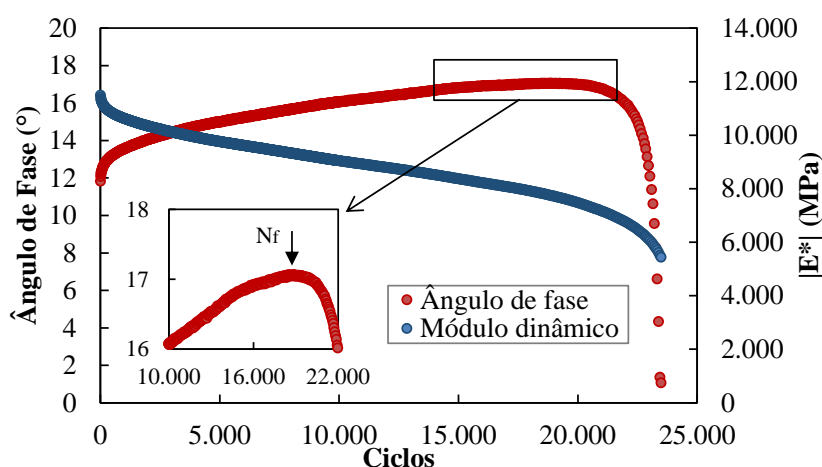
Para a análise das misturas asfálticas no que se refere a fadiga, a utilização de um critério de falha é de extrema importância, visto que é este que irá caracterizar a vida de fadiga da mistura avaliada, sendo um parâmetro importante para a verificação do desempenho das misturas asfálticas frente ao trincamento por fadiga, podendo influenciar diretamente no resultado (SYBILSKI, D. e BANKOWSKI, 2008; BOEIRA, 2018).

De maneira geral, a maioria dos pesquisadores utiliza uma caracterização clássica, arbitrada em 50% do módulo, como critério de falha de uma amostra, não levando em conta outros efeitos durante o teste (DI BENEDETTO *et al.*, 2004a; KIM, LEE e LITTLE, 1997).

Um outro critério é a dissipação da energia pelo material, que requer o monitoramento da evolução deste parâmetro (HOPMANN, KUNST e PRONK, 1989). Esse é plotado contra o número de ciclos, e quando há uma mudança na evolução, é denominado o critério de falha.

Semelhante ao anterior, o critério do pico do ângulo de fase proposto por Reese (1997) consiste em identificar o ponto de inflexão dos valores do ângulo de fase, representando uma mudança no comportamento mecânico do material devido ao acúmulo de dano por fadiga (Figura 40). Este critério é consideravelmente mais preciso e lógico do que simplesmente determinar a falha de maneira clássica, pela redução arbitrária de 50% do valor inicial de rigidez (KIM *et al.*, 2003).

Figura 40 - Critério falha da amostra do pico do ângulo de fase no CP 121 (TLAF)



Fonte: Autor

3.1.3.1 Teoria Viscoelástica de Dano Contínuo (VECD)

O modelo viscoelástico de dano contínuo vem sendo empregado atualmente em diversas pesquisas, tendo como principal vantagem a obtenção da propriedade de dano das misturas, independentemente das condições de ensaio (temperatura, amplitude, forma de controle). Assim, ensaios realizados em uma condição específica permitem extrapolar os resultados para outras condições, reduzindo o trabalho. (NASCIMENTO *et al.*, 2014). Sua teoria é complexa, assim, este item elucidará brevemente sobre os principais temas relacionados a ela.

Conforme Hou (2009), teorias de dano contínuo ignoram características em escalas microscópicas, buscando caracterizar os materiais por observações macroscópicas, ou seja, capturam os efeitos microscópicos em mudanças de propriedades observáveis. Os dois parâmetros essenciais que a teoria busca quantificar são a rigidez e o dano. O primeiro representa a integridade estrutural do material, e a quantificação do segundo está baseada na teoria do trabalho potencial de Schapery (1987).

As leis da termodinâmica baseiam a teoria de Schapery, em que o dano é quantificado por uma variável interna (S), que avalia as mudanças microestruturais do material. Schapery (1984) sugere que as equações do comportamento elástico e viscoelástico possuem formato idêntico, porém para o campo viscoelástico, as tensões e deformações não possuem necessariamente sentido físico. Assim, ele define pseudo-variáveis na forma de integrais de convolução, e diz que os problemas viscoelásticos podem ser resolvidos usando soluções elásticas, apenas substituindo as tensões/deformações por pseudo-tensões/deformações. A Equação (14) define a pseudo-deformação.

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (14)$$

Onde: ε^R é a pseudo deformação;

ε é a deformação atual;

E_R é o módulo de referência (constante arbitrária);

$E(t)$ é o módulo de relaxação;

E a equação $\sigma = E_R \cdot \varepsilon^R$ define a tensão.

A vantagem de se utilizar estas equações é que podem-se fazer correspondências com a relação linear tensão deformação, onde, se E_R é igual a 1, a pseudo-deformação é simplesmente a resposta da tensão linear viscoelástica par uma determinada deformação.

Na mecânica de dano contínuo, o material pode ser descrito como homogeneamente contínuo em uma escala macroscópica, e seus efeitos de dano são considerados uma variável interna, tipicamente observados em termos de redução de rigidez (KIM, 2009). Quando efeitos térmicos não são considerados, a energia potencial do material é algebricamente igual ao trabalho realizado pela carga externa. Entretanto, quando o dano ocorre, o trabalho não é totalmente absorvido como energia, pois parte é consumida como dano. Essa energia necessária para produzir uma certa quantidade de dano pode ser descrita como uma função de uma variável interna. Pesquisas observaram que, para certos processos em que ocorrem danificação, o trabalho é independente do tipo de carregamento (SCHAPERY, 1990). Assim, foram utilizadas as teorias da termodinâmica de processos irreversíveis para descrever o comportamento elástico do material para danificação progressiva. A Equação (15) define a densidade de pseudo-

deformação, a Equação (16) define a relação entre tensão e pseudo-deformação, e a Equação (17) define a lei de evolução de dano.

$$W^R = f(\varepsilon^R, S) \quad (15)$$

$$\sigma = \frac{dW^R}{d\varepsilon^R} \quad (16)$$

$$\frac{dS}{dt} = - \left(\frac{dW^R}{dS} \right)^\alpha \quad (17)$$

Onde: W^R é a pseudo-energia liberada;

ε^R é a pseudo-deformação;

S é o parâmetro de dano (variável interna);

α é a taxa de evolução do dano

Lee e Kim (1998), através de diversos ensaios uniaxiais cíclicos com diversas amplitudes de carregamento concluíram que o loop da tensão e pseudo-deformação diminui enquanto o carregamento ocorre, representando uma queda na rigidez do material perante a acumulação de dano. Assim, propuseram o uso da pseudo-rigidez secante S^R . Lee (1996) normalizou a pseudo-rigidez em termos da pseudo-rigidez inicial, visando diminuir os efeitos de variações entre amostras de mesmo material. Portanto a pseudo-rigidez normalizada é dada pela Equação (18).

$$C = \frac{S^R}{I} = \frac{1}{I} \quad (18)$$

Onde: C é a integridade do material, calculada entre 0 e 1;

S é o acúmulo de dano;

I é a rigidez inicial de cada amostra.

Assim, uma aproximação numérica para a variável S ao longo dos ciclos de danificação pode ser descrita como na Equação (19):

$$S = \sum_{t=1}^N \left[\frac{1}{2} (\varepsilon^R)^2 (C_{t-1} - C_1) \right]^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (t_{i-1} - t_1)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \quad (19)$$

Onde: C é a integridade do material, calculada entre 0 e 1;

ε^R é a pseudo-deformação;

S é o acúmulo de dano;

α é a taxa de evolução do dano;

t é o ciclo de ensaio.

O modelo *VECD* baseava-se até então em ensaios monotônicos, que era capaz de gerar curvas características de dano, porém ainda não era possível utilizar um critério de falha por fadiga no modelo. Underwood *et al.* (2009, 2012) revisaram as equações anteriores, aproveitando os pontos fortes e, mantendo o rigor matemático, propuseram metodologias simplificadas que pudessem apresentar caracterizações rápidas dos ensaios cíclicos. O modelo foi chamado de *S-VECD* (*Simplified Viscoelastic Continuum Model*), que tem como principal avanço a possibilidade de ser aplicado computacionalmente. Abaixo são apresentadas as equações utilizadas na modelagem da fadiga (UNDERWOOD *et al.*, 2012).

$$\varepsilon^R = \begin{cases} \varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^{\xi} E(\xi - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\xi & \xi \leq \xi_p \\ (\varepsilon_{0,ta}^R)_{Ciclo\ i} = \frac{1}{E_R} \times \frac{\beta + 1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i \times |E^*|_{LVE} \right) & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (20)$$

$$\varepsilon^R = \begin{cases} \varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^{\xi} E(\xi - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\xi & \xi \leq \xi_p \\ (\varepsilon_{0,ta}^R)_{Ciclo\ i} = \frac{1}{E_R} \times \frac{\beta + 1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i \times |E^*|_{LVE} \right) & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (21)$$

$$C = \begin{cases} C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R \times DMR} & \xi \leq \xi_p \\ C^* = \frac{(\beta + 1)}{2} \times \frac{(\sigma_{0,pp})}{(\varepsilon_{0,ta}^R) \times DMR} & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (22)$$

$$C = \begin{cases} C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R \times DMR} & \xi \leq \xi_p \\ C^* = \frac{(\beta + 1)}{2} \times \frac{(\sigma_{0,pp})}{(\varepsilon_{0,ta}^R) \times DMR} & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (23)$$

$$dS = \begin{cases} (dS_{transitório})_j = \left(-\frac{DMR}{2} (\varepsilon^R)_j^2 \Delta C_j \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta \xi)_j^{\frac{1}{1+\alpha}} & \xi \leq \xi_p \\ (dS_{ciclo\ i}) = \left(-\frac{DMR}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \Delta C_i \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta N_i \times \xi_p \times K_1)^{\frac{1}{1+\alpha}} & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (24)$$

$$dS = \begin{cases} (dS_{transitório})_j = \left(-\frac{DMR}{2} (\varepsilon^R)_j^2 \Delta C_j \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta \xi)_j^{\frac{1}{1+\alpha}} & \xi \leq \xi_p \\ (dS_{ciclo\ i}) = \left(-\frac{DMR}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \Delta C_i \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (\Delta N_i \times \xi_p \times K_1)^{\frac{1}{1+\alpha}} & \xi > \xi_p \end{cases} \quad (25)$$

Onde: ε^R é a pseudo-deformação;

E_R é o módulo de referência;

$E(t)$ é o módulo de relaxação;

ξ é o tempo reduzido;
 τ é a variável de integração;
 ε é a deformação;
 $(\varepsilon_{0,ta}^R)$ é a pseudo-deformação de amplitude de tração;
 β é o fator de forma do carregamento;
 $(\varepsilon_{0,pp})$ é a deformação de pico a pico;
 $|E^*|_{LVE}$ é a norma do módulo complexo ensaiado;
 DMR é a razão entre o módulo dinâmico da amostra e o da mistura;
 $(\sigma_{0,pp})$ é a tensão de pico a pico;
 ΔC_j é a variação de C entre as etapas j e $j - 1$;
 ΔC_i é a variação de C entre os ciclos i e $i - \Delta N_i$;
 α é a taxa de evolução do dano;
 $\Delta \xi$ é a diferença entre ξ (tempo reduzido) e ξ entre as etapas j e $j - 1$;
 ΔN_i é a variação do número de ciclos;
 ξ_p é o tempo de pulso reduzido;
 K_1 é o fator de ajuste de carga.
 dS é a evolução do dano.

Assim, existem duas equações para pseudo-deformação (ε^R), integridade (C) e evolução do dano (S), abordagem adotada para diferenciar os primeiros ciclos dos restantes. Kim *et al.* (2008a) e Underwood *et al.* (2010, 2012) comentam que, através de observações experimentais, verificou-se que a quantidade de dano que ocorre no primeiro ciclo de carregamento é muito significativa e deve ser interpretada com maior rigor. Assim, para os primeiros ciclos, a metodologia computa toda a integral determinada pelas equações *VECD*, e para os ciclos subsequentes, simplificações são impostas para tornar o processo mais ágil.

Outro fator importante é que a pseudo rigidez do material é normalizada utilizando a relação de módulo dinâmico (DMR), que busca retirar a variabilidade das amostras de mesmo material dos resultados dos ensaios. O DMR é obtido através do $|E^*|$ do material no processo de *fingerprint* (ensaio de módulo dinâmico prévio ao ensaio de fadiga) dividido pelo $|E^*|$ obtido pela caracterização linear viscoelástica.

Buscando um critério de falha eficiente, diferente dos conceitos empíricos de 50% da rigidez, e equivalente à queda do ângulo de fase em observações experimentais, Zhang *et al.* (2013) propuseram a abordagem G^R , através da qual a energia é avaliada em um sentido

cumulativo (Figura 41). O critério baseia-se na liberação de energia de pseudo-deformação ao longo do histórico de carregamento, avaliando a energia máxima dissipada. Assim, o índice de pseudo-energia liberada total (W_C^R) foi proposto a partir da Equação (26).

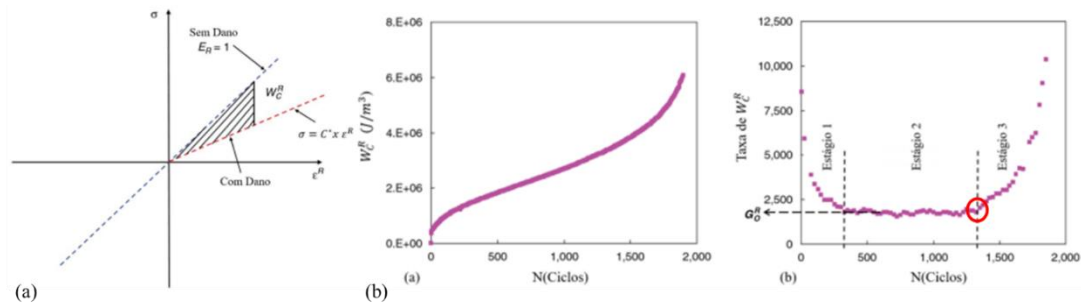
$$(W_C^R)_i = \frac{1}{2} (1 - C_i^*) (\varepsilon_{0,t\alpha}^R)_i^2 \quad (26)$$

Onde: W_C^R é a pseudo-energia liberada total;

C_i a integridade do material no ciclo i ;

$\varepsilon_{0,t\alpha}^R$ é a pseudo-deformação de amplitude de tração.

Figura 41 - Energia de pseudo deformação liberada (W_C^R) e critério G^R



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

Sabouri e Kim (2014) utilizaram um critério de falha de fadiga com base na taxa de liberação da energia de pseudo-deformação (G^R), correspondente ao *plateau value* da taxa de energia de pseudo-deformação liberada durante o ensaio, definindo o N_f de cada ensaio. De acordo com os resultados os autores, as curvas G^R versus N_f se mostraram independentes da temperatura e tipo de carregamento do ensaio, seja ele tensão controlada, deformação controlada ou movimentação do pistão controlada.

Por fim, os autores sumarizaram um protocolo de análise de fadiga confiável, que com poucas amostras, pode representar bem o comportamento do material analisado. Mais detalhes sobre a teorização *VECD* e *S-VECD* podem ser encontrados nas pesquisas de Babadopulos (2014), Nascimento (2015), Boeira (2018) e Schuster (2018).

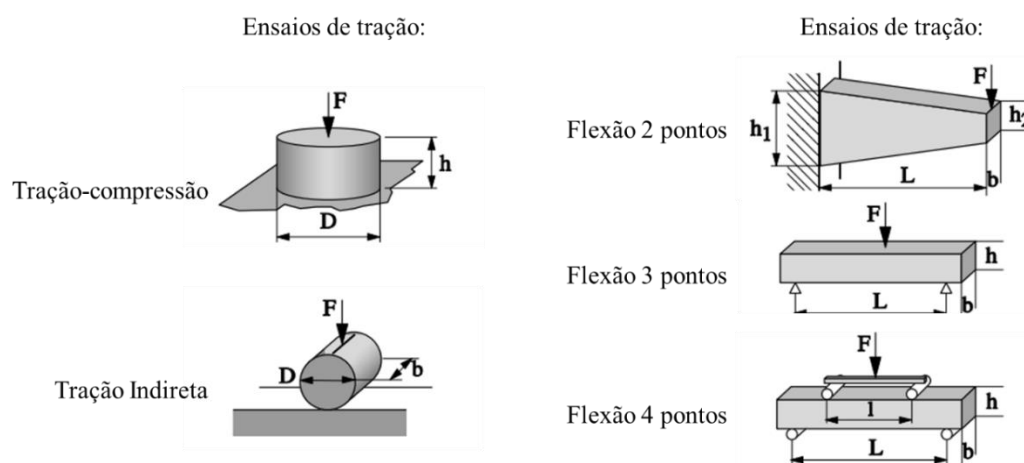
3.1.3.2 Caracterização de fadiga em misturas asfálticas

Ensaio em laboratório são o principal recurso para estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas. As investigações em condições controladas de propriedades e parâmetros

dos materiais fornecem subsídios para a análise da vida de fadiga de misturas asfálticas (SCHUSTER, 2018). Uma característica é comum a ensaios de fadiga, eles aplicam uma carga cíclica, acumulando efeitos de danificação nos materiais até a ruptura da amostra. Em campo, os materiais apresentam tensões e deformações reais de camadas asfálticas, que são difíceis de replicar. Portanto, em laboratório normalmente são aplicados carregamentos cíclicos simplificados, podendo ser de forma senoidal, quadrada ou de *haversine*, gerando conclusões diferentes para os resultados (HOMSI, 2011; SAID, 1988).

Dentre os ensaios de fadiga, destacam-se os aplicados por tração e os por flexão. No primeiro grupo encontram-se os ensaios uniaxial cíclico de tração-compressão e o ensaio de fadiga por compressão diametral. Os ensaios de flexão podem ser à dois, três ou quatro pontos. (Figura 42).

Figura 42 - Formas de ensaios de fadiga em misturas asfálticas



Fonte: Adaptado de Di Benedetto e Corté (2005)

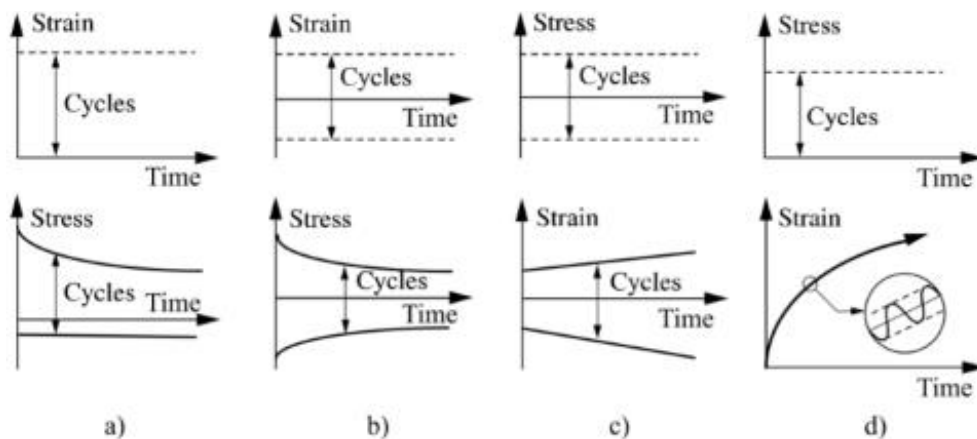
Testes homogêneos, ou seja, ensaios em que as mesmas tensões e deformações estão ocorrendo em todos os pontos de mesma seção da amostra, são preferíveis, haja vista a necessidade de controle da aplicação de tensão e tração durante o ensaio, e também a correta aferição nos dados dos resultados (DI BENEDETTO, 1990; MANGIAFICO, 2014). Para testes não homogêneos, adquirir parâmetros como rigidez e acumulação de dano requerem soluções matemáticas, baseadas em premissas que podem deixar de ser atendidas ao longo do processo de micro-fissuração nas amostras. Os ensaios de tração indireta (tração por compressão diametral) e flexão em vigas são considerados não homogêneos.

Conforme Bodin (2002) e Di Benedetto (1990), o ensaio uniaxial cíclico de tração-compressão, ou tração direta, por ser homogêneo, permite caracterizar com mais precisão o

comportamento do material, explorando diretamente as suas propriedades. Quanto ao ensaio de fadiga por compressão diametral, ele possui como principal vantagem a sua simplicidade de execução. Embora, como aplica um carregamento à tensão controlada, algumas deformações plásticas podem aparecer próximo aos frisos de aplicação do carregamento, indesejável para avaliação da fadiga, e pode despende muito tempo (TANGELLA *et al.*, 1990; COLPO, 2014).

O carregamento aplicado nas amostras de fadiga pode ser do tipo tensão controlada ou deformação controlada (Figura 43). Ensaio de tensão controlada apresentam tensões constantes, não centradas no valor nulo, e tendem a induzir deformações permanentes nas amostras (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005). A fissuração enfraquece o material e cargas repetidas subseqüentes provocam uma ruptura extremamente rápida, o que não acontece em ensaios à deformação controlada, em que o processo de fissuração não implica necessariamente num aumento de tensão, se propagando mais lentamente (GONTIJO, 1980).

Figura 43 - Configuração da aplicação de carga e resposta de amostras para ensaios de fadiga



Fonte: Di Benedetto e Corté (2005)

Os resultados de fadiga parecem ser significativamente afetados pelo tipo de ensaio proposto, e configurações diferentes de teste podem levar a comparações enganosas de fadiga (DI BENEDETTO *et al.*, 2004a). Nos Estados Unidos, diversas pesquisas estão aderindo ao modelo Viscoelástico de Dano Continuo (VECD), iniciadas em Kim e Little (1990), que utiliza resultados do ensaio uniaxial cíclico de tração-compressão para gerar curvas características de dano por fadiga que independam de condições de ensaio.

O critério mais utilizado na Europa para definição da vida de fadiga de misturas asfálticas é a determinação do ε_6 , definido como a deformação correspondente à 1.000.000 ciclos, obtida através das curvas de Wöhler (EN 12697-24, 2018). De um ponto de vista de comportamento à fadiga, este critério se mostra limitado, visto que analisa apenas um ponto em

uma curva. Neste sentido, outros autores têm pesquisado formas de buscar mais dados de uma curva de fadiga.

Para fins de comparação entre misturas, o programa *MeDiNa* utiliza o FFM, calculando a área abaixo da curva entre ciclos e intervalo de deformação de 100 μ S e 250 μ S, com ensaio de fadiga à compressão diametral realizado a temperatura constante de 25 °C. Há ainda autores que, por possuírem uma caracterização completa dos materiais, em termos de rigidez e fadiga, preferiram o uso de processos mecanístico, ou mecanístico-empíricos, para simular estruturas de pavimentos, por meio de tráfegos e/ou condições climáticas mais próximos a realidade. Fixadas as camadas de base e subleito, apenas o material a ser comparado é trocado na superfície, retornando valores de dano ao longo do tempo para se realizar a avaliação da vida de fadiga das misturas.

Yilmaz e Çeloglu (2013), em sua pesquisa buscando um ligante de PG 70-34, modificaram um ligante puro (PG 58-34) utilizando 3,8% de polímero *SBS*, e três asfaltos naturais: 60% de *TLA*, 10% de *American gilsonite (AG)* e 9,5% de *Iranian gilsonite (IG)*. Os autores avaliaram à fadiga pelo ensaio de compressão diametral, a 25 °C em três níveis de tensão (300, 350 e 400 kPa). O critério de falha utilizado foi de mudança de comportamento da tangente entre os estágios secundário e terciário. A mistura com *SBS* resultou em uma vida de fadiga significativamente superior à mistura de controle, entretanto, não tão eficientes quanto às modificadas por asfalto natural. Ainda, a mistura com *TLA* apresentou a maior rigidez e maior vida de fadiga dentre todas.

Bankowski (2018) utilizou o teste de fadiga a quatro pontos em misturas convencionais, modificadas por polímero e altamente modificadas por polímero (*HiMA*). O teste foi realizado à temperatura de 10 °C e frequência de 10 Hz. O autor obteve curvas de Wohler, utilizando o critério clássico de falha da amostra de 50% da redução da rigidez. Em termos de ϵ_6 , as misturas modificadas claramente superaram às convencionais, e é observado um aumento ainda maior na vida de fadiga para as misturas altamente modificadas. Posteriormente, um critério baseado na energia dissipada pelo ensaio foi incorporado às análises, em que não houve grandes diferenças no ciclo de falha das misturas. Por fim, os dados de fadiga e rigidez foram simulados em uma estrutura de pavimento utilizando um processo mecanístico no programa *NOAH 2.0*, e fatores de translação determinados pela metodologia da AASHTO, e então calculado uma razão de fadiga W_ϵ , que avalia quantas vezes a tensão crítica é superior que a obtida pelo método mecanístico. Independentemente da estrutura analisada, as misturas contendo *HiMA* obtiveram resultados superiores às demais. Algumas estruturas contendo ligante convencional se

equivaleram à algumas contendo ligante modificado por polímero, mas no geral, as modificações melhoraram os resultados de fadiga das estruturas.

Schuster (2018), abordando as mesmas 24 misturas asfálticas do estado do Rio Grande do Sul analisadas em Faccin (2018), avaliou o comportamento a fadiga dessas, utilizando o ensaio uniaxial cíclico de tração-compressão. Dez misturas continham ligante CAP 50-70, oito AMP 60/85-E e uma TLAFlex. Seu critério de ranqueamento entre elas baseou-se em três premissas: a área de fadiga (FAF Wohler) utilizando as curvas de Wohler experimentais; área de fadiga (FAF Simulação G^R) utilizando um critério de dissipação de energia um ensaio hipotético sem fenômenos parasitas; e analisando o dano médio da camada acumulado em 120 meses, simulando uma mesma estrutura para todas as misturas no programa *LVECD* (Figura 44.a). É importante salientar que o que o autor chama de FAF é o mesmo conceito do FFM já citado anteriormente.

De maneira geral, pode-se observar o resultado superior das misturas com polímero *SBS* em relação às convencionais, porém algumas exceções são encontradas. A mistura TLAFlex apresentou comportamento ruim comparada as demais em todos os ranqueamentos apresentados pelo autor. Como conclusão, misturas convencionais podem ter um bom desempenho à fadiga, entretanto, é mais provável que isso ocorra quando se utiliza alguma modificação no asfalto da mistura.

Boeira (2018) abordando 24 misturas contendo ligante convencional, *SBS* e HiMA, variando propriedades de dosagem de ligante, faixa granulométrica e metodologia de escolha granulométrica (Bailey ou convencional), realizou ensaios uniaxiais cíclicos de fadiga a tração-compressão nas misturas asfálticas. As classificações por FFM de curvas de Wöhler e com o critério de dissipação de energia em um ensaio hipotético sem fenômenos parasitas são apresentadas na Figura 44.b.

Diferentemente da deformação permanente, em que quanto maior o teor de modificação, claramente o desempenho se mostrava superior, na fadiga, esta premissa não foi tão evidente. O fator teor de ligante, e critério utilizado para avaliar a fadiga também têm influência na classificação das misturas, além do ligante utilizado. Da mesma forma que o estudo anterior, pode-se obter resultados satisfatórios com misturas convencionais, mas é mais provável que o desempenho à fadiga melhore quando se utiliza ligantes modificados, ou altamente modificados.

Figura 44 - Ranqueamento de fadiga reportado na literatura utilizando ligantes CAP 50-70, AMP 60/85-E, TLAflex e HIMA: (a) Schuster (2018); (b) Boeira (2018)

Classificação	Mistura	Dano 120 meses	Mistura	FAF Simulação G ^a	Mistura	FAF Wöhler
1 ^o	U12-DAER-FXB-60/85	0,17	U5-DAER-FXB-ECO ^a	2,393	U5-DAER-FXB-ECO ^a	6,510
2 ^o	U5-DAER-FXB-ECO ^a	0,176	U12-DAER-FXB-60/85	2,269	U3-DAER-FXB-ECO	5,390
3 ^o	U3-DAER-FXB-ECO	0,232	U3-DAER-FXB-ECO	2,084	U12-DAER-FXB-60/85	4,630
4 ^o	U12-DAER-FXB-60/85	0,258	U5-DNIT-FXB-60/85 ^a	1,745	U2-DNIT-FXC-65/90	4,440
5 ^o	U2-DAER-FXB-50/70	0,297	U6-DNIT-FXC-60/85	1,720	U2-DAER-FXB-50/70	4,430
6 ^o	U9-DNIT-FXC-60/85	0,325	U9-DNIT-FXC-60/85	1,675	U6-DNIT-FXC-60/85	3,570
7 ^o	U11-DAER-FXA-50/70	0,326	U11-DAER-FXA-50/70	1,661	U8-DNIT-FXC-50/70	3,240
8 ^o	U14-DNIT-FXC-50/70	0,349	U2-DAER-FXB-50/70	1,660	U10-DNIT-FXC-50/70	2,830
9 ^o	U5-DNIT-FXB-60/85 ^a	0,352	U14-DNIT-FXC-50/70	1,628	U11-DAER-FXA-50/70	2,210
10 ^o	U6-DNIT-FXC-60/85	0,356	U2-DNIT-FXC-65/90	1,564	U4-DNIT-FXC-50/70	1,900
11 ^o	U2-DNIT-FXC-65/90	0,372	U2-DNIT-FXC-60/85	1,549	U12-DAER-FXB-60/85	1,770
12 ^o	U2-DNIT-FXC-60/85	0,423	U12-DAER-FXB-60/85	1,548	U9-DNIT-FXC-60/85	1,640
13 ^o	U14-DNIT-FXC-60/85	0,433	U5-DNIT-FXB-ECO ^a	1,543	U1-DAER-FXA-50/70	1,600
14 ^o	U8-DNIT-FXB-50/70	0,435	U8-DNIT-FXC-50/70	1,443	U5-DNIT-FXB-ECO ^a	1,560
15 ^o	U4-DNIT-FXB-50/70	0,516	U14-DNIT-FXC-60/85	1,436	U13-DNIT-FXB-50/70	1,500
16 ^o	U4-DNIT-FXC-50/70	0,558	U1-DAER-FXA-50/70	1,429	U4-DNIT-FXB-50/70	1,480
17 ^o	U8-DNIT-FXC-50/70	0,596	U4-DNIT-FXC-50/70	1,405	U14-DNIT-FXB-50/70	1,330
18 ^o	U1-DAER-FXA-50/70	0,704	U4-DNIT-FXC-50/70	1,404	U9-DNIT-FXC-TLAF	1,310
19 ^o	U5-DNIT-FXB-ECO ^a	0,707	U10-DNIT-FXC-50/70	1,384	U7-DNIT-FXC-60/85	1,130
20 ^o	U10-DNIT-FXC-50/70	0,77	U8-DNIT-FXB-50/70	1,375	U2-DNIT-FXC-60/85	0,890
21 ^o	U9-DNIT-FXC-TLAF	0,806	U14-DNIT-FXB-50/70	1,370	U14-DNIT-FXC-60/85	0,840
22 ^o	U14-DNIT-FXB-50/70	0,847	U13-DNIT-FXB-50/70	1,351	U8-DNIT-FXB-50/70	0,780
23 ^o	U13-DNIT-FXB-50/70	0,898	U7-DNIT-FXC-60/85	1,176	U5-DNIT-FXB-60/85 ^a	0,630
24 ^o	U7-DNIT-FXC-60/85	1	U9-DNIT-FXC-TLAF	1,028	U14-DNIT-FXC-50/70	0,590

Mistura	FFM (Curvas de Wohler)	Classificação	FFM (Simulação G ^b)	Classificação
M BAI FX B 50/70	1,2086	20	1,647	10
S BAI FX B 50/70	1,1654	23	1,1783	21
M CON FX B 50/70	1,2669	17	1,6376	11
S CON FX B 50/70	1,2532	18	1,2483	20
M BAI FX C 50/70	1,2387	19	1,7441	7
S BAI FX C 50/70	1,1252	24	1,1563	24
M CON FX C 50/70	1,3056	15	1,8002	5
S CON FX C 50/70	2,7924	1	1,3834	15
M BAI FX B 60/85	1,5865	3	1,5455	12
S BAI FX B 60/85	1,2052	21	1,157	23
M CON FX B 60/85	1,468	6	1,7848	6
S CON FX B 60/85	1,1913	22	1,2686	19
M BAI FX C 60/85	1,5175	5	1,7093	8
S BAI FX C 60/85	1,3412	12	1,1747	22
M CON FX C 60/85	1,4603	8	2,3968	1
S CON FX C 60/85	1,349	11	1,3132	18
M BAI FX B HIMA	1,5193	4	2,0413	2
S BAI FX B HIMA	1,3137	13	1,331	17
M CON FX B HIMA	1,4371	9	1,6735	9
S CON FX B HIMA	1,4669	7	2,0283	3
M BAI FX C HIMA	1,2766	16	1,9528	4
S BAI FX C HIMA	1,3136	14	1,5118	13
M CON FX C HIMA	1,4228	10	1,3736	16
S CON FX C HIMA	1,6664	2	1,429	14

Fonte: (a) Schuster (2018); (a) adaptado de Boeira (2018)

3.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este item trata da coleta e estoque das massas asfálticas, bem como da preparação de amostras e ensaio nos materiais utilizados na execução dos segmentos monitorados na BR 116/RS. Primeiramente são apresentadas a forma de coleta, algumas informações sobre os materiais, depois as metodologias utilizadas nos ensaios de caracterização avançada das misturas asfálticas, e as análises envolvendo os resultados desse capítulo.

3.2.1 Misturas Asfálticas dos Segmentos Monitorados

As misturas foram usinadas na britagem e usina da empresa MAC Engenharia, situada cerca de 25 km distante do local do trecho monitorado. Da bancada de detonação (Figura 45.a), as rochas passam pelo britador primário de mandíbula, e seguem por dois britadores cônicos que dão forma ao agregado, antes de seguir para as pilhas de brita 3/4", pedrisco e pó-de-pedra (Figura 45.b). Na usina de asfalto, três tanques cilíndricos horizontais comportam os ligantes convencionais, e segundo o engenheiro da pedreira, há mais um tanque vertical com agitador, utilizado para ligantes modificados (Figura 45.c). Os silos para inserção dos agregados não são cobertos, mas contam com um sistema de pesagem por células de carga (Figura 45.d). Por fim, a usina é do tipo contínua, com tambor secador, e filtro de mangas, operada por uma cabine de comando separada (Figura 45.e).

Figura 45 - Britagem MAC Engenharia: (a) painel de rochas; (b) britagem; (c) tanques de ligante; (d) silos para a usina de asfalto; (e) usina contínua

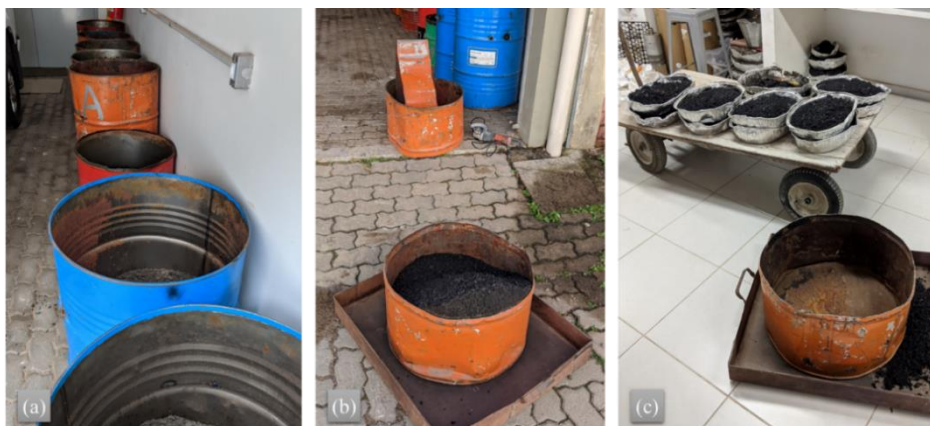


Fonte: Autor

A coleta das misturas asfálticas ocorreu na execução dos segmentos, diante da vibro-acabadora, alocadas em tonéis e posteriormente transportadas para o GEPPASV (Figura 46.a). Ainda que se tenham sido tomados cuidados durante a amostragem, tais como coletar após as primeiras cargas da pista, é relevante salientar que os materiais investigados neste trabalho podem não representar a totalidade do segmento. Em vista disso, as constatações obtidas em acordo com este estudo são exclusivas às amostras avaliadas, não podendo ser expandidas genericamente para o restante da rodovia. Não é intuito deste trabalho contestar o controle tecnológico efetuado pela supervisão rodoviária da obra em estudo, nem tão pouco comparar os resultados com aqueles obtidos com o controle de campo. Os segmentos aqui abordados foram executados para fins de pesquisa, e, devido a sua pequena extensão e materiais especiais, ocorreram complicações no processo executivo, quando comparados a sistemática da empreiteira adotada na reprodução do projeto base.

Assim, em laboratório, os tonéis foram cortados (Figura 46.b), seu conteúdo aquecido em estufa de baixa intensidade, e então dividido em bandejas menores (Figura 46.c), para facilitar o manuseio. A parte do material contida no topo dos tonéis foi descartada, não sendo utilizada na moldagem de corpos de prova, visando minimizar o efeito do gradiente de envelhecimento por oxidação no material ao longo do tempo.

Figura 46 - Estocagem do material: (a) tonéis; (b) tonél cortado; (c) divisão em bandeijas



Fonte: Autor

A densidade máxima medida (DMM) das misturas foi obtida pelo ensaio RICE (ABNT 15619, 2012), apresentando resultado de 2,443 kg/cm³, 2,469 kg/cm³, 2,514 kg/cm³, 2,578 kg/cm³ e 2,443 kg/cm³ para as misturas CONV, TLAF, HIMA e SBS respectivamente. Como esses valores são ligeiramente diferentes dos apresentados pelo projeto das misturas (2,434 kg/cm³, 2,431 kg/cm³, 2,423 kg/cm³ e 2,426 kg/cm³ respectivamente), foram preteridos ao se realizar a determinação das propriedades de volume de vazios, após a moldagem dos corpos de prova. Outras caracterizações relacionadas aos agregados foram realizadas pela empresa da obra, e estão apresentadas no laudo das misturas asfálticas (Tabela 4).

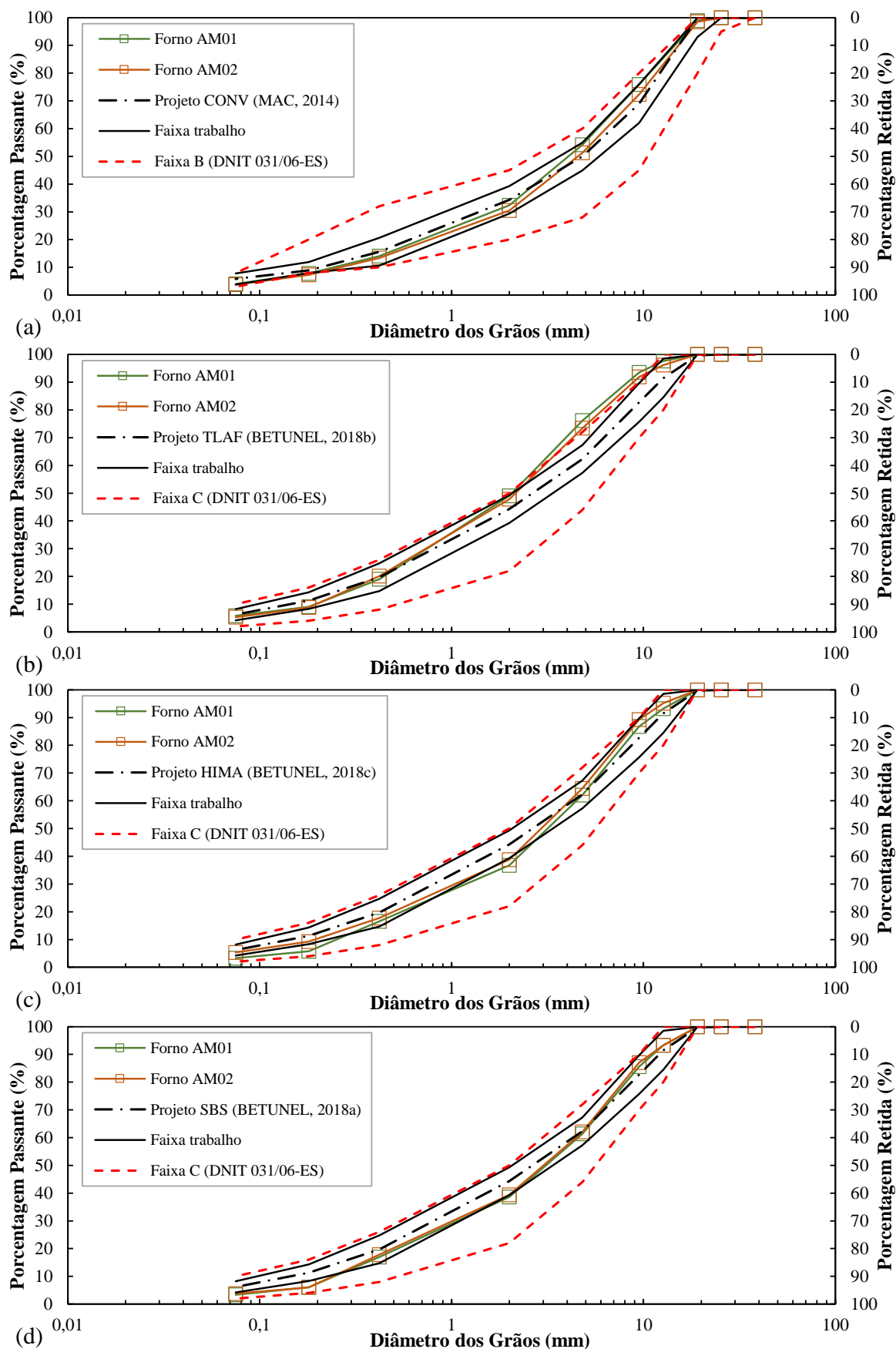
Tabela 4 - Caracterização dos agregados utilizados nas misturas

Propriedade	Norma	Resultado
Densidade Agregado - Brita 3/4	ASTM C 127	Gsa = 2,671; Gsb = 2,649; Gse = 2,660
Densidade Agregado - Pedristo 3/8	ASTM C 128	Gsa = 2,655; Gsb = 2,630; Gse = 2,643
Densidade Agregado - Pó de pedra		Gsa = 2,654; Gsb = 2,623; Gse = 2,639
Equivalente de Areia	DNER ME 054/97	68,80%
Adesividade do Agregado Graúdo	NBR 14329	Satisfatória com de 0,10% de CAP FIX*
Desgaste por Abrasão (Los Angeles)	DNER-ME 035/98	Graduação B - 33,5%
Absorção de Água	ASTM C 1252	A = 0,31%; B = 0,36%; C = 0,45%
Índice de Forma	ASTM D 4791	Pedrisco = 22
Durabilidade por Solução de Sulfato de Sódio	DNER ME 089	Graúdo = 2,33%; Miúdo = 6,25%

Fonte: Betunel 2018a, 2018b, 2018c

A Figura 47 apresenta a granulometria realizada com o material após a extração de ligante pelo forno de ignição, bem como o projeto, faixas de trabalho e faixas granulométricas. Todas estão dentro da faixa granulométrica, e praticamente todas peneiras dentro da faixa de trabalho de projeto.

Figura 47 - Granulometria das misturas: (a) CONV; (b) TLAF; (c) HIMA; (d) SBS



Fonte: Autor

Conforme o projeto de dosagem, os teores ótimos para as misturas CONV, TLAF, HIMA e SBS são respectivamente $4,90\% \pm 0,30\%$, $5,86\% \pm 0,20\%$, $5,50\% \pm 0,20\%$ e $5,28\% \pm 0,20\%$ (MAC ENGENHARIA e TARDELLI, 2014; BETUNEL 2018a, 2018b, 2018c). Dessa forma, o autor buscou verificar o teor contido nas massas asfálticas coletadas na hora da execução pelo método do forno de ignição (ASTM D 6307, 2019) para todas misturas. Mais discussões sobre os resultados dos teores encontrados estão apresentadas no item 3.3.

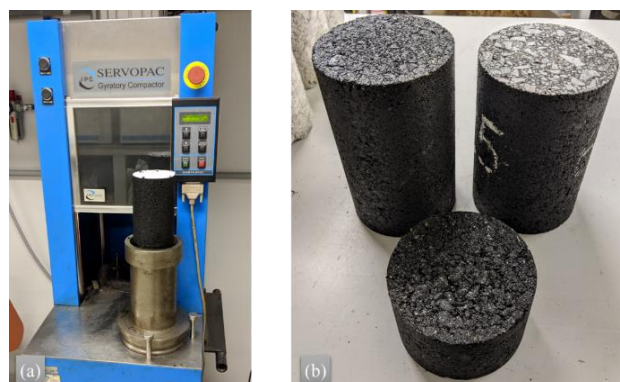
Seguindo as recomendações de temperatura de compactação dos laudos para cada mistura (MAC ENGENHARIA e TARDELLI, 2014; BETUNEL 2018a, 2018b, 2018c), as massas foram homogeneizadas no misturador, e posteriormente moldadas em corpos de prova utilizando o compactador giratório (Figura 48.a), seguindo o volume de vazios indicado para cada ensaio. As amostras de Módulo de Resiliência e fadiga à compressão diametral foram moldadas na altura especificada. Por outro lado, as amostras para Módulo Complexo, *Flow Number*, e Fadiga Tração-Compressão foram moldadas com 16 cm de altura e depois retificadas até a altura indicada (Figura 48.b). Ao total, foram moldadas 27 amostras por mistura, somando 108 corpos de prova moldados (Tabela 5).

Tabela 5 - Quantidade de amostras a serem moldadas por mistura

Ensaio	Número de corpos de prova	Dimensões (d x h)	Volume de Vazios
Módulo de Resiliência	3	10 x 6,4 cm	$4,0 \pm 1,0 \%$
Módulo Complexo	3	10 x 15 cm	$5,5 \pm 0,5 \%$
<i>Flow Number</i>	2	10 x 15 cm	$7,0 \pm 0,5 \%$
Fadiga compressão diametral	15	10 x 6,3 cm	$4,0 \pm 0,5 \%$
Fadiga tração-compressão	4	10 x 13 cm	$5,5 \pm 0,5 \%$
Total por mistura	27		
Total da pesquisa	108		

Fonte: Autor

Figura 48 - Preparação da amostra: (a) Compactador giratório; (b) Amostra retificada

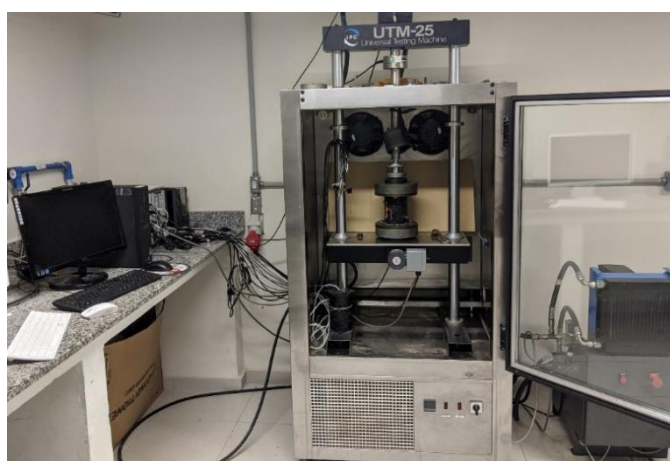


Fonte: Autor

3.2.2 Ensaios em Misturas Asfálticas

A seguir, estão apresentadas as metodologias referentes aos ensaios realizados nas amostras de misturas asfálticas, sendo elas para caracterização quanto à rigidez: Módulo de Resiliência e Módulo Complexo; quanto à deformação permanente: *Flow Number*; e quanto ao comportamento à fadiga: fadiga à tração-compressão e fadiga à compressão diametral. Os ensaios foram realizados na prensa servo-hidráulica *Universal Testing Machine* (UTM-25), da fabricante *IPC Global* (Figura 49).

Figura 49 - UTM-25 do GEPPASV



Fonte: Autor

3.2.2.1 Módulo de Resiliência

Como uma das formas de obter a rigidez dos materiais, foi empregado o ensaio de Módulo de Resiliência, normatizado pela DNIT 135 ME (DNIT, 2018b), na UTM-25 (Figura 50.a). Foram moldados três corpos de prova por mistura, de formato cilíndrico com diâmetro de $10 \pm 0,2$ cm, altura de 6,3 cm, e volume de vazios de $4 \pm 1\%$. As amostras foram ensaiadas na temperatura de $25\text{ }^{\circ}\text{C}$, com aplicação de uma carga diametral à amostra, de 0,1 s de carga e repouso de 0,9 s. O ensaio se dá no regime viscoelástico da mistura, porém captura apenas a parcela elástica dos resultados. A Equação (27) apresenta a forma como são avaliados os resultados, e a Figura 50.c apresenta a forma de carregamento e cálculo das variáveis da equação.

$$MR = \frac{P}{\Delta * H} * (0,9976 * \mu + 0,2692) \quad (27)$$

Onde: MR é o módulo de resiliência, em MPa;

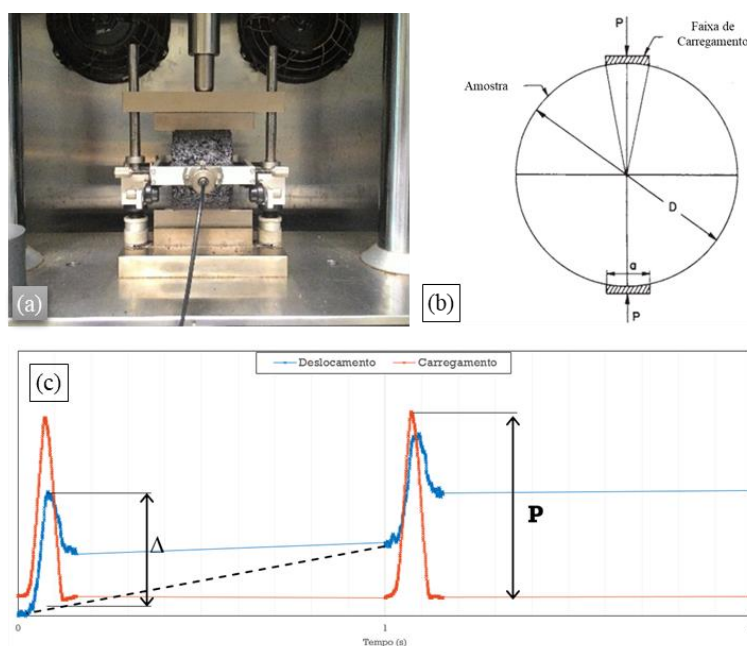
P é a carga vertical repetida aplicada diametralmente, em N;

Δ é a deformação elástica horizontal;

H é a altura do corpo de prova, em mm;

μ é o coeficiente de Poisson (0,30 para misturas asfálticas a 25 °C).

Figura 50 - Módulo de resiliência: (a) ensaio; (b) aplicação de carga; (c) carregamento



Fonte: (a) Autor, (b) Adaptado de ASTM D 4123 (1995); (c) Vendrusculo *et al.* (2019)

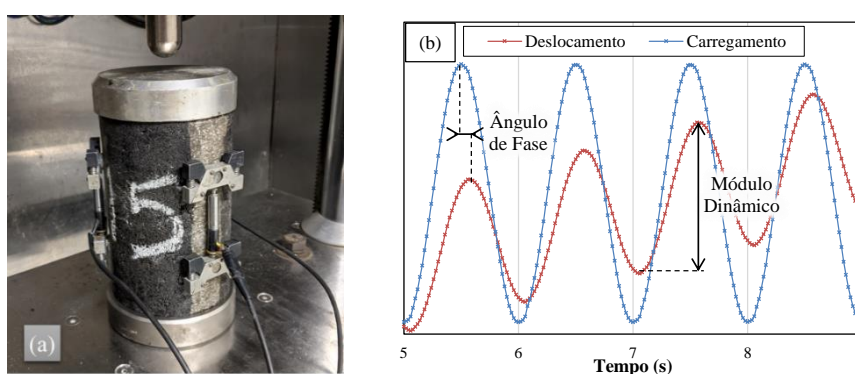
3.2.2.2 Módulo Complexo

As propriedades viscoelásticas variam de acordo com a temperatura e tempo de aplicação de carga em materiais asfálticos. Dentro de um domínio de pequenas deformações, pode-se dizer que este comportamento é linear, e não gera dano ao material. Nesse contexto, o Módulo Complexo é um ensaio homogêneo, não requerendo nenhuma solução estrutural, ou hipótese complementar de cálculo, de modo que representa a real propriedade dos materiais testados. (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005).

As amostras moldadas em laboratório, depois de serem retificadas, apresentam 10 cm de diâmetro por 15 cm de altura, com $5,5 \pm 0,5\%$ de vazios em seu interior, sendo que foram utilizadas três amostras para determinação das propriedades de cada mistura. Então são colados pinos de suporte para os extensômetros de precisão *Linear Variable Differential Transformer* (LVDTs).

Assim, o ensaio de Módulo Complexo (Figura 51.a) foi utilizado para avaliar uma vasta gama de temperaturas (-10 °C, 4 °C, 21 °C, 37 °C e 54 °C) e frequências de aplicação de carga (0,01 Hz; 0,1 Hz; 0,2 Hz; 0,5 Hz; 1 Hz; 2 Hz; 5 Hz; 10 Hz; 20 Hz e 25 Hz), dentro do intervalo linear viscoelástico, entre 50 a 75 μ S. Seguiu a norma AASHTO T 342 (2011) na prensa hidráulica UTM-25, aplicando tensões axiais de compressão cíclicas de forma a caracterizar o material quanto a sua rigidez. Foram ensaiadas da menor para a maior temperatura, respeitando um período de condicionamento de temperatura na câmara por pelo menos 12 horas.

Figura 51 - Módulo complexo (a) Ensaio; (b) Representação das variáveis



Fonte: Autor

Segundo o manual IPC Global (2011) da prensa hidráulica, a determinação do módulo dinâmico e ângulo de fase se dá pelas equações (28) e (29), e sua representação está apresentada na Figura 51.b.

$$|E^*(\omega)| = \frac{|\gamma_1^*| * G}{|\overline{\gamma_D^*}| * A} = \frac{\sigma_{\text{pico}}}{\epsilon_{\text{pico}}} \quad (28)$$

$$|\theta(\omega)| = \arctan^2 \left(-\frac{B_j}{A_j} \right) \quad (29)$$

Onde: $E^*(\omega)$ é o módulo dinâmico na dada frequência (MPa);

$\theta(\omega)$ é o ângulo de fase na dada frequência (°);

A_j e B_j são as componentes retangulares;

$$|\gamma_j^*| = \sqrt{A_j^2 + B_j^2};$$

$|\gamma_1^*|$ é a amplitude de carregamento (N);

$|\overline{\gamma_D^*}|$ é a média da amplitude dos deslocamentos (mm);

G é o deslocamento do pistão (mm);

A é a área da seção da amostra (mm²).

Os dados experimentais passaram por um ajuste tempo-temperatura pelo modelo WLF e modelagem 2S2P1D, equações (3) e (10) respectivamente. Além disso, como forma de entrada de dados no programa *LVECD*, foram realizados ajustes polinomiais de tempo-temperatura, Equação (9), e Sigmoidal de curva mestra de módulo dinâmico, Equação (11).

3.2.2.3 *Flow Number*

Como forma de determinação da resistência por deformação permanente dos materiais asfálticos, foi realizado o ensaio de *Flow Number* (Figura 52), seguindo a DNIT 184 ME (DNIT, 2018d). As amostras cilíndricas de 10 cm de diâmetro por 15 cm de altura se dão na condição de $97 \pm 0,5\%$ de grau de compactação, equivalente a $7 \pm 0,5\%$ de vazios pela norma americana (AASHTO T 342, 2011), analisando a situação de compactação mínima em campo, ou seja, a mais crítica. Ao menos duas amostras foram moldadas para este ensaio para cada mistura.

O ensaio consiste na aplicação de uniaxial cíclica de cargas de 204 kPa, com aplicação de 0,1 s e repouso de 0,9 s, em corpos de prova não confinados em temperatura de 60 °C. Dois *LVDTs* verticais são posicionados acima da amostra, relatando dados de deformação permanente acumulada (ε_p). O critério de término do ensaio se dá por ou atingir 7.200 ciclos, ou 5% da deformação da amostra.

Feita a média de deformação entre os dois *LVDTs*, foi aplicado o modelo matemático de Francken em cada amostra. Esse é formado pela soma entre uma função de potência e uma exponencial, conforme Equação (30), em que os coeficientes A e B estão relacionados às zonas primária e secundária, enquanto C e D ao comportamento da zona terciária.

$$\varepsilon_p = A * N^B + C(e^{D*N} - 1) \quad (30)$$

Onde: ε_p é a deformação permanente acumulada;

N é o número de ciclos;

A, B, C, D são constantes a serem calibradas para cada amostra.

Após a determinação dos coeficientes, calculou-se a derivada primeira e segunda da curva de deformações plástica. Desta forma, o valor de *Flow Number* de cada amostra é o valor em que a derivada segunda é igual a zero, passando da zona secundária para a zona terciária. Admitindo-se coeficientes de variação de 10,6% para duas amostras, 8,7% para três amostras, ou 7,5% para quatro amostras (AASHTO T 378, 2017), o *Flow Number* da mistura é a média dos valores encontrados entre as amostras.

Figura 52 - Ensaio de *Flow Number* na amostra 010 (mistura CONV)



Fonte: Autor

Por fim, uma comparação com os demais resultados de um banco de dados regional foi realizada, em conjunto com os limites de *Flow Number* expostos em Faccin *et al.*, (2020a), de forma a localizar as misturas desse trabalho no universo de misturas regionais. Mais detalhes sobre o banco de dados estão apresentados no ANEXO B.

3.2.2.4 *Fadiga compressão diametral*

Previamente ao ensaio, é determinada a Resistência a Tração por Compressão Diametral (DNIT 136 ME, 2018c), em que uma carga é diametralmente aplicada ao corpo de prova, com pistão em velocidade de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, na temperatura de 25 °C, até a ruptura do corpo de prova (Figura 53).

O ensaio é destrutivo, então as amostras não podem ser utilizadas na aplicação de outro ensaio. A carga de ruptura é calculada pela Equação (31). A média aritmética dos valores obtidos para três corpos de prova é tomada como a resistência da mistura estudada, desde que a variação entre os valores individuais e a média esteja em um intervalo de $\pm 10\%$. As mesmas amostras do ensaio de Módulo de Resiliência foram utilizadas nesta etapa para cada mistura.

Figura 53 - Ensaio de fadiga à compressão diametral



Fonte: Autor

$$\sigma_R = \frac{2 * F}{\pi * D * H} \quad (31)$$

Onde: σ_R é a resistência a tração da amostra, em MPa;

F é a carga de ruptura da amostra, em N;

D o diâmetro do corpo de prova, em mm;

H a altura do corpo de prova, em mm.

O ensaio de fadiga a compressão diametral, realizado na temperatura de 25 °C, consiste na aplicação de pulso de carga de forma próxima da função $P = (1 - \cos\theta) / 2$, com magnitude variando desde a carga de contato até a carga máxima, e pulso de 0,1 s e descanso de 0,9 s. É aplicada uma carga P , que gera tensões de tração no corpo de prova, a fim de determinar quatro níveis de tensão (percentagem do RT total da mistura) para cada conjunto de três corpos de prova mínimos, por exemplo 7,5%, 10%, 20% e 30%.

Como a forma de ruptura do ensaio poderia danificar os *LVDTs*, as aferições na amostra são capturadas apenas até o sexagésimo ciclo, sendo que a deformação (ε_i) utilizada na curva de fadiga é a média entre os ciclos 25 ao 30, 40 ao 45 e 55 ao 60. O critério de escolha do ciclo de falha (N_f) é a ruptura total da amostra. O desempenho a fadiga do material é determinado aplicando a Equação (32) nos resultados do ensaio, em que os coeficientes calibrados são utilizados como dados de entrada no programa *MeDiNa*. Para este ensaio, pelo menos doze corpos de prova foram utilizados para a regressão da curva de fadiga, com um R^2 mínimo de 0,8, conforme a DNIT 183 ME (DNIT, 2018d).

$$N_f = K_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{K_2} \quad (32)$$

Onde: N_f é o número de ciclos até a ruptura completa da amostra;

ε_i é a deformação de tração inicial;

K_1 e K_2 são constantes a serem determinadas para cada mistura.

As amostras foram ensaiadas a compor grupos de tensão que resultassem entre 1.000 e 100.000 ciclos de ensaio, visto que ensaios muito curtos (<1.000 ciclos) podem ser pouco representativos, de modo que outros fenômenos além da fadiga podem estar influenciando os resultados, enquanto ensaios muito longos (>100.000 ciclos) duram mais de 28 horas, maximizando potenciais danos ao equipamento e possibilitando perder amostras por falhas de comunicação ou quedas de energia.

Por fim, uma comparação com os demais resultados do banco de dados regional foi realizada, de forma a localizar as misturas desse trabalho no universo de misturas regionais. Mais detalhes sobre essas misturas estão apresentados no ANEXO B.

3.2.2.5 Fadiga tração-compressão

O ensaio uniaxial cíclico de tração-compressão (Figura 54.b) consiste na aplicação de deformações, ou tensões, cíclicas senoidais em corpos de prova cilíndricos, de tração e compressão alternadamente, até o colapso da amostra. Normatizado pela AASHTO TP 107 (2014), teve suas peças adaptadas para a prensa hidráulica UTM-25 no estudo de Boeira *et al.* (2018).

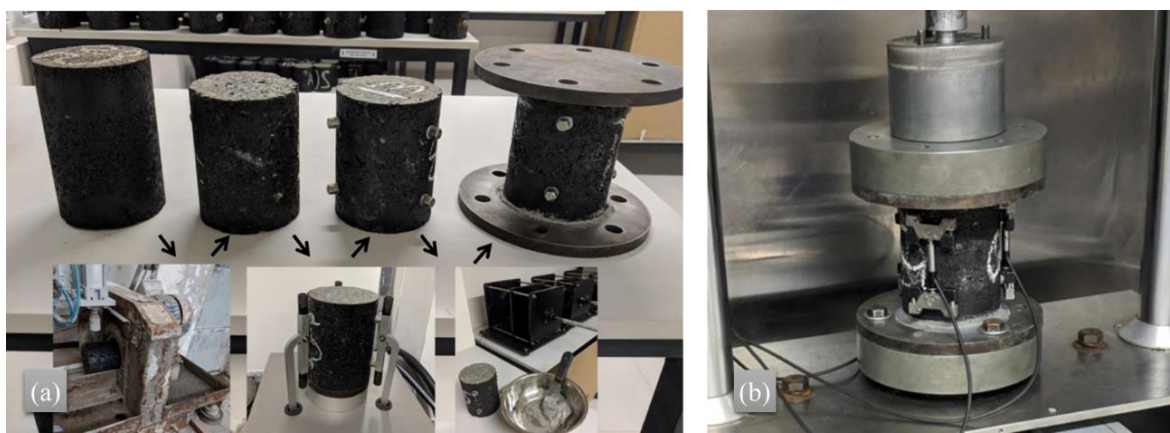
As amostras cilíndricas foram moldadas com 10 cm de diâmetro e 16 cm de altura, e posteriormente retificadas até 13 cm, de forma a aumentar a homogeneidade de vazios no interior da amostra. A checagem do $5,5 \pm 0,5\%$ de vazios se deu após a retificação das amostras. Por fim, são colados os pinos de suporte aos *LVDTs* e coladas chapas de suporte para realizar a tração no corpo de prova (Figura 54.a). Pelo menos seis amostras foram ensaiadas para cada mistura, sendo que o protocolo recomenda no mínimo três amostras.

Anteriormente ao ensaio, é realizado o chamado *fingerprint*, um ensaio de módulo dinâmico prévio objetivando conhecer a rigidez de cada corpo de prova antes de realizado o procedimento. Esse resultado é posteriormente relacionado aos dados de viscoelasticidade da mistura, de forma a normalizar possíveis diferenças entre amostras de mesma mistura. Em

sequência, o procedimento de fadiga, em que são guardados dados de deformação, carga, ângulo de fase e módulo dinâmico, de forma a caracterizar todo o comportamento a fadiga da amostra até a ruptura.

Para a mistura CONV, foi realizado na temperatura de 19 °C, e para as demais, devido a elevada rigidez dos materiais, na temperatura de 25 °C, sendo todos com 10 Hz de aplicação de carga, no modo de tensão controlada.

Figura 54 - (a) Preparação das amostras; (b) Ensaio de fadiga a tração-compressão



Fonte: Autor

O critério de falha escolhido para análise do ciclo de falha consiste em identificar o ponto de inflexão dos valores do ângulo de fase, representando uma mudança no comportamento do material devido ao acúmulo de dano por fadiga. Este critério é consideravelmente mais preciso e lógico do que simplesmente determinar a falha de maneira clássica, pela redução arbitrária de 50% do valor inicial de rigidez (KIM *et al.*, 2003).

Posteriormente, o ciclo de falha é verificado em planilha Excel, e foram geradas as curvas C vs S e G_r vs N_f do protocolo S - $VECD$ para cada amostra ensaiada, e posteriormente, representativas da mistura. Essas, junto a caracterização viscoelástica, são dados de entrada para o programa $LVECD$. Por fim, os coeficientes resultantes das misturas foram aplicados ao critério de N_f simulado para um ensaio sem fenômenos parasitas, utilizando as equações expostas em Santos *et al.* (2020), contextualizando os resultados desse trabalho com os demais do grupo GEPPASV da UFSM. Mais detalhes sobre essas misturas estão apresentados no ANEXO B.

3.3 RESULTADOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Durante a execução da pavimentação dos trechos, diferentes massas asfálticas foram coletadas em pista, referentes às quatro misturas aplicadas em campo. Pelo projeto, cada segmento foi executado em três camadas de 5 cm de material asfáltico. As camadas inferiores e intermediárias para todos segmentos são da mesma mistura, aqui denominada de CONV. As camadas superiores variaram para os segmentos, sendo aplicados as misturas TLAF, HIMA e SBS para os segmentos 01, 02 e 03 respectivamente. Como padronização de cores para o trabalho, a mistura CONV é apresentada em vermelho, TLAF em azul, HIMA em verde, e SBS em roxo.

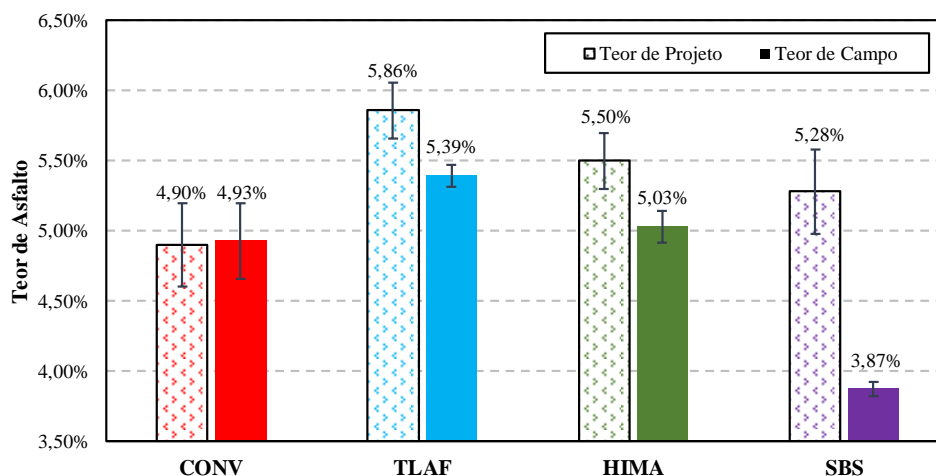
Um ponto a salientar é que a mistura asfáltica CONV foi coletada junto a execução das camadas, em 2017, e as demais em 2019. Dessa forma, o tempo em que a mistura CONV ficou armazenada no tonel pode ter afetado seus resultados, mesmo tomando-se cuidado para utilizar apenas a parte central da massa contida no tonel. Por outro lado, as camadas inferiores e intermediárias (com a mistura CONV) foram executadas, e aguardaram as camadas finais de rolamento serem concluídas em 2019 antes da liberação ao tráfego ser efetivada. Sendo assim, a mistura CONV, mesmo sendo armazenada por quase três anos, pode estar representando bem a mistura executada em campo.

Amostras foram separadas e tiveram seus ligantes extraídos, passando por uma caracterização sobre sua granulometria e teores de asfalto, expostas no item 4.2.4. Para a granulometria dos agregados na mistura, de forma geral, esses se enquadraram nas faixas propostas, sendo faixa C DNIT para TLAF, HIMA e SBS, e faixa B DNIT para CONV.

Os resultados de teores de asfalto são apresentados na Figura 55, em que o teor de projeto está à esquerda, com a barra de erro definindo os limites aceitáveis em projeto, e os teores médios encontrados em campo, com os seus respectivos desvios padrões.

Quando observados os teores contidos nas misturas asfálticas, o encontrado para a mistura CONV foi o único a atender os limites estabelecidos de projeto. Por outro lado, os teores visualizados para as misturas TLAF e HIMA ficaram 0,47% abaixo do teor de ligante de projeto, e a mistura SBS apresentou teor 1,31% abaixo do teor de projeto. O fato da mistura asfáltica SBS estar significativamente abaixo dos limites da dosagem dificultou seu processo de compactação, sendo necessário um elevado número de giros no compactador giratório, de modo a garantir o correto volume de vazios exigido em cada ensaio.

Figura 55 - Teores de asfalto para as misturas asfálticas



Fonte: Autor

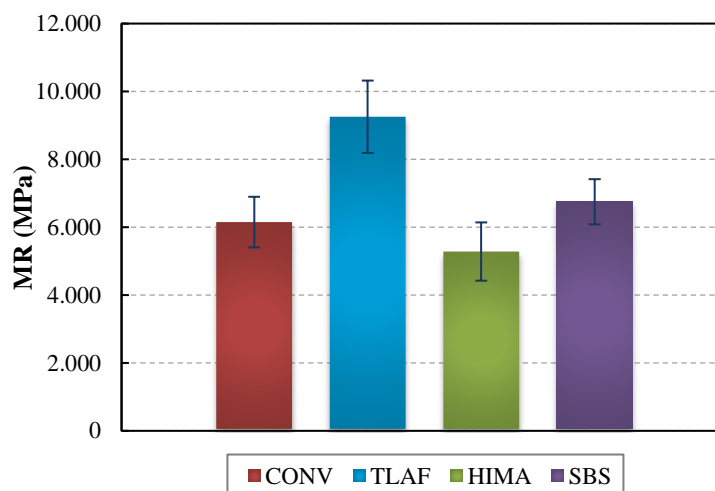
Também é importante observar que os resultados de DMM para as misturas com ligantes modificados resultaram acima do apontado pelo laudo, visto a quantidade de ligante diferente do esperado no teor de projeto. Esse fato também foi observado em outros segmentos rodoviários por Faccin (2018) no estado do RS, evidenciando que infelizmente esse é um problema corriqueiro.

3.3.1 Rigidez das Massas Usinadas

Para as quatro misturas, corpos de prova foram moldados no compactador giratório, respeitando os volumes de vazios exigidos em cada norma de ensaio. Três corpos de prova foram ensaiados para o ensaio de Módulo de Resiliência, e a Figura 56 apresenta os resultados para as quatro misturas asfálticas.

O módulo da mistura convencional, contendo asfalto CAP 50-70 resultou em 6148 MPa. Em comparação com pesquisas do grupo GEPPASV de Rossato (2015), Centofante (2016), Almeida Jr. (2016), Schuster (2016), Bohn (2017), Barboza (2018), Possebon (2018), em que avaliaram diferentes misturas com CAP 50-70 produzidos em laboratório, os autores encontraram valores de MR em uma faixa entre 3988 MPa e 9496 MPa, condizente com o resultante por essa pesquisa. Por outro lado, Faccin (2018) ensaiou misturas asfálticas com CAP 50-70 aplicadas em campo no RS, encontrando valores entre 6675 MPa e 10399 MPa, ficando a mistura CONV abaixo da faixa encontrada pelo autor.

Figura 56 - Resultados de MR para as massas asfálticas



Fonte: Autor

Para as misturas modificadas, a TLAF resultou no maior módulo de 9253 MPa, seguido pela SBS, com 6747 MPa, e da mistura HIMA, com 5283 MPa, sendo essa última com módulo menor que a mistura convencional. Faccin (2018) encontrou um MR de 9590 MPa para mistura com TLAFlex, e 7262 MPa para a mistura AMP 65/90-E, um ligante altamente modificado por polímero, próximo aos resultados desse trabalho. As pesquisas de Colpo (2014) e Barros (2017) encontraram valores de MR para misturas com TLA com CAP 30-45 e TLAFlex entre 5182 MPa e 10549 MPa, respectivamente. Boeira (2018) encontrou valores entre 7892 MPa e 10868 MPa para misturas com ligante HiMA, superiores ao dessa pesquisa. Os valores do referido autor para ligante AMP 60/85-E foram superiores ao HiMA, assim como a comparação do ligante AMP 55/75-E e HiMA dessa pesquisa.

Pelas relações de rigidez nas curvas mestras de ligante asfálticos (pós RTFOT), a mistura SBS deveria apresentar menor módulo, seguido pela HIMA, e a maior o TLAF, o que não se comprovou nos resultados de MR. Visto que essas três misturas modificadas possuem o mesmo agregado, e praticamente a mesma granulometria, era esperado que apenas o ligante fosse influente nas relações de módulo. O fato de as misturas estarem com quantidade de ligante diferente do estabelecido na dosagem pode ter afetado os resultados esperados quando se compara diretamente os ligantes asfálticos com as misturas.

Outro fator importante de se levantar é que pelo resultado de MR das misturas, pouco se pode dizer sobre seu comportamento à fadiga ou a deformação permanente, visto que é um ensaio realizado em apenas uma temperatura, sob condições de viscoelasticidade linear, fora do domínio da danificação, em condições não homogêneas.

Na sequência são apresentados os resultados de Módulo Complexo. Três amostras foram utilizadas para determinar a média de valor para cada ponto experimental das 5 temperaturas e 10 frequências de carregamento aplicadas. A Tabela 6 apresenta os coeficientes de calibração dos modelos 2S2P1D e WLF, e a Figura 57 a média dos dados experimentais das três amostras em pontos e o modelo 2S2P1D em linhas contínuas para as misturas avaliadas.

Tabela 6 - Calibração 2S2P1D e WLF para as misturas asfálticas

Mistura	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ_E (s)	β	C1	C2 (°C)	Tref (°C)
CONV - usina	40,0	35582	0,186	0,552	2,422	1,22E-01	10000	22,68	167,20	21
TLAF - usina	192,8	31284	0,145	0,450	2,848	5,36E+00	3000	40,28	260,94	21
HIMA - usina	82,1	33717	0,164	0,445	2,177	1,09E-01	10000	32,82	232,50	21
SBS - usina	104,7	35300	0,165	0,450	2,810	9,93E-01	10000	27,59	191,79	21

Fonte: Autor

Para as relações de módulo dinâmico (Figura 57.a) em altas temperaturas (baixos valores de frequência reduzida), a mistura CONV é a de menores módulos, seguida da HIMA, SBS e por fim TLAF. Essa relação também pode ser observada nos resultados da constante E_{00} para a calibração do modelo 2S2P1D. Nas menores temperaturas (maiores frequências reduzidas), a relação se inverte, com as misturas CONV e SBS resultando os maiores módulos, seguido da HIMA, e por fim, a TLAF, também representado nos valores de E_0 do modelo 2S2P1D.

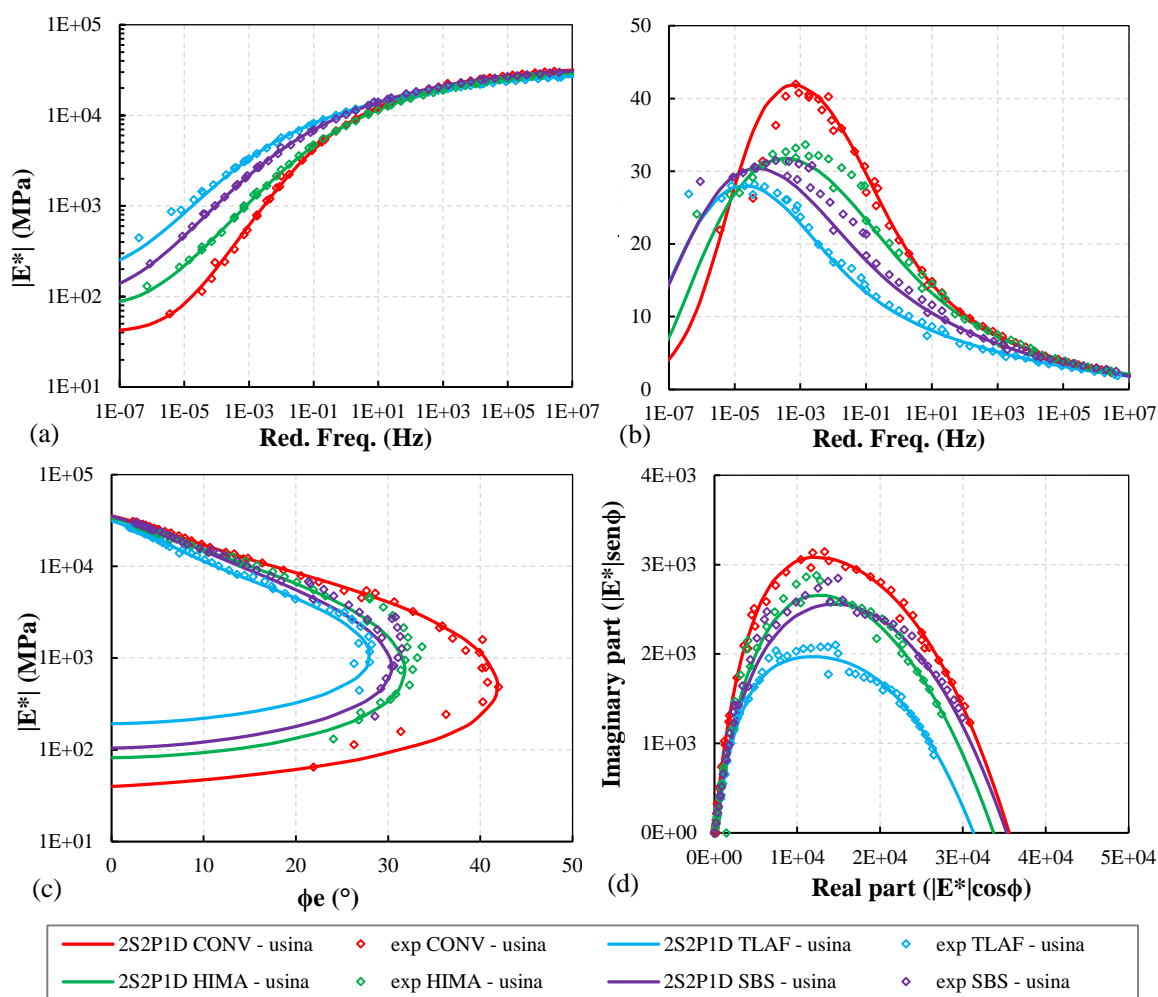
Vale ressaltar que, a partir dessa consideração, a utilização de apenas uma condição de ensaio (uma temperatura, e uma frequência de aplicação), que é o caso do ensaio de MR, não é suficiente para determinar qual mistura seria mais ou menos rígida. Sendo assim, é conveniente avaliar todo o espectro em que ela pode estar inserida em uma situação real de campo.

Em questão de ângulo de fase (Figura 57.b), como esperado, as misturas modificadas apresentaram menores picos de ângulos de fase quando comparadas à CONV, sendo a TLAF o menor pico, seguida da SBS, HIMA e CONV. A posição do pico em relação ao eixo das frequências reduzidas é dada pelo coeficiente τ_E , sendo a mistura TLAF com pico mais “a esquerda”, seguida da SBS, e HIMA e CONV com picos e valores de τ_E quase na mesma posição.

Nas curvas de espaço Black (Figura 57.c) e Cole-cole (Figura 57.d), vê-se uma influência de uma parcela mais viscosa na mistura CONV, enquanto a mistura TLAF é a que se apresenta mais elástica. A mistura HIMA, e SBS, por se tratarem da adição do mesmo

polímero, apenas em quantidades diferentes, apresentam um comportamento semelhante nesse tópico.

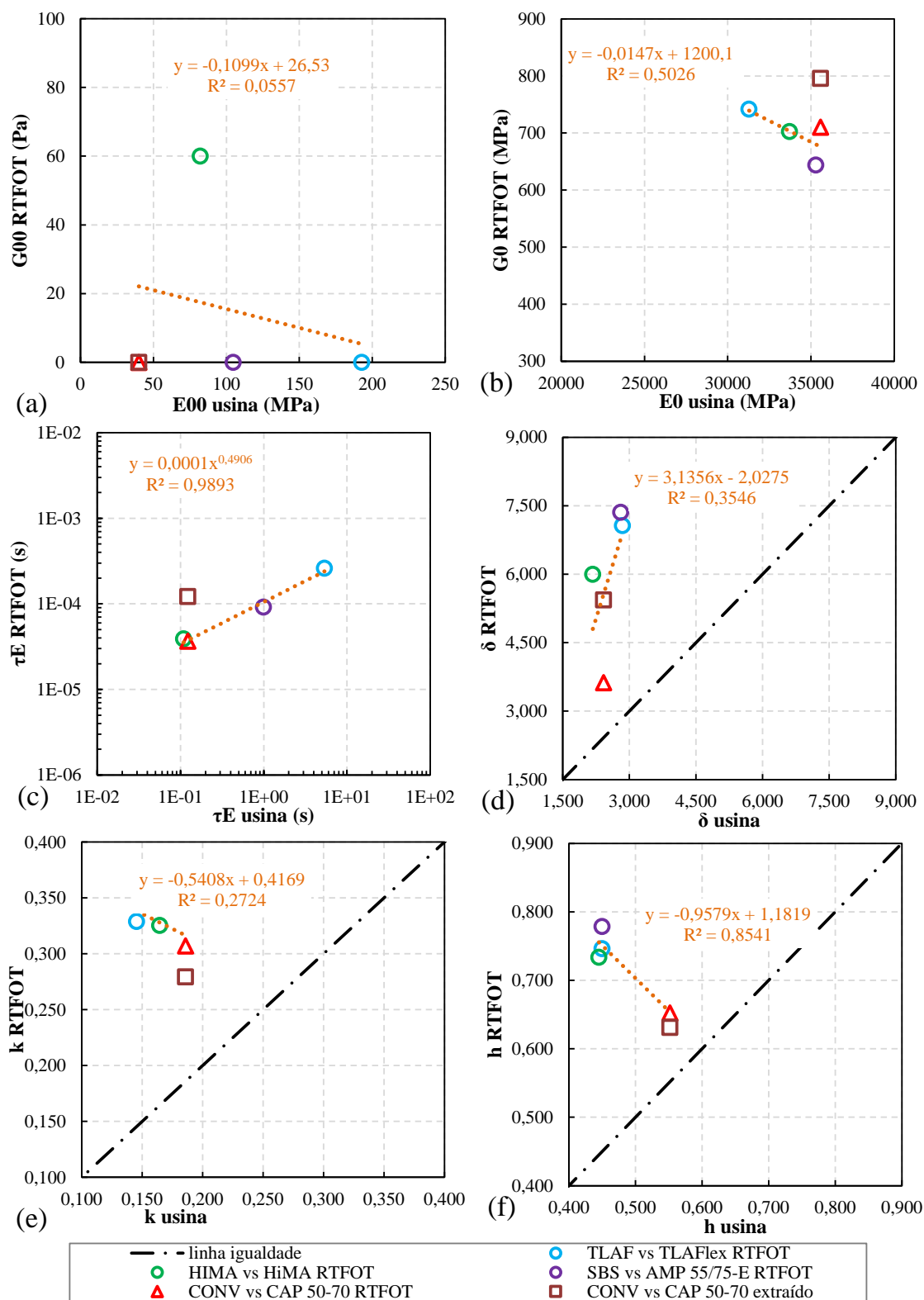
Figura 57 - Resultado de módulo complexo e modelagem 2S2P1D: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) Espaço Black; (d) Cole-cole



Fonte: Autor

Conforme Di Benedetto *et al.* (2004b), há uma correlação entre parâmetros das misturas e ligantes. A Figura 58 apresenta a correlação entre os coeficientes na situação pós-RTFOT e mistura usinada. A linha de tendência apresentada em laranja representa a condição RTFOT vs mistura, excluindo a condição CAP 50-70 extraído vs mistura. A relação $E^* = 3.G^*$ foi utilizada para estimar os coeficientes de módulo de cisalhamento em termos de módulo axial.

Figura 58 - Comparação das constantes 2S2P1D para ligante e mistura usinada: (a) E_{00} vs G_{00} ; (b) E_0 vs G_0 ; (c) τ_E ; (d) δ ; (e) k ; (f) h



Fonte: Autor

Para o módulo mínimo (E_{00}), pouca correlação é encontrada, devido aos ligantes após RTFOT apresentarem valor zerado para essa constante. Em relação ao módulo máximo (E_0), devido as misturas modificadas apresentarem um esqueleto pétreo quase idêntico, era esperado uma correlação de linearidade crescente. Entretanto, o fato de as misturas estarem com teor de ligante aquém da dosagem, a correlação encontrada é decrescente, e não representando uma correlação física.

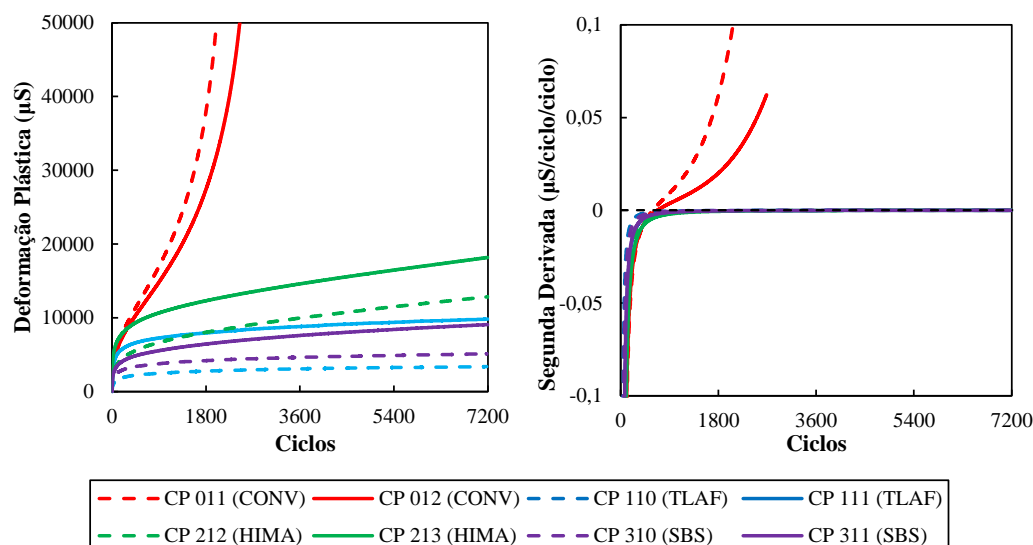
A constante τ_E está ligada à posição do material no eixo “x”, quanto mais deslocado à direita, menor seu valor. Nesse sentido, a relação entre o ligante e a mistura apresentaram uma correlação linear crescente de R^2 elevado (0,989), indicando que o ordenamento dos ligantes encontrados reflete na mistura. As constantes h , k , e δ estão ligadas diretamente ao ligante segundo Di Benedetto *et al.* (2004b). Como observado na correlação, nenhuma mistura resultou no mesmo coeficiente do ligante.

Assim, observa-se que a correlação com os ligantes convencionais foi a que ficou mais próximo de atingir, ainda que sem sucesso, a igualdade das constantes. Por fim, não foi possível correlacionar as constantes entre ligantes e misturas, visto que a correlação entre os parâmetros para as diferentes escalas foi validada para misturas com asfaltos não modificados e em condições de dosagem correta.

3.3.2 Deformação Permanente das Massas Usinadas

As misturas foram avaliadas quanto a sua resposta à deformação permanente pelo ensaio de *Flow Number*, em que o material está exposto a uma temperatura elevada sendo aplicada uma carga de compressão axial cíclica até a ruptura. A evolução da deformação plástica ao longo dos ciclos para cada amostra está apresentada na Figura 59.

Como pode ser observado, existe uma diferença significativa na evolução da deformação da mistura convencional para as misturas modificadas. Enquanto o limite entre a zona secundária e terciária na mistura convencional fica claro de ser identificado, é difícil estabelecer esse limite para as demais misturas. Assim, o uso de formulações matemáticas auxilia na determinação exata do ponto de rompimento do material. Os resultados foram ajustados ao modelo de *Francken* da Equação (30), e apresentados na Tabela 7.

Figura 59 - Evolução da deformação plástica para o ensaio de *Flow Number*

Fonte: Autor

Tabela 7 - Resultado dos coeficientes de *Francken* para as amostras de *Flow Number*

Mistura	Amostra	<i>Flow Number</i>		Coeficientes do modelo de <i>Francken</i>			
		ciclos	C. V.	A	B	C	D
CONV	CP 011	592	9,37%	972,7	0,3861	916,92	0,0017377
	CP 012	676		1068,3	0,3524	1522,04	0,0012304
TLAF	CP 110	7200	0,00%	825,6	0,1601	0,00	0,0000100
	CP 111	7200		2561,0	0,1513	18,29	0,0000000
HIMA	CP 212	6335	6,19%	1103,4	0,2609	836,08	0,0001535
	CP 213	5804		2684,2	0,2000	1000,00	0,0001660
SBS	CP 310	7200	0,00%	1318,0	0,1533	0,00	0,0000100
	CP 311	7200		1309,6	0,2110	451,40	0,0001135

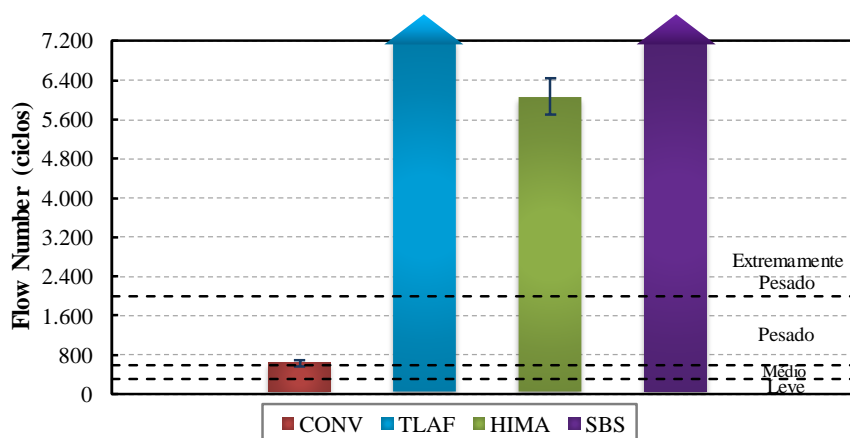
Fonte: Autor

Os ciclos de *Flow Number* finais estão apresentados na Figura 60, bem como os limites de tráfego estabelecidos em Faccin *et al.* (2021a) para misturas asfálticas aplicadas ao Rio Grande do Sul. As amostras respeitaram o limite de variação estabelecido pela AASHTO T 378 (2017), sendo realizado o ensaio para duas amostras por mistura.

A mistura com asfalto convencional CONV atingiu *Flow Number* para 634 ciclos, podendo ser aplicada à um tráfego pesado (>600 ciclos, tráfego de $1E+07 < N_{\text{anual}} < 3E+07$), conforme limites de Faccin *et al.* (2021a), ou à Classe 3 (>300 ciclos, tráfego de $1E+07 < N_{\text{anual}} < 1E+08$) pela classificação utilizada no *MeDiNa* (FRANCO e MOTTA, 2020). Ainda assim, como esta mistura foi aplicada em uma camada de *binder* (abaixo da superficial), são esperadas menores temperaturas no material, e assim, esforços que gerem deformação permanente menos danosos.

As misturas SBS e TLAf deste trabalho não atingiram o *Flow Number* após 7200 ciclos de aplicação de carga, enquanto a mistura HIMA atingiu em 6069 ciclos. Sendo assim, as três podem ser consideradas misturas eficientes para a deformação permanente, podendo ser aplicadas para tráfego extremamente pesados (>2000 ciclos, $N_{\text{anual}} > 3E+07$) conforme os limites de Faccin *et al.* (2021a), ou à Classe 5 (>2000 ciclos, $N_{\text{anual}} > 1E+08$) conforme a classificação do *MeDiNa* (FRANCO e MOTTA, 2020). Levando em conta que o tráfego na rodovia BR116/RS, onde foram aplicadas, é de $4,26E+06$, não é esperado que ocorram incidentes relacionados à deformação permanente no concreto asfáltico, para qualquer uma das misturas avaliadas pela pesquisa.

Figura 60 - Resultados de *Flow Number* e limites de tráfego de Faccin *et al.* (2020)



Fonte: Autor

Pelos resultados do parâmetro $J_{nr,3,2}$ dos ligantes asfálticos da pesquisa, o melhor resultado era esperado para a mistura contendo ligante Stylink HiMA, seguido do TLAflex e CAP 50-70 extraído, e por fim, AMP 55/75-E e CAP 50-70. Para as duas misturas contendo os dois primeiros ligantes, um ótimo desempenho à deformação permanente foi encontrado, assim como esperado, porém, em ordem inversa de ranqueamento. Para o material contendo ligante AMP 55/75-E (mistura SBS), o resultado de *Flow Number* ficou acima do esperado pelo seu ligante asfáltico, provavelmente devido ao teor de ligante estar significativamente menor que o estabelecido em dosagem. Por fim, a mistura CONV apresentou um resultado de deformação permanente condizente com o esperado pelo resultado obtido com o seu ligante extraído (CAP 50-70 extraído), e superior ao esperado do seu ligante na forma original (CAP 50-70).

A Figura 61 apresenta um ranqueamento de misturas asfálticas densas, quentes e mornas, realizadas no estado do Rio Grande do Sul, junto às apresentadas por essa pesquisa.

São misturas ensaiadas pelo grupo GEPPASV/UFSM, e trabalhos do laboratório LAPAV/UFRGS que utilizaram o *Flow Number* como parâmetro de deformação permanente.

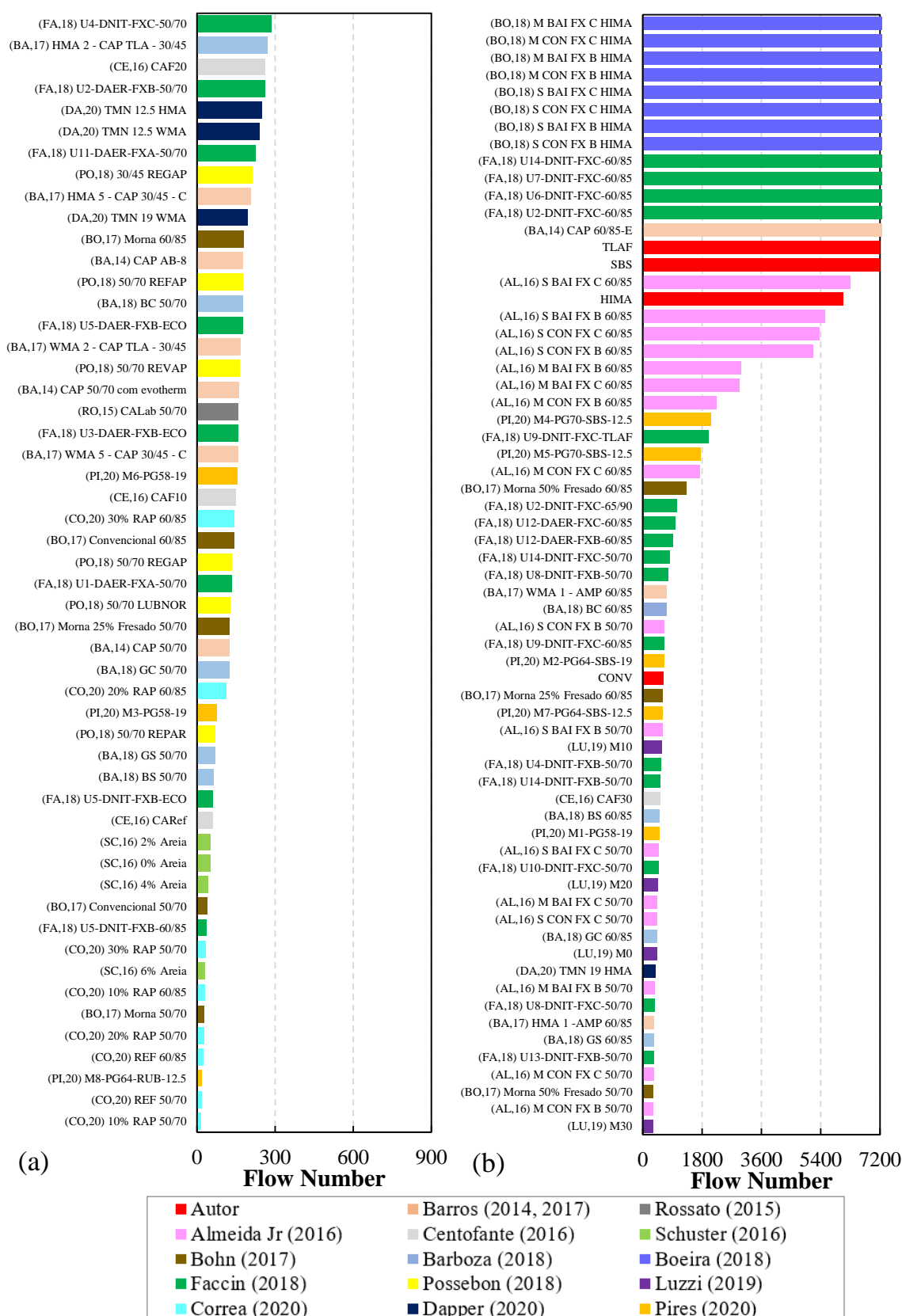
A maioria dos trabalhos utiliza asfalto convencional CAP 50-70, ou asfalto modificado por polímero AMP 60/85-E, representando a prática de aplicação no estado do RS. Quanto as misturas com asfaltos convencionais CAP 50-70 ensaiados por Barros (2014), Rossato (2015), Almeida Jr. (2016), Centofante (2016), Schuster (2016), Bohn (2017), Barboza (2018), Possebon (2018), Faccin (2018), Correa (2020) e Pires (2020), esses encontram-se entre limites de 16 e 822 ciclos para o *Flow Number*. Das 50 misturas avaliadas pelos autores, 64,0% poderiam ser aplicadas a um tráfego leve (abaixo de 300 ciclos), 30,0% a um tráfego médio (acima de 300 e abaixo de 600 ciclos), e 6,0% a um tráfego pesado (acima de 600 e abaixo de 2000), conforme limites expostos em Faccin *et al.* (2021a). A mistura CONV, estudada nesse trabalho, enquadraria na minoria dos asfaltos CAP 50-70 que poderiam ser aplicados à um tráfego pesado.

Para misturas com ligante TLA, a pesquisa de Barros (2017) avaliou duas misturas com TLA adicionado ao CAP 30-45, resultando em 167 e 269 ciclos de *Flow Number*. Por outro lado, a pesquisa de Faccin (2018) avaliou uma mistura de campo onde foi aplicado o ligante TLAFlex, resultando em 2001 ciclos, podendo ser aplicada à um tráfego extremamente pesado de Faccin *et al.* (2021a), assim como a mistura TLAF desta pesquisa.

Para misturas contendo ligante HiMA, nenhuma das oito misturas de Boeira (2018) atingiu o *Flow Number* antes dos 7200 ciclos, sendo que a mistura HIMA dessa pesquisa também resultou em *Flow Number* próximo ao limite máximo do ensaio. Das 40 demais misturas com ligante modificado por polímero (exceto as consideradas HIMA) dos autores Barros (2014, 2017), Almeida Jr. (2016), Bohn (2017), Barboza (2018), Faccin (2018), Luzzi (2019), Correa (2020), Pires (2020), contendo AMP 60/85-E ou AMP 65/90-E, 17,5% poderiam ser aplicadas a um tráfego leve, 22,5% a um tráfego médio, 27,5% a um tráfego pesado, e 32,5% a um tráfego extremamente pesado, mostrando que a adição de polímero no ligante tem efeitos positivos para a prevenção da deformação permanente. A mistura SBS dessa pesquisa se enquadraria no grupo de misturas modificadas por polímero que poderiam ser aplicadas à um tráfego extremamente pesado, sem efeitos significativos por deformação permanente.

Outro ponto que deve ser levado em consideração é a quantidade inferior de ligante ao projeto de dosagem para as misturas modificadas. Esse fato pode ter contribuído de forma positiva para o elevado resultado de *Flow Number*, entretanto afetou negativamente o comportamento em relação à fadiga desses materiais. Mais detalhes sobre o comportamento à fadiga são apresentados no item 3.3.3.

Figura 61 - Ranqueamento de *Flow Number* para misturas asfálticas densas do RS: (a) até 300 ciclos (tráfego baixo); (b) a partir de 300 ciclos (tráfego médio até extremamente pesado)



Fonte: Autor

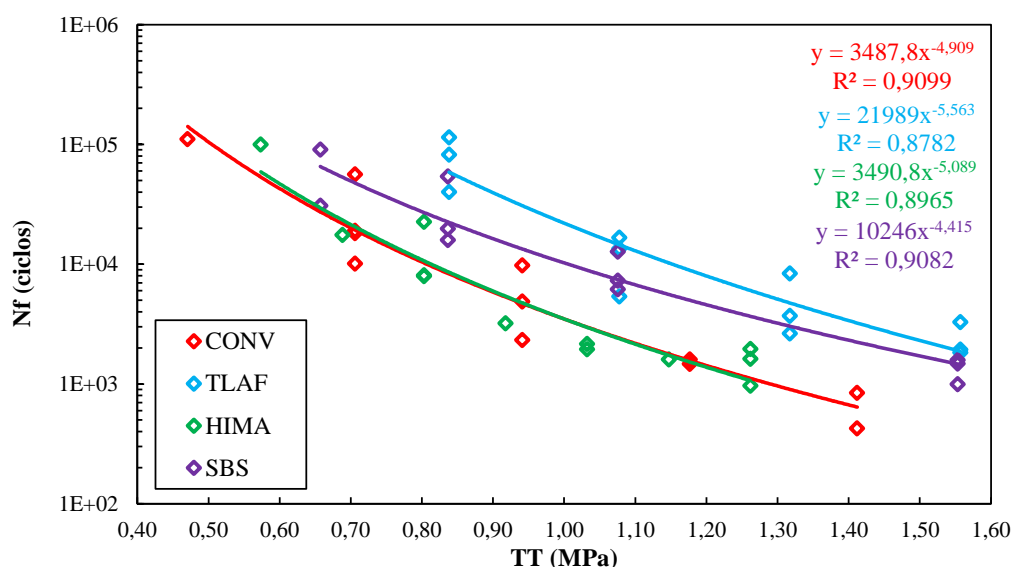
3.3.3 Fadiga das Massas Usinadas

Em relação à caracterização da fadiga das misturas asfálticas, dois conjuntos de ensaios foram realizados, um à compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de 64 cm de altura, e um uniaxial em corpos de prova de 150 cm de altura. O primeiro ensaio aplica um estado de tensões não homogêneo no corpo de prova, sendo exigido uma grande quantidade de amostras para formar uma curva de fadiga confiável.

Primeiramente é averiguado a resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas, em três corpos de prova. O resultado de RT para as misturas foi respectivamente 2,36 MPa, 2,40 MPa, 2,29 MPa e 2,39 MPa para as misturas CONV, TLAF, HIMA e SBS. Posteriormente, foram realizados pelo menos doze corpos de prova para o ensaio de fadiga, divididas em três amostras por grupo de tensão de tração (TT), que é uma percentagem do RT da mistura.

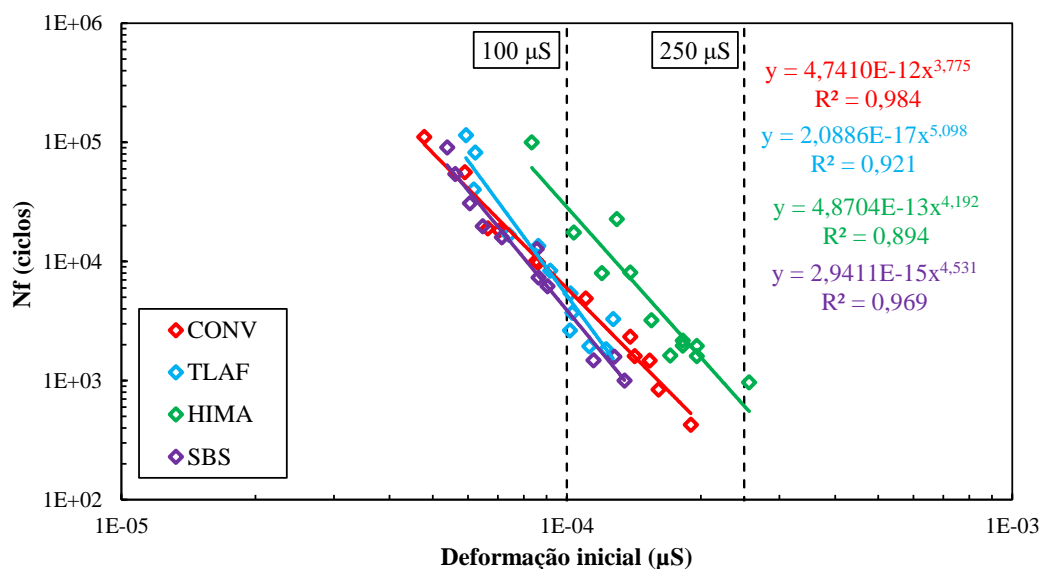
Em termos de fadiga, quanto mais ciclos a mistura aguentar, e maior a tensão/deformação, melhor o material. No primeiro gráfico (Figura 62), que relaciona tensão de tração por ciclos até a ruptura, a mistura TLAF é a visualmente superior, seguida da SBS, e por fim, HIMA e CONV como equivalentes. Entretanto, usualmente, a engenharia rodoviária, ao contrário das demais áreas da engenharia civil, utiliza dados em termos de deformações no material, em vez de tensões.

Figura 62 - Resultado de ciclos para fadiga por compressão diametral pela tensão de tração aplicada



Assim, ao visualizar a Figura 63, que correlaciona deformação inicial das amostras pelo ciclo até a ruptura por fadiga, o ranqueamento das misturas muda de posição. A mistura HIMA está melhor colocada, e as demais estão equivalentes para o intervalo avaliado, com uma ligeira desvantagem para a mistura SBS.

Figura 63 - Resultado de ciclos de fadiga por deformação inicial medida

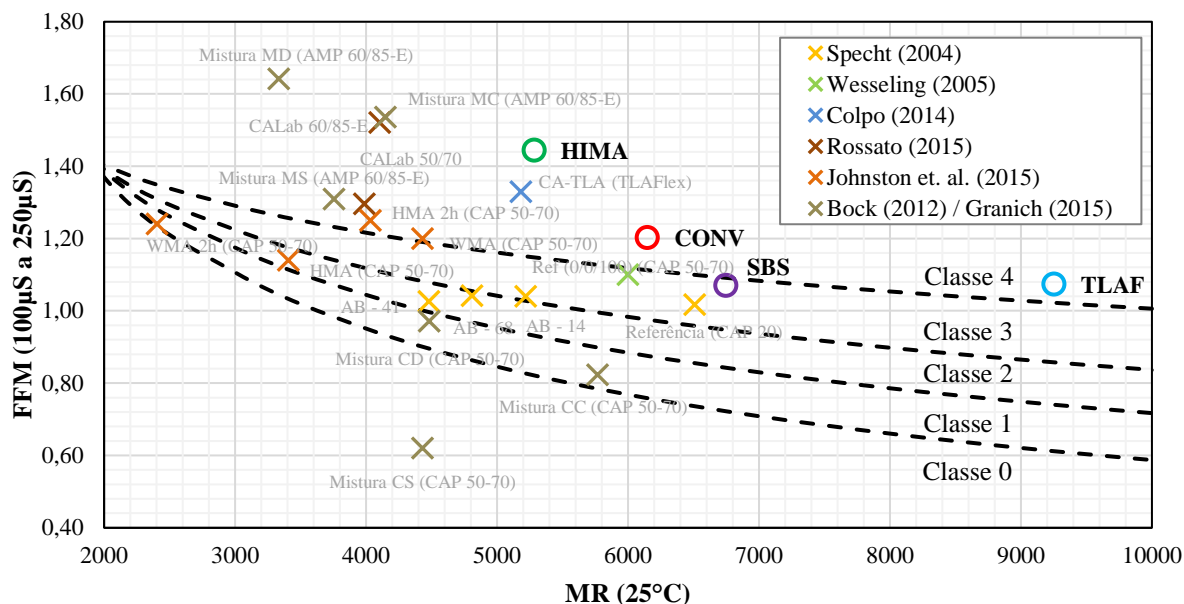


Fonte: Autor

Uma forma de comparar a fadiga entre misturas asfálticas é o chamado Fator de área de Fadiga para Misturas (FFM), em que é definido uma faixa de deformações, e calculada a área até a curva de fadiga das misturas. Para os padrões utilizados no programa *MeDiNa*, esta área é calculada entre as deformações de 100 μS e 250 μS. O programa também divide as misturas asfálticas em classes de “qualidade”, numeradas de 0 a 4, definidas pelo resultado de FFM e MR medido para cada material (Figura 64). Para os resultados desse trabalho, todas as misturas avaliadas estão classificadas como “Classe 4”, sendo indicadas aos maiores tráfegos, a exceção da mistura SBS, classificada na “Classe 3”.

Observa-se que, por mais que a mistura HIMA tenha uma capacidade de fadiga superior às demais, pelo seu MR ser menor, ela possibilita que maiores deformações ocorram no material. Assim, considerando aplicações de carga iguais entre misturas, ela pode não desenvolver um melhor comportamento à fadiga que às demais. Por outro lado, se observadas as misturas TLAF e SBS isoladamente, elas possuem o mesmo valor de FFM, e MR diferentes entre si; assim, para este caso, é possível afirmar que a mistura TLAF é melhor que a mistura SBS.

Figura 64 - Classe do MeDiNa para as misturas



Fonte: Autor

Outros autores verificaram a fadiga por compressão diametral, e seus resultados foram recalibrados para a metodologia empregada no FFM do *MeDiNa*, estando igualmente expostos na Figura 64. A primeira observação é que os valores de MR para as misturas desse trabalho são, de maneira geral, superiores aos demais, inclusive para a mistura CONV, de ligante convencional.

Quanto ao tipo de ligante utilizado, novamente, a maior parte dos autores utiliza misturas com ligante CAP 50-70, seguido do AMP 60/85-E modificado por polímero, comumente utilizados na prática do estado do Rio Grande do Sul. Para o caso do ligante convencional, os valores de FFM encontrados estão entre 0,620 e 1,296, sugerindo que a mistura CONV, com FFM de 1,203, possui uma boa performance em termos de fadiga, e está entre uma das melhores para o ligante convencional por ser mais rígida que as demais.

A pesquisa de Colpo (2014) estudou uma mistura com TLAFlex, resultando em FFM de 1,329, superior em termos de fadiga à mistura TLAF com 1,074 de FFM desta pesquisa. Entretanto, como mencionado anteriormente, os módulos das misturas desse trabalho são superiores aos avaliados pelos outros autores.

As pesquisas de Bock (2012), Granich (2015), Colpo (2015) e Rossato (2015) avaliaram misturas modificadas por polímero AMP 60/85-E, resultando em valores de FFM entre 1,309 e 1,642. A mistura HIMA (AMP 65/90-E) desse trabalho, com maior taxa de modificação por polímero, resultou em FFM de 1,445, superior à boa parte das misturas dos outros trabalhos, mas intermediária quando comparada as outras misturas com polímero. Já a mistura SBS (AMP

55/75-E) dessa pesquisa, com menor taxa de modificação por polímero, resultou em um FFM de 1,070, ficando mais próxima ao comportamento à fadiga de uma mistura convencional do que uma modificada. Portanto, a menor quantidade de ligante nas misturas modificadas interferiu de maneira negativa na capacidade à fadiga esperada para o material.

Por mais que a capacidade de fadiga seja apenas dependente do material, as deformações sofridas pelas camadas asfálticas dependem da rigidez de toda estrutura do pavimento, assim como do tráfego e condições de temperatura nas camadas asfálticas. Dessa forma, avaliar separadamente misturas asfálticas sem considerar condições de campo é arriscado, sendo aconselhável utilizar sistemas de simulação numérica, para se analisar estruturas de pavimentos, e não apenas misturas asfálticas.

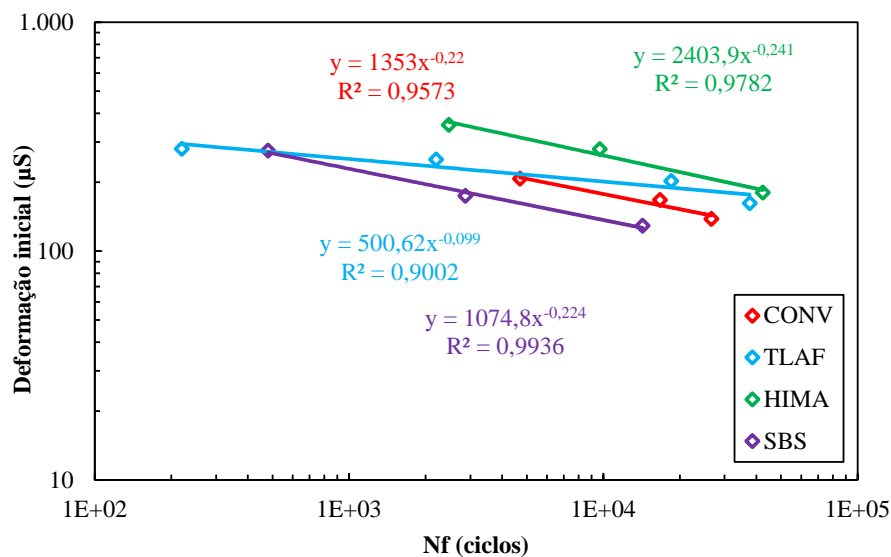
Por outro lado, existem outras formas de se avaliar o comportamento por fadiga de um material asfáltico. Uma avaliação com um ensaio homogêneo, como o de fadiga tração-compressão, aliada a uma abordagem tempo-temperatura e que considere o acúmulo de danificação no material, como a metodologia *S-VECD*, são formas mais robustas de se comparar misturas asfálticas.

Dando sequência às análises de fadiga, são apresentados os resultados do ensaio de fadiga à tração-compressão. A primeira avaliação refere-se às curvas de Wohler, de deformação inicial por número de ciclos até a ruptura (Figura 65). Uma nota deve ser mencionada em relação à temperatura em que as misturas foram ensaiadas. A mistura CONV foi ensaiada à 19°C, enquanto as demais, por apresentarem uma rigidez elevada, foram ensaiadas na temperatura de 25°C.

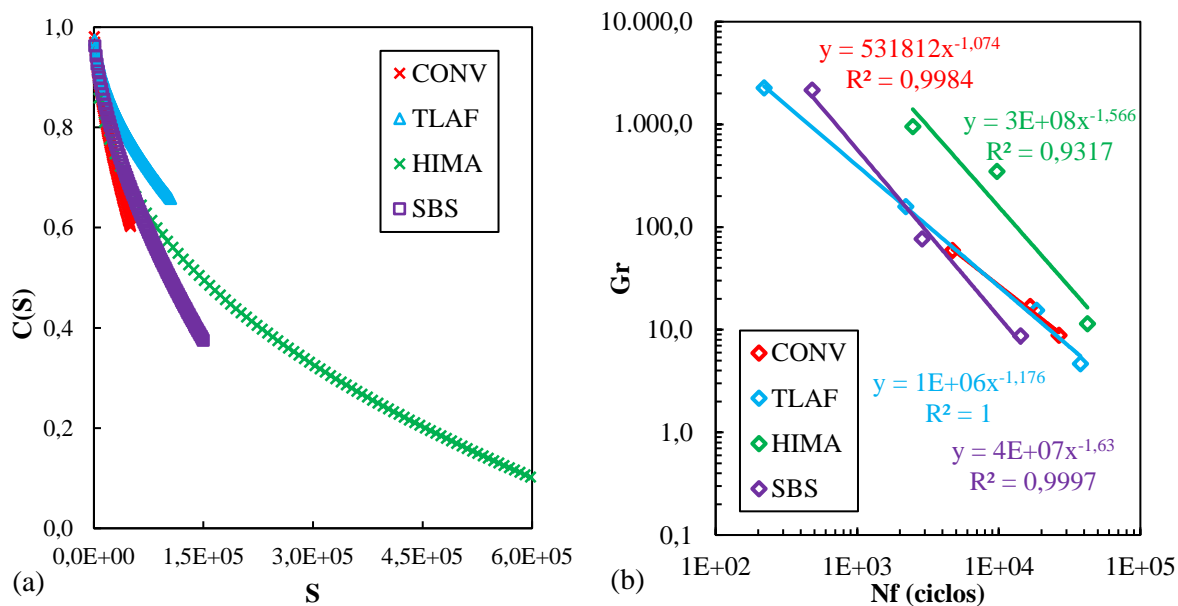
Como pode-se observar, a mistura HIMA é visivelmente superior em termos de fadiga à SBS. Por outro lado, a mistura TLAF, no intervalo de ciclos avaliado, configura-se entre as duas anteriores. Entretanto, para deformações superiores, ela pode ter um comportamento pior que a SBS, e para deformações inferiores, melhor que a HIMA.

Ainda que a comparação entre curvas de Wohler seja possível, não é recomendado que seja utilizado como critério de avaliação de fadiga. Assim, a metodologia *S-VECD* foi aplicada aos dados do ensaio, e as curvas C vs S (Figura 66.a) e G_r vs N_f (Figura 66.b) foram geradas. Os coeficientes resultantes da análise estão apresentados na Tabela 8. A temperatura de ensaio é independente para a metodologia, visto que as avaliações se dão pela energia dissipada pelo material. O ANEXO C apresenta o resultado do *S-VECD* para cada amostra separadamente.

Figura 65 - Curvas de Wohler do ensaio Fadiga Tração-Compressão



Fonte: Autor

Figura 66 - Resultados do protocolo *S-VECD*: (a) curva *C* vs *S*; (b) curva *Gr* vs *N_f*

Fonte: Autor

Tabela 8 - Coeficientes do protocolo *S-VECD*

Mistura	<i>C</i> vs <i>S</i>		<i>Gr</i> vs <i>N_f</i>		α
	C_{I1}	C_{I2}	Δ	γ	
CONV	3,1788E-04	0,6592	5,0574E+05	-1,0737	2,5019
TLAF	5,2276E-04	0,5608	1,2838E+06	-1,1755	3,4166
HIMA	3,4816E-03	0,4174	2,4519E+08	-1,5658	3,7279
SBS	4,4114E-04	0,6088	4,1929E+07	-1,6297	3,9383

Fonte: Autor

A variável C refere-se à integridade do material, ou seja, a relação com o módulo pré-ensaio, enquanto a variável S refere-se ao acúmulo de dano no material. Pelas curvas, pode-se observar que, para um mesmo acúmulo de dano, a mistura CONV é a que perde mais integridade, seguida da SBS, da HIMA e, por fim, a TLAF. Ao se comparar as curvas G_r vs N_f , observa-se que o melhor material em relação à fadiga é a mistura HIMA, enquanto a mistura SBS, a pior. As misturas TLAF e CONV apresentam um comportamento intermediário para a faixa de N_f avaliada.

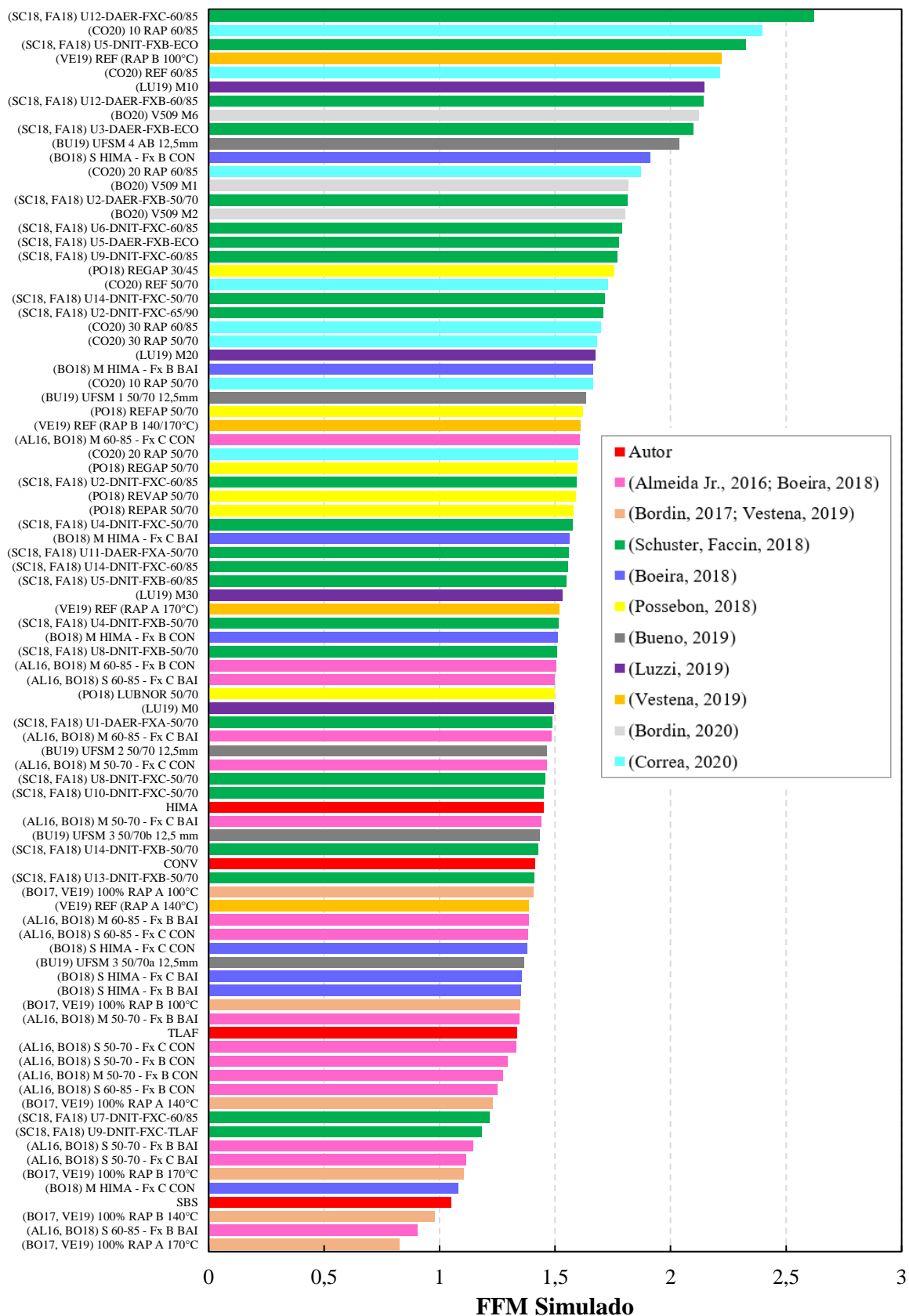
Como forma de comparação, a Figura 67 apresenta o ranqueamento das misturas ensaiadas pelo grupo GEPPASV/UFSM, em questão de valores de FFM simulado utilizando as equações expostas em Santos *et al.* (2020). A metodologia avalia um ensaio sem fenômenos parasitas, à 19°C, utilizando os coeficientes descrito na Tabela 8, gerando a área abaixo da curva simulada.

As misturas estudadas por essa pesquisa estão em vermelho, na parte inferior do ranqueamento, não indicando um bom desempenho por fadiga. Esse fato pode ser devido ao ligante presente nas misturas modificadas ser inferior ao devidamente dosado. Dentre as misturas desse trabalho, as melhores características de fadiga são obtidas pela mistura HIMA, seguido da CONV e TLAF, e pôr fim a SBS, semelhante à ordem de ranqueamento de FFM encontrado no ensaio de fadiga compressão diametral. Entretanto, quando comparadas às misturas de outros autores, o ensaio de tração-compressão verificou uma qualidade inferior para fadiga, enquanto o ensaio à compressão diametral, essas misturas seriam as melhores da avaliação.

A parte de cima do ranqueamento está ocupada por misturas modificadas por polímero AMP 60/85-E e misturas com asfalto borracha, salvo algumas exceções. A partir do segundo terço do ranqueamento, as misturas convencionais com CAP 50-70 estão mais representadas. Sendo assim, o fato da mistura CONV ter desempenho à fadiga superior às modificadas (TLAF e SBS) surpreende apenas pelo mau ranqueamento das modificadas.

Um fato notado é que a mistura SBS encontra-se nas últimas colocações, próxima às misturas de 100% fresado reaquecido e compactado do trabalho de Vestena (2019), significando um desempenho à fadiga extremamente ruim. O fato de estar com mais de 1% de ligante faltante significou uma grande perda em capacidade de fadiga, captado pelo ensaio à tração-compressão, e não pela compressão diametral.

Figura 67 - Ranqueamento FFM da simulação do Nf para misturas ensaiadas no GEPPASV

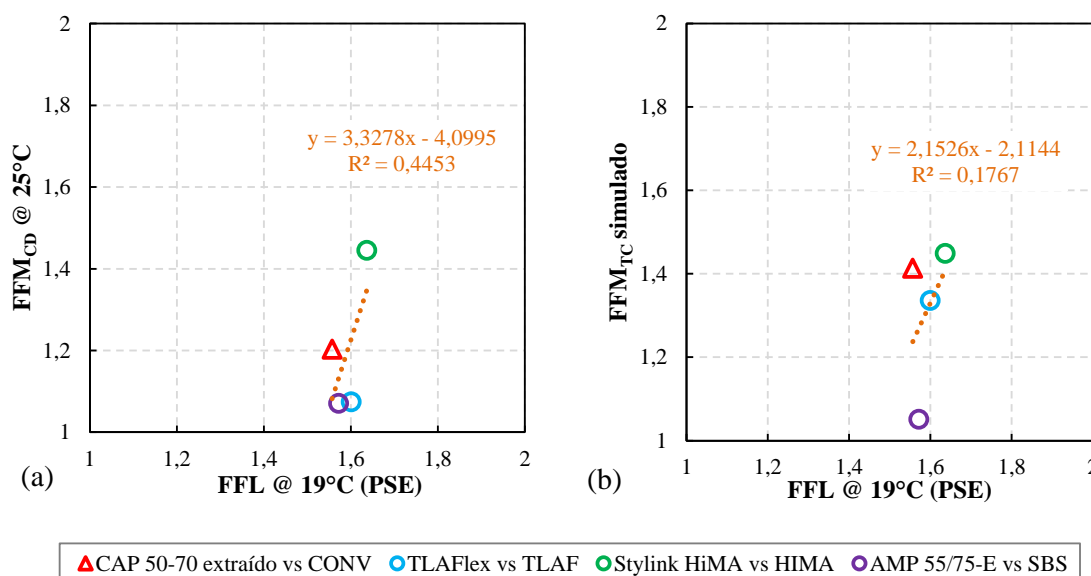


Fonte: Autor

A mistura com asfalto TLAFlex ensaiada por Schuster (2018) está algumas posições abaixo no ranqueamento que a TLAFL desse trabalho. Ainda assim, isso não significa que sejam misturas ruins, visto que a sua elevada rigidez dificultou a caracterização no trabalho de Schuster (2018), e a falta de ligante da TLAFL reduziu sua capacidade à fadiga. As misturas com asfalto HiMA de Boeira (2018) estão em roxo, em que quatro estão mal posicionadas, abaixo da HIMA deste trabalho, e outras quatro estão colocadas mais acima, demonstrando o bom potencial desse ligante.

Por fim, a Figura 68 apresenta a comparação entre os fatores calculados na escala dos ligantes (FFL) em comparação com os fatores calculados para as misturas (FFM), por ambos ensaios. As correlações apresentadas são baixas, de 0,44 para o ensaio à compressão diametral, e de 0,18 para o ensaio à tração-compressão. Isso se deve ao fato de as misturas modificadas possuírem menos ligante que o dosado, reduzindo de maneira significativa sua capacidade à fadiga. A conclusão do autor é de que não há benefício em utilizar um ligante modificado ou altamente modificado, de maior custo de aquisição, se esse não for aplicado junto a um rigoroso controle tecnológico, buscando um melhor aproveitamento do material.

Figura 68 - Comparação entre FFL do ensaio LAS com: (a) FFM do ensaio à compressão diâmetral; (b) FFM do ensaio à tração-compressão



Fonte: Autor

4 TRECHO MONITORADO, SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E EXTRAÇÕES

Este capítulo relata o tema de monitoramento de trechos e simulações numéricas. Primeiramente está abordada uma revisão bibliográfica referente aos temas relacionados às principais análises computacionais de estruturas de pavimentos, calibradas às condições campo/laboratório brasileiras. Na sequência, os parâmetros relacionados às características do trecho monitorado na BR 116/RS estão apresentadas. Após isso, as metodologias aplicadas para extração de amostras em campo, avaliações estruturais e funcionais do pavimento e simulações numéricas são expostas. Por fim, os resultados referentes às metodologias estão relatados, bem como suas respectivas análises.

4.1 ANÁLISE COMPUTACIONAL DE PAVIMENTOS

A estrutura de um pavimento pode ser definida como um sistema de múltiplas camadas assente sobre uma fundação, chamada de subleito. Os revestimentos das estruturas de pavimentos flexíveis geralmente estão submetidos a esforços de compressão e de tração devidos à flexão, ficando as demais camadas submetidas principalmente a compressão (BERNUCCI *et al.*, 2010). Ademais, o revestimento asfáltico tem como principais finalidades transmitir as cargas verticais para as camadas inferiores, impermeabilizar e garantir conforto e segurança ao usuário. Portanto, o dimensionamento dos pavimentos consiste em determinar as espessuras e materiais adequados para cada camada, de forma a suportar os critérios de ruptura estabelecidos no método de análise.

O método ainda vigente no país foi estabelecido em 1966, pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, sofrendo pequenas alterações em 1981 (SOUZA, 1981). Por utilizar um índice desenvolvido na Califórnia nos anos de 1928 e 1929 para proteger o subleito contra o cisalhamento com determinada capacidade de suporte, ele é chamado de Método *CBR*. É utilizado para quantificar as espessuras das camadas granulares, e de subleito em parâmetros de projeto. Mais detalhes são encontrados em Medina e Motta (2015).

Desde a criação do método brasileiro, o tráfego atuante na malha rodoviária vem sofrendo incrementos significativos, tanto em quantidade de veículos, cargas e diferentes configurações de eixos. O real tráfego solicitante de uma rodovia também é um dos parâmetros de maior dificuldade de determinação, ou de estimativa futura, que ao ser subestimado, leva ao subdimensionamento das estruturas de pavimentos, ou à redução de sua vida de projeto. Até o momento, os métodos de dimensionamento empíricos e mecanístico-empíricos brasileiros

levam em consideração que a sollicitação acumulada durante a vida de projeto equivale ao somatório de sollicitações do eixo-padrão adotado (eixo simples de rodas duplas de carga total 80 kN, ou 8,2 tf; pressão dos pneus de 0,56 MPa; raio de área de contato de 10,79 cm e distância entre rodas de 16,2 cm) (CERATTI, BERNUCCI e SOARES, 2015).

Além disso, novos materiais estão sendo desenvolvidos e aplicados na prática da engenharia rodoviária, que não foram previstos inicialmente, a exemplo dos ligantes modificados. Atualmente, os dimensionamentos possuem uma parcela empírica atuante, em que as espessuras são baseadas em observações de campo, de forma acerto ou erro. Um método de dimensionamento é dito mecanístico quando utiliza teoria matemática para prever as tensões e deformações provenientes do tráfego e das ações climáticas na estrutura. Então, a parcela empírica pode ser minimizada pelo acompanhamento sistemático de trechos experimentais de campo ajustados com ensaios mecânicos usuais, gerando funções de transferência ou de calibração (FRITZEN, 2016).

4.1.1 Método de Dimensionamento Nacional (*MeDiNa*)

Alguns métodos com base mecanístico-empírico vêm sendo desenvolvidos nas últimas décadas no país. Destacam-se: Motta (1991) e Ceratti (1991) com um método baseado em ensaios de carga repetida para obtenção de módulos de resiliência, fadiga e cálculos de tensões e deformações com o uso do programa *FEPAVE2*; Franco (2000) com o desenvolvimento do primeiro sistema automático de dimensionando de espessuras *PAVE2000*, considerando carga e clima e um período de análise; Franco (2007) com o desenvolvimento do *SisPav*, que permite análise linear e não linear das camadas, baseado na rotina do *Jacob Uzan Layered Elastic Analysis (JULEA)* (UZAN, 1978) e Guimarães (2009) com método previsão de deformação permanente em solos tropicais utilizando ensaios triaxiais.

Posteriormente, Fritzen (2016) abastece o programa *SisPav* com um banco de dados de Função de Transferência calibradas com 45 segmentos experimentais asfálticos do Projeto Fundão. A validação da função se deu em 13 segmentos monitorados distribuídos nos estados do rio de Janeiro (RJ), Rio Grande do Sul (RS), São Paulo (SP) e Ceará (CE).

Em 2018, o programa desenvolvido em C++, com base na rotina *AEMC* de análise de camadas elásticas de múltiplas camadas, ganha o nome de Método de Dimensionamento Nacional (*MeDiNa*), em homenagem ao professor Jacques de Medina, com o apoio do DNIT. As hipóteses utilizadas no programa de análise mecanístico-empírico são (FRANCO e MOTTA, 2020):

- Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos (a modelagem elástica não linear é feita por iterações elásticas lineares);
- A hipótese de Hooke é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
- As camadas são ilimitadas na direção horizontal;
- Todas as camadas possuem espessura finita, à exceção da camada inferior que é considerada semi-infinita;
- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
- Na área carga ocorrem apenas tensões normais;
- A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
- As tensões e deformações são nulas à grandes profundidades;
- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida (entre materiais asfálticos) para lisa ou sem aderência (em interfaces granulares e granular-asfáltico).

No programa, há a possibilidade de dimensionar um pavimento novo, calcular reforços para pistas existentes ou apenas analisar uma estrutura em questão. Para diferentes importâncias de vias, são determinados diferentes critérios de confiabilidade, limites de área trincada e deformação permanente das camadas granulares e subleito (Tabela 9).

Tabela 9 - Limites para as classes de via do *MeDiNa*

Tipo de via	Confiabilidade	Área Trincada	Deformação Permanente
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10 mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Local	65%	30%	20 mm

Fonte: Franco e Motta (2020)

Os materiais asfálticos são caracterizados pela curva de fadiga de compressão diametral e módulo de resiliência. Existe um critério de aceite baseado no *Flow Number* das misturas para utilização em determinado nível de tráfego (Tabela 10), porém não é possível prever o comportamento da deformação permanente de materiais asfálticos.

Tabela 10 - Limites de FN para classes de tráfego do *MeDiNa*

Classe	Flow Number (ciclos)	N (condições normais)	N (condições severas)
1	FN > 100	$N < 10^6$	Não recomendado
2	$100 \leq FN < 300$	$10^6 \leq N < 10^7$	$N < 10^6$
3	$300 \leq FN < 750$	$10^7 \leq N < 10^8$	$10^6 \leq N < 10^7$
4	$750 \leq FN < 2000$	$N \geq 10^8$	$10^7 \leq N < 10^8$
5	FN ≥ 2000	-	$N \geq 10^8$

Fonte: Nascimento (2014) apud Franco e Motta (2020)

Para os materiais granulares e subleito, são requeridos ensaios de módulo de resiliência triaxiais na forma da Equação (33), e ensaios de deformação permanente no modelo de Guimarães (2009) da Equação (34).

$$MR = k_1 * \sigma_3^{k_2} * \sigma_d^{k_3} \quad (33)$$

Onde: MR é o módulo de resiliência do material, em MPa;

k_1, k_2, k_3 e k_4 são constantes a serem calibradas;

σ_3 e σ_d são tensão confinante e tensão desvio respectivamente;

$$\varepsilon_p^{esp} = \psi_1 * \sigma_3^{\psi_2} * \sigma_d^{\psi_3} * N^{\psi_4} \quad (34)$$

Onde: ε_p é a deformação permanente acumulada;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 são constantes a serem calibradas;

N é o número de equivalências do eixo padrão rodoviário.

Para a estimativa do carregamento do tráfego, o programa considera a carga das rodas uniformemente distribuída em uma área circular entre pneu e pavimento, com pressão de contato igual à pressão de inflação dos pneus. O eixo padrão rodoviário é utilizado nas análises e no dimensionamento das estruturas do pavimento, visto que suas calibrações de fadiga utilizaram a evolução estimada de passagens desse.

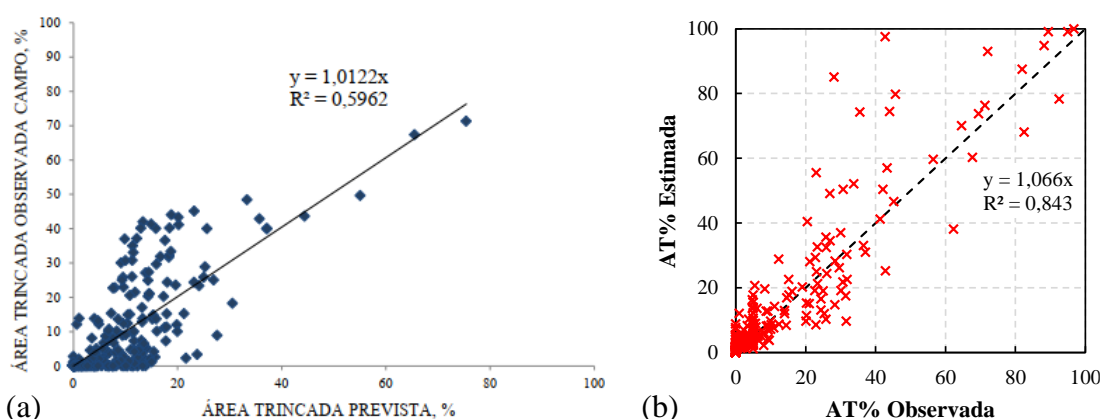
O programa ainda retorna como resultado de cada análise a evolução mensal dos danos por fadiga, o resumo da deformação permanente ao final do período analisado e as bacias de deflexão estimadas para controle executivo.

Franco (2020), em uma apresentação para a Rede de Tecnologia em Asfalto, expõe as principais vantagens de se utilizar um método mecanístico-empírico no contexto brasileiro:

- Pode ser utilizado como um documento oficial que justifica ganhos de engenharia, quando se for necessário argumentar a escolha de materiais mais caros, porém de qualidade superior;
- Propicia justificativa de utilização de materiais locais por meio de uma análise confiável, podendo reduzir custos relacionados a distância de transporte;
- Utiliza critério de fadiga para dimensionamento de reforços de pavimentos;
- Verifica a necessidade de reforço nas camadas existentes num processo de reforço de pavimento, por meio da retroanálise e verificação de esforços;
- Pode auxiliar o processo de análise de custos totais relacionado a pavimentação, podendo serem simuladas diversas opções de estrutura de forma rápida e confiável.

A função de transferência sofreu algumas alterações desde o trabalho de Fritzen (2016) até a versão atual do programa *MeDiNa v.1.1.5.0*, de dezembro de 2020. A nova função está calibrada utilizando 34 segmentos do Projeto do Fundão, e um segmento da cidade de Santa Maria (RS). As misturas asfálticas provenientes do Projeto Fundão utilizam agregado de uma única fonte, com tamanho nominal de 12,5 mm e 19,0 mm, com ligantes convencionais (CAP 30-45 e CAP 50-70), modificados com SBS (AMP 65/90-E) e modificado com borracha; e a de Santa Maria, pedra da região central do estado, com tamanho nominal de 12,5 mm, asfalto convencional CAP 50-70. Os tráfegos anuais, em termos de N_{USACE} , variam entre $1,56E+05$ e $5,52E+06$, e acumulados mínimos e máximos entre $4,54E+05$ e $2,36E+07$. Da totalidade, 24 segmentos possuem menos de 30% de área trincada. A Figura 69 apresenta a área trincada prevista *versus* observada para a função de Fritzen (2016) (a) e atualmente utilizada no programa *MeDiNa* (b).

Figura 69 - Função de transferência para pavimentos brasileiros: (a) Fritzen (2016); (b) *MeDiNa v.1.1.5.0*



Fonte: (a) Fritzen (2016); (b) Autor

4.1.2 Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses (LVECD)

O item a seguir trata da evolução das teorias *VECD* e *S-VECD* para ferramentas computacionais. Assim, o programa mecanístico-empírico chamado *Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses (LVECD)*, com sua versão comercial *FlexPAVETM*, foi desenvolvido na *North Carolina State University*, e tem sido tratado na literatura internacional como estado da arte na modelagem de pavimentos asfálticos.

Uma resposta de tração-compressão razoável é parte essencial no processo de dimensionamento e previsão de desempenho. As variáveis relacionadas ao processo são de difícil previsão e complexas de se calcular matematicamente, como vida do pavimento, temperatura e tráfego. Assim, algumas simplificações na metodologia de análise são necessárias, para reduzir o processo que demoraria milhões de ciclos durante anos, para algumas centenas de análises sobre um ciclo de carregamento (ESLAMINIA *et al.*, 2012).

Fundamentado nas teorias anteriores, na abordagem viscoelástica de cargas em movimento, e considerando tensões tridimensionais aos carregamentos impostos, Eslaminia *et al.* (2012) desenvolveram o programa *LVECD*. Segundo os autores, o programa seria um avanço na modelagem, baseados no *LEA (Layered Elastic Analysis)*, que idealizava as camadas como elásticas ante uma carga estática e uma relação de tensões deformações normais e radiais a carga, utilizando uma transformação de Furier-Bessel; e no seu avanço *LVEMA (Layered Viscoelastic Moving Load)*, que passou a considerar cargas em movimento, e viscoelasticidade para avaliar os materiais, embora ainda não capturasse os efeitos da distribuição devido ao dano (ESLAMINIA, THIRUNAVUKKARASU e GUDDATI, 2011).

Portanto, utilizando como entrada: dados climáticos da região, tráfego e estrutura do pavimento, parâmetros de elasticidade para avaliação de materiais granulares e subleito, e parâmetros de viscoelasticidade e dano por fadiga para materiais asfálticos, o programa abre a possibilidade de simular a evolução do dano nas camadas ao longo do tempo. As hipóteses assumidas no programa são apresentadas abaixo (ESLAMINIA *et al.*, 2012):

- O comprimento e largura da via são grandes se comparadas ao tamanho do pneu e espessura das camadas. Além disso, se os efeitos de fadiga ou deformação permanente nas propriedades dos materiais for ignorada, o pavimento pode ser aproximado a um sistema de camadas infinitas, em que as propriedades variam apenas em termo de profundidade;
- A variação de temperatura é capturada apenas em termos de profundidade do pavimento, e assumida constante no plano correspondente a determinada

profundidade, pois a variação de temperatura ao longo da largura não é significativa, e as propriedades dos materiais são assumidas isotrópicas no plano perpendicular a profundidade;

- Os dados de temperatura são assumidos cíclicos de acordo com o período de um ano. Mesmo que as variações anuais possam ser modeladas com um custo computacional aumentado, não resultariam em distribuição de tensões devido ao dano significantes para as análises;
- Variações de temperatura são capturadas utilizando dados horários. Dados mais finos não seriam relevantes, visto a natureza de aproximação da análise;
- A carga do tráfego é idealizada como uma carga cíclica de formato e velocidade constante;
- A carga do tráfego varia por segundo, enquanto a temperatura varia por hora. A temperatura e seus efeitos nas propriedades dos materiais são assumidos fixados para a análise do tráfego em um dado segmento de tempo;
- Apesar da natureza não linear de bases e subleitos, eles são idealizados como materiais lineares elásticos, visto a não significância dos seus efeitos comparados as aproximações inerentes na modelagem do tráfego e variações de temperatura. Na versão mais recente, as camadas já podem ser consideradas como não-lineares.

As hipóteses, segundo o autor, são para reduzir a análise de milhões de ciclos de carregamento para algumas centenas independentes análises utilizando um esquema segmentado em divisões sazonais, mensais, semanais, diária ou horária, dependendo da acurácia requerida. Os módulos relacionados a previsão em misturas asfálticas de deformação permanente, envelhecimento e *healing* ainda estão em desenvolvimento.

Para os módulos de temperatura, o programa utiliza o histórico de temperatura do *Enhanced Integrated Climate Model (EICM)*, em que as variações de temperatura são computadas de forma horária, para diversas cotas de profundidade de pavimento. O tráfego e o clima são analisados no período do primeiro ano, e depois replicado aos anos seguintes.

As considerações de fadiga são baseadas na teoria viscoelástica de dano contínuo, calculadas matematicamente pelo *VEPCD-FEP++* (KIM *et al.*, 2008b). O dano é calculado através de um único ciclo em cada estágio utilizando o modelo, e então extrapolado utilizando a teoria de trincamento top-down de Baek (2010) para computar a malha de dano no período analisado. Assim, como a temperatura, o tráfego e a análise da danificação são cíclicos ao longo

do período, a análise de esforços só precisa ser realizada em um único ano, e então a análise de fadiga é replicada aos anos seguintes (ESLAMINIA *et al.*, 2012).

Adicionalmente, o modo de ruptura proposto por Sabouri e Kim (2014), que é baseado na mudança da pseudo energia de deformação (G^R) está incorporado ao programa. Assim, para cada estágio de análise, os ciclos aplicados (N) e a razão N/N_f pode ser assumida como a vida de fadiga em um determinado momento, podendo ser aplicada a Lei de Miner, em que o dano varia de 0 a 1, ou não danificado e totalmente danificado, respectivamente.

Nascimento (2015) em sua pesquisa de doutorado, aplicou o modelo *S-VECD* para caracterizar misturas brasileiras de trechos experimentais. Aplicando a análise pelo *LVECD*, foram simuladas as estruturas dos trechos experimentais do Projeto Fundão, com 27 segmentos monitorados. Esses foram construídos entre 2005 até 2011, e a maior parte monitorados até 2013. Da totalidade, 17 possuíam menos de 30% de área trincada. Os tráfegos anuais variaram de $7,28E+05$ até $1,39E+06$ em termos de N_{USACE} . Todos os materiais asfálticos eram misturas densas, com tamanho nominal de 19,1 mm, 12,5 mm e 9,5 mm. Além disso, três pedreiras diferentes foram utilizadas além de ligantes asfálticos convencionais (CAP 30-45 e CAP 50-70), modificados por polímero *SBS* (AMP 60/85-E e AMP 65/90-E), por borracha, por resina (Synthetic BR), por biomassa (Bio-asphalt) e por polímero Evaloy.

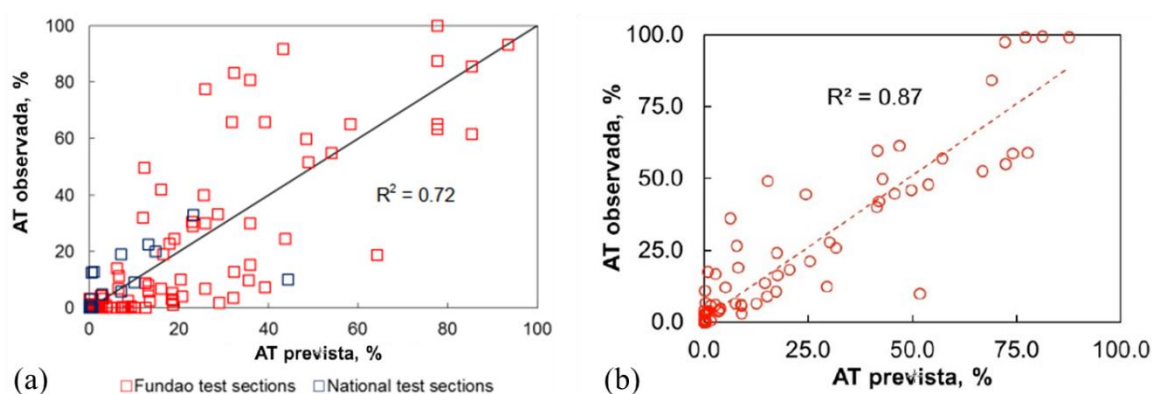
Foi então calibrada uma função de transferência campo/laboratório simulando dano pelo programa, reduzindo o dano, e assim para área trincada em campo. A função foi validada em outros 17 segmentos experimentais distribuídos pelos estados do Rio Grande do Sul (RS), Santa Catarina (SC) e São Paulo (SP). A Figura 70.a apresenta a comparação entre área trincada prevista, e área trincada observada pela função de transferência campo/laboratório de Nascimento (2015), mostrando os segmentos do Projeto Fundão (calibração) e demais pavimentos brasileiros (validação).

Recentemente, essa função foi recalibrada utilizando dados atualizados de alguns segmentos utilizados anteriormente, e novos segmentos do projeto Rede de Tecnologia do Asfalto, sendo apresentada em reunião ao grupo GEPPASV (Nascimento, 2021). Dados de segmentos de rodovias dos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, São Paulo e Goiás, com tráfegos anuais variando de $1,40E+05$ até $1,64E+07$ em termos de N_{USACE} , totalizaram 29 segmentos monitorados, com até nove anos de monitoramento. A função ficou mais objetiva, sem necessidade da redução do dano utilizada anteriormente, que gerava algumas inconsistências em tráfegos elevados ou condições fora do contorno.

A Figura 70.b apresenta a comparação entre área trincada prevista e observada pela função de 2021. Segundo o autor, um dos grandes avanços é que não são mais encontrados

pontos localizados apenas no eixo horizontal ou vertical, ou seja, valores medidos em que a calibração determina como zero, ou valores calibrados diferentes de zero em que a medição resulta em zero. Outro avanço foi a redução dos erros padrões do modelo para as AT(%) previstas.

Figura 70 - Função de transferência campo/laboratório LVECD calibrada em pavimentos brasileiros: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)



Fonte: (a) Adaptado de Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)

4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Esse item trata dos detalhes referentes ao trecho experimental, objeto de estudo dessa pesquisa. São apresentadas as condições da linha do tempo da construção do trecho, o tráfego presente na rodovia e condições de clima. Os ligantes e misturas asfálticas utilizadas nos segmentos já foram caracterizados nos capítulos anteriores, restando detalhar os demais itens que constituem a estrutura do pavimento.

Antes da abertura ao tráfego foram realizados o levantamento deflectométrico e aferição com o equipamento perfilômetro inercial à laser (barra laser). Como adição aos dados iniciais levantados, o autor teve acesso ao relatório de recebimento da obra pela concessionária (ECOSul, 2019), em que também foram realizados levantamentos deflectométricos, de irregularidade, afundamentos em trilha de roda, de macro e microtextura, e de defeitos de superfície. Posteriormente, a cada seis meses, uma equipe do GEPPASV, com ao apoio de sinalização do pessoal da execução e fiscalização da obra, realizaram levantamentos de macro e microtextura, de defeitos de superfície, de afundamentos em trilha de roda com treliça e com o perfilômetro, e irregularidade longitudinal.

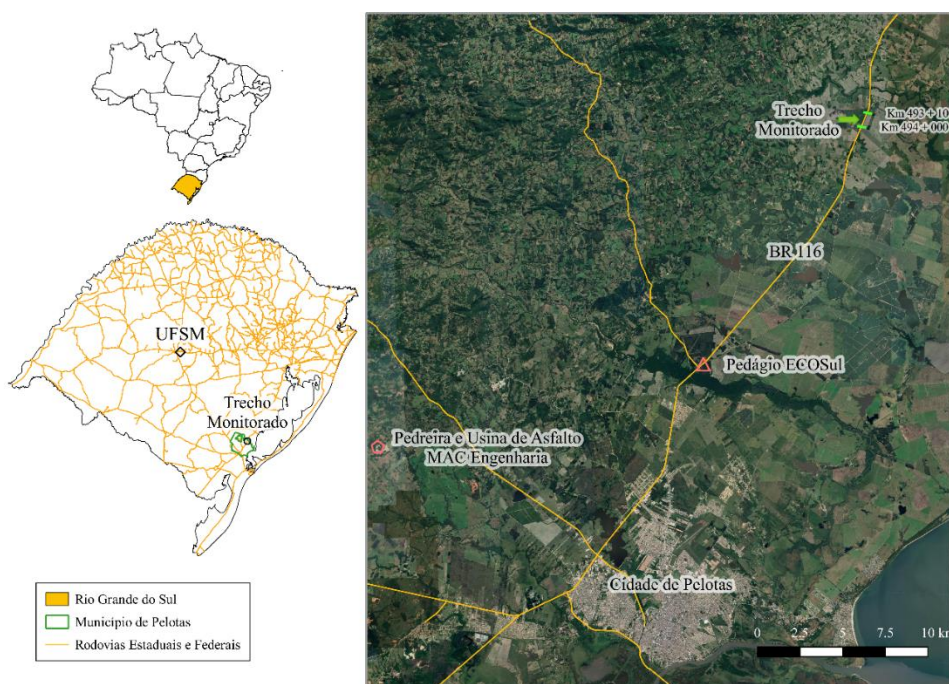
Após 12 meses de tráfego, amostras do material das camadas asfálticas foram extraídas de pista, para realização de ensaios em amostras reduzidas. Por fim, os resultados obtidos no capítulo anterior de caracterização avançada de misturas asfálticas, bem como as espessuras e módulos das camadas do trecho, foram aplicados em programas de análise computacional, a fim de simular as estruturas e verificar processos de previsão de desempenho.

Assim, este capítulo aborda primeiramente os aspectos relacionados as características do trecho, tráfego, clima e materiais constituintes; e apresenta posteriormente às extrações de campo, metodologias aplicadas nos levantamentos presenciais, tanto de avaliações funcionais, quanto estruturais; e por fim expõe os critérios utilizados nas simulações computacionais e verificações de previsão de desempenho.

4.2.1 Características do Trecho

A Figura 71 apresenta a localização do trecho monitorado, situado a cerca de 30 km da cidade de Pelotas/RS. Esse está estabelecido na principal ligação rodoviária entre a região metropolitana do estado e o porto marítimo de Rio Grande/RS, considerado o segundo mais importante porto do país para o desenvolvimento do comércio internacional brasileiro (Portos RS, 2020).

Figura 71 - Localização do trecho monitorado

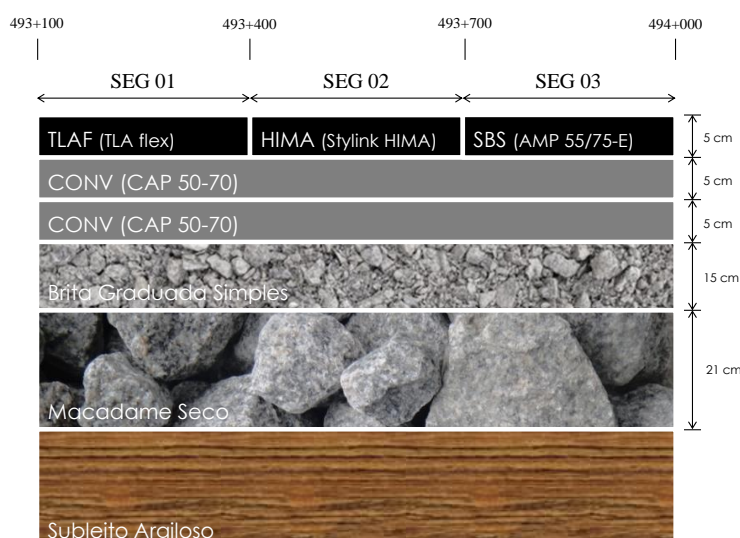


Fonte: Autor

Trata-se de um trecho de duplicação da BR 116, de responsabilidade de execução pela MAC Engenharia, de coordenadas geográficas 31° 29' 37'' S, 52° 12' 53'' O, com altitude de 29 metros acima do nível do mar. A via apresenta pista dupla com duas faixas para cada sentido do tráfego, entre os km 494+000 e 493+100, divididos em três segmentos de 300 metros, sentido Pelotas-Porto Alegre/RS.

Em relação à estrutura do trecho, os segmentos são compostos por subleito argiloso, 21 cm de macadame seco de sub-base, 15 cm de brita graduada simples (BGS), duas camadas de 5 cm de mistura asfáltica de *binder* com asfalto convencional (ligante CAP 50-70), com a mistura denominada CONV, e uma camada final de rolamento de 5 cm de asfalto modificado (Figura 72).

Figura 72 - Estrutura dos segmentos monitorados

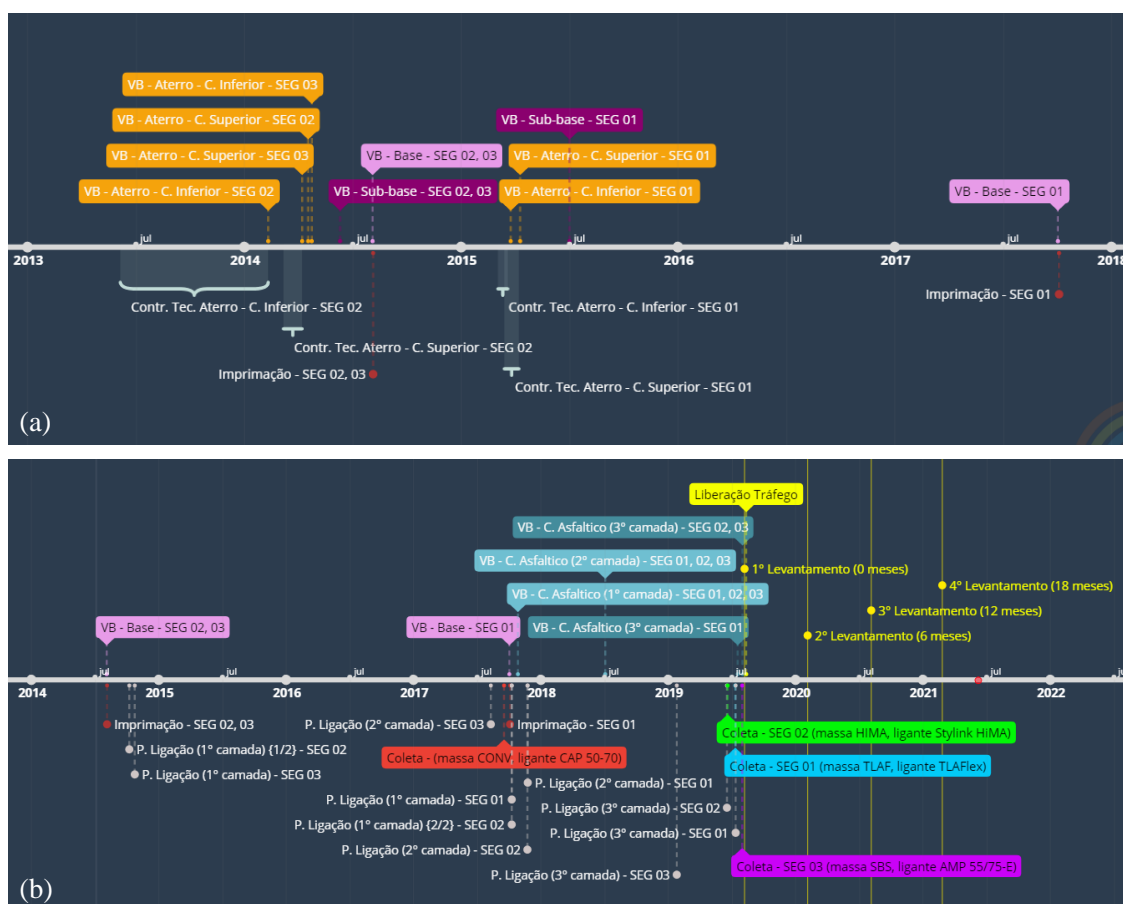


Fonte: Autor

Dividido em três segmentos de 300 m cada, cada camada final de rolamento possui um asfalto modificado diferente. O segmento 01, onde foi utilizado ligante TLAFlex, possui a mistura denominada TLAF; o segmento 02, com asfalto polimérico altamente modificado por SBS (Stylink HiMA, AMP 65/90-E), possui a mistura denominada HIMA; e o segmento 03, onde foi utilizado asfalto polimérico SBS (AMP 55/75-E), possui a mistura denominada SBS.

Com base nos relatórios da empresa disponibilizados ao autor, as etapas de construção do trecho estão relatadas na linha do tempo da Figura 73, em que são apresentadas as datas de controle tecnológico do subleito, imprimação, pinturas de ligação, ensaios de viga Benkelman (VB) sobre as camadas, coletas dos ligantes e massas asfálticas, liberação ao tráfego, e levantamentos realizados pelo grupo GEPPASV.

Figura 73 - Linha do tempo da construção do trecho monitorado: (a) subleito, sub-base e base; (b) após a base



Nota: VB refere-se à data do ensaio de Viga Benckelman
Fonte: Autor

A execução das camadas não-asfálticas ocorreu de maneira separada para os segmentos. Nos segmentos 02 e 03, a execução e controle do subleito ocorreram entre junho de 2013 e abril de 2014, a sub-base foi finalizada em junho de 2014, a base em agosto de 2014, e a imprimação um dia depois de finalizada a base. Para o primeiro segmento, o subleito foi executado entre março e abril de 2015, a sub-base finalizada em julho de 2015, a base finalizada em outubro de 2017, e sua imprimação realizada dois dias após sua conclusão.

Em relação às camadas asfálticas, antes de cada uma foi aplicada uma camada de pintura de ligação, assim tem-se uma ideia de quando a camada começou a ser executada. A camada inferior do segmento 03, e parte do segmento 02 começou a ser executada em outubro de 2014. Em agosto de 2017, a segunda camada do segmento 03 começou a ser executada, tendo uma coleção de material (massa CONV e ligante CAP 50-70) em setembro desse ano. Em outubro de 2017, a camada inferior do restante do segmento 02 e do segmento 01 foram finalizadas, sendo realizada o controle tecnológico de VB da primeira camada ao final desse mês. No mês

seguinte, novembro de 2017, a segunda camada dos segmentos 01 e 02 foi executada. Em julho de 2018 foi realizada o ensaio de viga Benkelman na segunda camada de concreto asfáltico para os três segmentos. Neste período, apenas um tráfego eventual de serviço solicitou a estrutura.

Posteriormente, nos meses de junho e julho de 2019, as últimas camadas de concreto asfáltico foram executadas, e suas massas (TLAF, HIMA e SBS) e ligantes (TLAFlex, Stylink HiMA e AMP 55/75-E) foram coletadas. O controle tecnológico por viga Benkelman foi realizado logo após a execução. Uma semana antes à abertura ao tráfego, foi realizado um levantamento com os equipamentos *Falling Weight Deflectometer (FWD)* e barra inercial à laser. Por fim, o trecho foi aberto ao tráfego em 12 de agosto de 2019. A Figura 74 representa uma foto de cada um dos segmentos finalizados.

Figura 74 - Trecho monitorado: (a) Segmento 01; (b) Segmento 02; (c) Segmento 03



Fonte: Autor

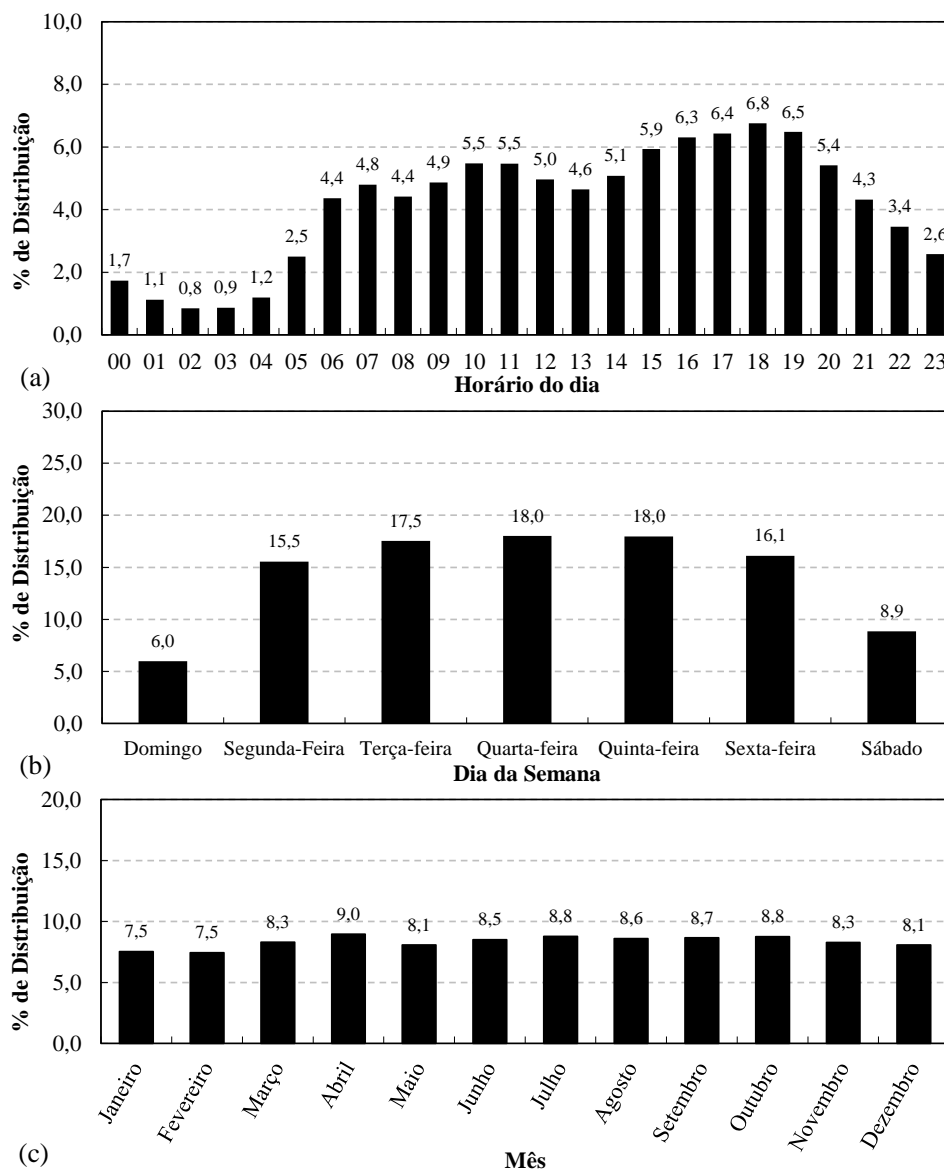
4.2.2 Tráfego

A existência de uma praça de pedágio da Empresa Concessionária de Rodovias do Sul S. A., ECOSul, seguida de um posto de pesagem da ANTT, a 17 km ao sul dos segmentos tem relevância na escolha da localização dos segmentos. Dessa forma, os dados de contagem da Praça Retiro, sentido Porto Alegre/RS, desde a abertura em 12/08/2019 até 31/07/2021 foram disponibilizados pela empresa, e utilizados na determinação do tráfego presente na rodovia.

Ao avaliar a distribuição da quantidade de veículos comerciais ao longo do dia (Figura 75.a), por se tratar de uma localização de tráfego rodoviário, notam-se dois grupos de prevalência. Das 6h até às 22h há uma incidência de veículos com tráfego intenso, com destaque

para o período da tarde, ao contrário do período noturno das 23h até as 5h, em que a menor taxa de veículos soma 10,8% das ocorrências diárias.

Figura 75 - Histograma de veículos comerciais: (a) horário; (b) dia da semana; (c) mês



Fonte: Autor

Os dados de distribuição horária têm relevância como dados de entrada na simulação computacional, no item 4.2.7.2. Durante os dias da semana (Figura 75.b), há uma incidência maior de tráfego nos dias úteis em comparação ao final de semana. Em relação à distribuição mensal do tráfego (Figura 75.c), há uma prevalência quase constante de veículos comerciais, à exceção dos meses de abril e julho, que coincidem com os meses de maior incidência de embarque de cereais no porto de Rio Grande (PORTOS, 2021).

Os cálculos apresentados na sequência são referentes à determinação do primeiro ano de tráfego. O Volume Diário Médio (VDM) unidirecional resultante para o período foi de 3973 veículos, com Fator de Frota (F_f) de 0,297.

Os dados de contagem de tráfego da praça são contabilizados em categorias, relacionadas à quantidade de eixos comerciais presente no veículo. Sendo assim, para conversão de categoria para eixos, foi utilizada a correlação proposta em Klamt (2014), apresentada na Tabela 11.

Tabela 11 - Número de eixos considerado em cada categoria

Categoria		Eixo Simples de Rodas Simples	Eixo Simples de Rodas Duplas	Eixo Tandem Duplo	Eixo Tandem Triplo
	MOTO	0	0	0	0
CAT 01	02 eixos Passeio	0	0	0	0
CAT 03	03 eixos Passeio	0	0	0	0
CAT 05	04 eixos Passeio	0	0	0	0
CAT 02	02 eixos Comerciais	1	1	0	0
CAT 04	03 eixos Comerciais	1	0	1	0
CAT 06	04 eixos Comerciais	1	1	1	0
CAT 07	05 eixos Comerciais	1	1	0	1
CAT 08	06 eixos Comerciais	1	0	1	1
CAT 10	07 eixos Comerciais	1	2	2	0
CAT 11	08 eixos Comerciais	1	2	1	1
CAT 12	09 eixos Comerciais	1	1	2	1
CAT 15	10+ eixos Comerciais	1	3	3	0

Fonte: Klamt (2014)

A conversão do tráfego misto em número equivalente de operações de um eixo padrão, eixo simples de rodas duplas de 8,2 toneladas, foi realizada aplicando os fatores de equivalência de carga (Tabela 12) desenvolvidos pelo Corpo de Engenheiros do Exército Norte-americano (*USACE*), conforme manual de estudos de tráfego do DNIT (DNIT, 2006d).

Tabela 12 - Fatores de Equivalência de Carga *USACE*

Tipos de eixo	Faixas de Carga (tf)	Equações ¹
Dianteiro simples e Traseiro simples	0 - 8	$FC = 2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
	≥ 8	$FC = 1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Tandem duplo	0 - 11	$FC = 1,5920 \times 10^{-4} \times P^{3,472}$
	≥ 11	$FC = 1,5280 \times 10^{-6} \times P^{5,484}$
Tandem triplo	0 - 18	$FC = 8,0359 \times 10^{-5} \times P^{3,3549}$
	≥ 18	$FC = 1,3229 \times 10^{-7} \times P^{5,5789}$

Nota: ¹ P é o peso bruto sobre o eixo, em tf.

Fonte: DNIT (2006d)

Para efeito de análise, os dados foram computados utilizando a premissa de que todos os veículos passam na via com a carga máxima legal do eixo (Tabela 13), conforme foram calibrados os demais trechos monitorados pela UFSM na cidade de Santa Maria/RS (SANTOS, 2015; BUENO, 2016; 2019; BORDIN, 2020). O Fator de Veículo (F_v) encontrado foi de 10,535.

Tabela 13 - Cargas máximas legais dos eixos rodoviários

Eixo Comercial	Carga Máxima Legal (kN)
Eixo Simples de Rodas Simples	60
Eixo simples de Rodas Duplas	100
Eixo Tandem Duplo	170
Eixo Tandem Triplo	255

Fonte: CONTRAN (1998)

Visto que se tratam de pistas com duas faixas para o mesmo sentido, por meio de uma contagem presencial em um dia de semana típico (uma quarta-feira, sem chuva ou feriados próximos), o Fator de Distribuição (F_d) de veículos comerciais por faixa foi determinado. O valor calculado foi de 0,061 para a faixa interna, e de 0,939 para a faixa mais carregada. Assim, o N_{anual} da rodovia pode ser calculado pela Equação (35), resultando em N_{anual} de 2,75E+05 para a faixa interna, e 4,26E+06 para a faixa externa.

$$N_{\text{anual}} = 365 * VDM * F_f * F_v * F_d \quad (35)$$

Onde: N_{anual} é a quantidade de eixos equivalentes passam pela rodovia no ano;

VDM é o volume diário médio de veículos na rodovia;

F_f é o fator de frota;

F_v é o fator de veículo utilizando as equações de equivalência de carga *USACE*;

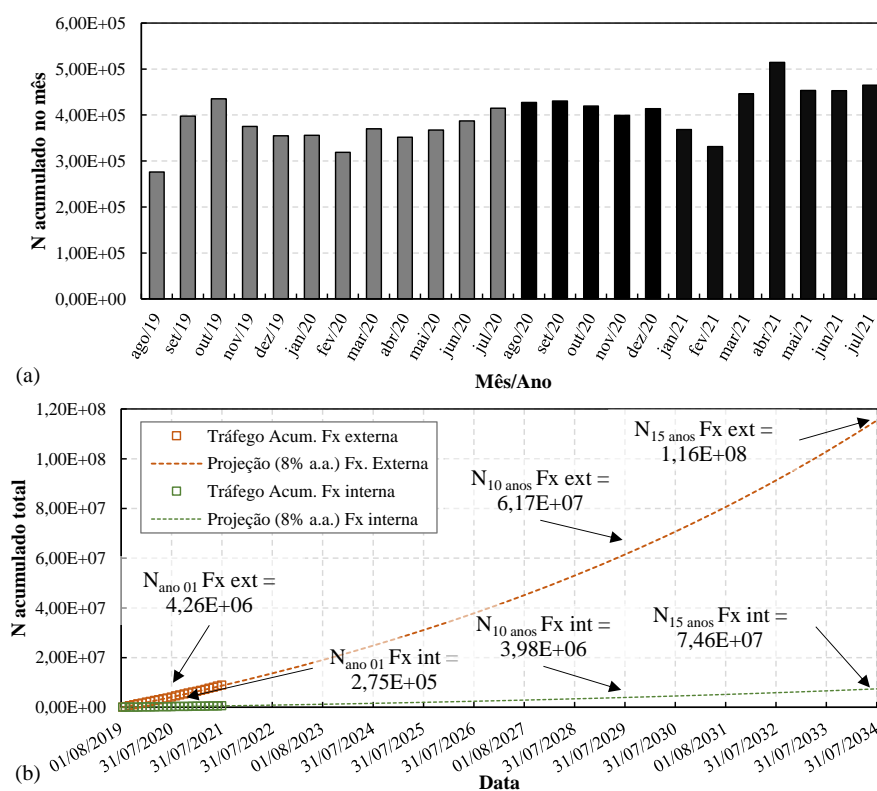
F_d é o fator de distribuição entre faixas da rodovia.

Observando o crescimento do tráfego ao longo dos meses (Figura 76.a), observa-se que o tráfego cresceu consideravelmente do primeiro para o segundo ano, provavelmente influenciado pela pandemia de COVID-19. O N_{anual} do segundo ano para a faixa externa resultou em 4,83E+06, um crescimento de 13,4% em relação ao N_{anual} anterior.

Devido ao período atípico enfrentado pela região, para as considerações de tráfego aplicadas nas metodologias deste trabalho, foi considerado o N_{anual} do primeiro ano, com um

crescimento anual de 8% ao ano, como observado nos resultados de contagens semestrais do grupo GEPPASV (Figura 76.b).

Figura 76 - Crescimento do tráfego: (a) $N_{\text{acumulado}}$ no mês; (b) previsão de N para o período total de projeto com crescimento de 3% ao ano



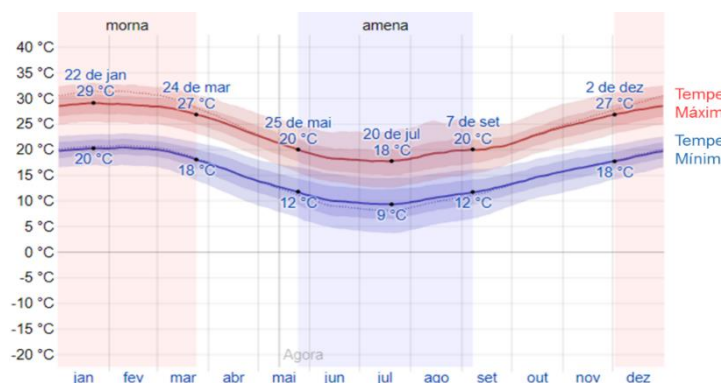
Fonte: Autor

4.2.3 Clima

Os dados climáticos apresentados aqui foram obtidos de dados analisados pelo site *Weather Spark* (2020), de uma estação meteorológica no aeroporto de Pelotas/RS. Os dados são baseados em uma análise estatística de relatórios horários históricos do período de 1 de janeiro de 1980 a 31 de dezembro de 2016.

O clima típico de Pelotas é considerado subtropical úmido, com um verão quente e abafado e um inverno ameno e de ventos fortes. Durante o ano, a temperatura varia entre 9 °C a 29 °C, dificilmente superando 4 °C ou 33 °C, e temperatura média anual de 17,8°C. A Figura 77 apresenta as temperaturas máximas diárias em vermelho, e as mínimas em azul, com faixas de confiabilidade de 25% ao 75% internas, e de 10% ao 90% externas.

Figura 77 - Temperaturas mensais médias em Pelotas/RS

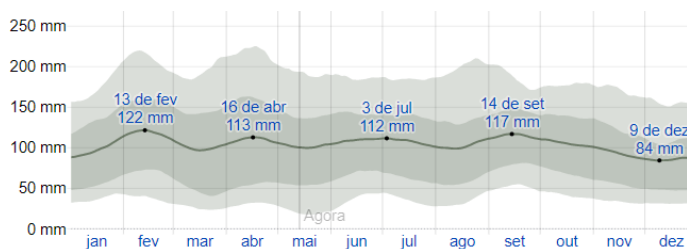


Fonte: Weather Spark (2020)

A estação quente vai de início de dezembro a final de março, com temperatura máxima média diária acima de 27 °C, e a estação fresca vai de final de maio até início de setembro, com temperatura mínima média diária abaixo de 11 °C. A porcentagem média de nuvens sofre pequena variação sazonal ao longo do ano, variando de 50% a 67% (parcialmente encoberto) durante o ano.

Em questão de precipitação média, no período de janeiro a março existe a probabilidade acima de 33% de que em um determinado dia haja precipitação. Já na estação “seca”, que dura os outros dez meses do ano, a probabilidade mínima é de 25%. Assim, Pelotas possui variação sazonal moderada na precipitação mensal de chuva (Figura 78). O período mais abafado do ano dura 6,2 meses, do final de outubro a final de abril, em que o conforto é abafado ou extremamente úmido pelo menos em 21% do tempo.

Figura 78 - Precipitação mensal média em Pelotas/RS



Fonte: Weather Spark (2020)

Em relação a duração do dia, há uma variação substancial. Em 2020, o dia mais curto é 20 de junho com 10 horas e 5 minutos de sol, e o dia mais longo, 21 de dezembro, com 14 horas e 14 minutos de luz solar. A velocidade média anual do vento não varia muito, entre 4,8 m/s e 4,0 m/s, considerada alta por ser uma cidade litorânea. Por fim, a probabilidade de neve é

excepcionalmente atípica, e geadas são relativamente frequentes no inverno, mas geralmente de fraca intensidade.

4.2.4 Materiais Constituintes

Os módulos (MR) do subleito, base e sub-base foram determinados por retroanálise utilizando os resultados dos levantamentos deflectométricos do equipamento de *FWD*, para cada um dos segmentos separadamente. Esse levantamento foi realizado logo antes à abertura ao tráfego. Concomitante a isso, foram realizados ensaios triaxiais para determinação dos módulos não-lineares.

Quanto ao material de subleito (Figura 79), coletado junto ao aterro da rodovia, no km 493+100, foi caracterizado no trabalho de Santos (2020), resumido na Tabela 14. De acordo com a caracterização SUCS, esse material é designado como argila inorgânica de baixa e média plasticidade. Pela classificação da AASHTO/TRB, esse material não apresenta bom comportamento como subleito rodoviário, tendendo a ter um comportamento expansivo (A-7-6).

Figura 79 - Ponto de coleta do material de subleito utilizado no trecho



Fonte: Santos (2020)

Pela classificação MCT para solos tropicais, esse apresenta comportamento solo argiloso não-laterítico (NG'). Segundo Nogami e Villibor (2000), solos NG' não são adequados para utilização como base ou sub-base pela sua elevada plasticidade, compressibilidade e expansibilidade. É considerado o sexto na ordem de prioridade, das sete classes MCT, para emprego em subleitos rodoviários segundo Nogami e Villibor (1995). Os solos do grupo laterítico argiloso (LG') tendem a apresentarem um bom comportamento ao serem empregados em subleitos rodoviários. Dessa forma, ao classificar esse material de acordo com a MCT-M, proposta por Vertamatti (1998), constatou-se que esse está no grupo de solos argilosos

transicionais (TG'), situando-se entre o LG' e NG', podendo apresentar características dos dois grupos.

Com base na massa específica aparente seca máxima e na umidade ótima ($W_{ótima}$), a autora compactou três corpos de prova na energia intermediária, utilizando compactador mecânico por impacto, seguindo os preceitos da norma DNIT 134 ME (DNIT, 2018a). Além disso, a autora avaliou a condição de amostra moldada na condição umidade ótima, e acrescentado 2% de água ao material ($W_{ótima+2\%}$), e moldou corpos de prova com 2% a mais de umidade, adicionando mais 2% de umidade ($W_{ótima+4\%}$). Essas foram as metodologias utilizadas para obtenção dos resultados de módulo de resiliência triaxial pelo modelo composto, em que os módulos típicos ($\sigma_3 = 0,05$ MPa e $\sigma_d = 0,10$ MPa) encontrados estão também apresentados na Tabela 14. Os valores dos coeficientes do modelo composto de módulo de resiliência e do modelo de Guimarães (2009) de deformação permanente estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 14 - Caracterização do material de subleito do trecho

Propriedade	Resultado	Propriedade	Resultado
Peso específico (g/cm ³)	2,649	Energia de compactação	Intermediária
Limite de Liquidez (%)	47	Molde tripartido ($d \times h$)	10 x 20 cm
Limite de Plasticidade (%)	25	Massa específica aparente seca máxima (kg/m ³)	1780
Índice de Plasticidade (%)	22		
Classificação Textural	Areia argilosa	Umidade ótima (%)	16,90
Classificação SUCS	CL	Expansão (%)	1,50
Classificação AASHTO/TRB	A-7-6	mini-CBR (%)	16,4 ¹ /20,7 ²
Classificação MCT	NG'	Módulo de Resiliência ³ (MPa)	$W_{ótima}$ 365
Classificação MCT-M	TG'		$W_{ótima+2\%}$ 89
Classificação Resiliente	Tipo I		$W_{ótima+4\%}$ 66

Nota: ¹ método das correlações; ² método das cargas padrão; ³ módulos típicos ($\sigma_3 = 0,05$ MPa e $\sigma_d = 0,10$ MPa)
Fonte: Santos (2020)

Tabela 15 - Coeficientes de Módulo de Resiliência e deformação permanente do subleito

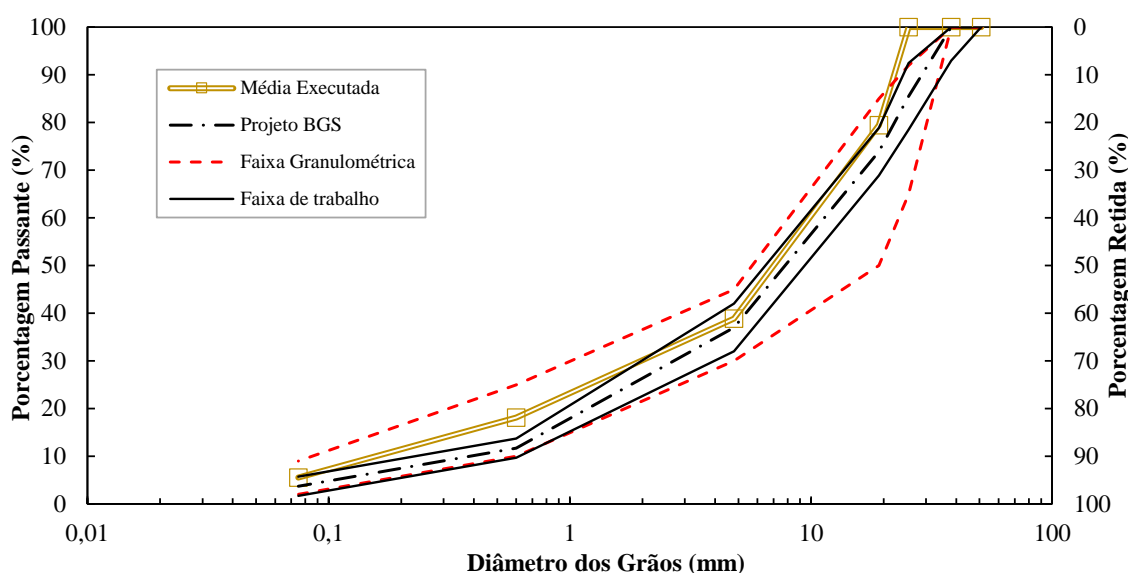
Material	Coefficientes MR Equação (33)	R ²	Coefficientes ϵ_p Equação (34)	R ²
$W_{ótima}$	$k_1 = 403,47$	0,78	$\psi_1 = 0,029$	0,97
	$k_2 = 0,157$		$\psi_2 = -0,706$	
	$k_3 = -0,161$		$\psi_3 = 2,005$	
$W_{ótima+2\%}$	$k_1 = 80,18$	0,94	$\psi_4 = 0,098$	0,91
	$k_2 = 0,293$		$\psi_1 = 0,182$	
	$k_3 = -0,427$		$\psi_2 = -0,332$	
			$\psi_3 = 2,328$	
$W_{ótima+4\%}$	$k_1 = 39,34$	0,74	$\psi_4 = 0,101$	0,63
	$k_2 = 0,184$		$\psi_1 = 0,472$	
	$k_3 = -0,466$		$\psi_2 = 0,178$	
			$\psi_3 = 1,803$	
			$\psi_4 = 0,161$	

Fonte: Santos (2020)

Os agregados britados, tanto do material de sub-base, base e misturas asfálticas, bem como a usinagem das misturas asfálticas são provenientes da pedra e usina de asfalto da MAC Engenharia. O material de BGS foi levado ao laboratório, e caracterizado com a finalidade de verificação do seu módulo de resiliência pelo equipamento triaxial de cargas repetidas.

A granulometria média da execução da BGS, assim como a faixa granulométrica e de trabalho estão apresentadas na Figura 80. Nota-se que a BGS ficou dentro da faixa de trabalho, a exceção da peneira mais graúda, que ficou mais fina do que deveria, e da penúltima peneira, ainda assim dentro da faixa granulométrica estabelecida.

Figura 80 - Granulometria da Brita Graduada Simples



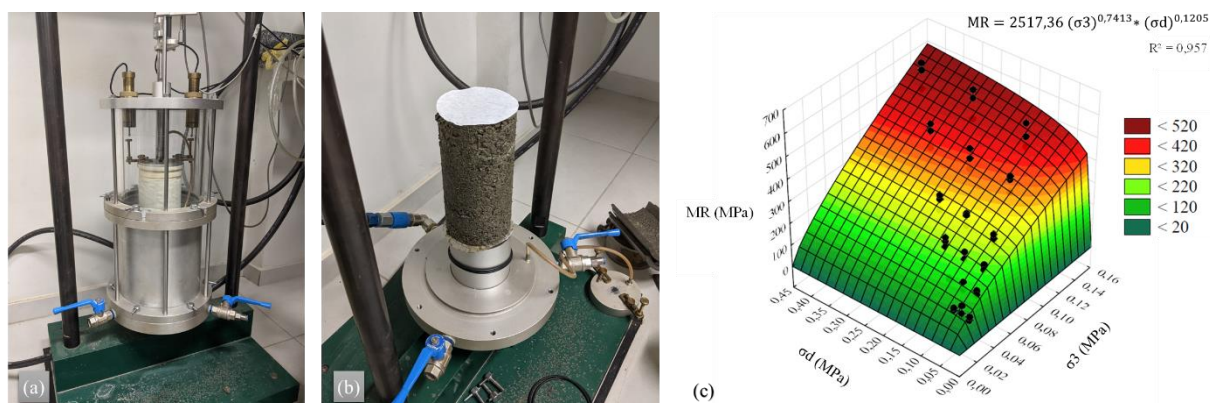
Fonte: Mac Engenharia e Tardelli (2014b)

A curva de compactação desenvolvida pela empresa resultou em umidade ótima de 9,00%, e massa específica aparente seca máxima de 2230 kg/m³ (MAC ENGENHARIA e TARDELLI, 2014b), porém os laudos de execução apontaram uma umidade de 7,05%, e uma densidade de 2252 kg/m³ (ENECON, 2014).

Assim, em laboratório, o material foi quarteado e passado na peneira 1", para melhorar a homogeneidade. A umidade aplicada e densidade objetivada foram as encontradas nos laudos de execução, tentando reproduzir o que ocorreu em campo. Seguindo as recomendações da norma DNIT 134 ME (DNIT, 2018a), amostras foram compactadas por impacto no molde tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, na energia modificada, em dez camadas uniformes, com 56 golpes por camada (Figura 81.a.b).

Os resultados do ensaio foram aplicados no programa *Statistica* v.10, e a partir de uma regressão múltipla não-linear, foram obtidos os coeficientes do modelo composto de MR, em que $k_1 = 2517,36$; $k_2 = 0,7413$; $k_3 = 0,1205$ e $R^2 = 0,957$ (Figura 81.c).

Figura 81 - Ensaio triaxial na BGS: (a) equipamento; (b) material; (c) modelo composto



Fonte: Autor

4.2.5 Extrações em Campo

Como forma de verificação de resultados de laboratório, oito amostras (denominadas de A até H) de 15 cm de diâmetro foram extraídas da pista para cada segmento, no período de 12 meses após a abertura ao tráfego (Figura 82.a). Objetivando futuras extrações, as extrações foram espaçadas 2 metros entre si (Figura 82.b), coletadas entre as estacas 8+00m e 8+14m para o segmento 01, entre 10+00m e 10+14m para o segmento 02, e entre 7+00m e 7+14m para o segmento 03.

Visando minimizar danos relacionados à fadiga ou deformação permanente, as extrações se localizaram no centro da faixa interna da pista, na região de onde foram coletadas as massas asfálticas levadas ao laboratório. Essa condição de pouco tráfego, e na faixa menos carregada foi escolhida para caracterizar condições próximas à abertura ao tráfego da rodovia. Posteriormente, evitando danos à estrutura e a segurança da rodovia, a equipe de apoio da execução dos trechos fechou os furos (Figura 82.c).

Em laboratório, foram verificadas as espessuras das camadas em todas as amostras, e embaladas com papel filme, de forma a minimizar efeitos de oxidação no material ao longo do tempo na estocagem do material (Figura 82.d).

Um furo por segmento foi escolhido (E) para verificações de volume de vazios e módulo complexo. Para tal finalidade, cada camada foi serrada separadamente (Figura 82.e), e então

submetida a uma nova extração, de amostras reduzidas de 38 mm de diâmetro e 110 mm de altura (Figura 82.f, g), retificadas, e ensaiadas (Figura 82.h).

A nomenclatura das amostras reduzidas se deu pelo ano de extração (no caso “1”, para um ano), letra do furo (de “A” até “H”), número do segmento (“I”, “II” ou “III”), camada extraída (“SUP”, “INT” ou “INF”) e letra da amostra (“X” e “Y” se duas amostras, ou “XY”, se somente uma), como por exemplo: 1 E III INT X. No total, duas amostras foram extraídas e utilizadas para representar cada uma das camadas “SUP”, quatro amostras para toda a camada “INT”, e mais quatro para “INF”.

Os protocolos de ensaio do módulo complexo seguiram os descritos no item 3.2.2.2, nas temperaturas de 4 °C, 21 °C e 37 °C. As temperaturas da extremidade não foram ensaiadas devido à dificuldade de garantir resultados confiáveis em amostras reduzidas nessas condições. As amostras continham 38 mm de diâmetro, e 120 mm de altura. Posteriormente, foram aplicados os modelos de superposição tempo-temperatura WLF; e modelagem 2S2P1D.

Figura 82 - Extrações de 15 cm: (a) extração; (b) pista; (c) furo fechado; (d) proteção em laboratório; (e) separação das camadas; (f) extração de 38 mm; (g) amostras reduzidas; (h) ensaio em amostra reduzida



Fonte: Autor

4.2.6 Avaliação Estrutural, Funcional e de Defeitos de Superfície

De acordo com Medina e Motta (2015), a análise funcional de um pavimento abrange segurança e conforto ao rolamento dos veículos em função da superfície sobre qual estes trafegam. Além disso, indicadores de funcionalidade da via podem ser abordados como elementos auxiliares na análise de custos em tomadas de decisões de projeto ou ações de manutenção, em sistemas sofisticados de gerência de pavimentos (BUENO, 2019)

Assim, como forma de comparação com os resultados laboratoriais, bem como agregar ao banco de dados dos métodos mecanístico-empíricos, os segmentos foram monitorados semestralmente pelas metodologias abaixo descritas. Primeiramente são apresentados os itens referentes aos levantamentos estruturais deflectométricos, e posteriormente os levantamentos funcionais: de macro e microtextura, irregularidade longitudinal, afundamentos de trilha de roda e área trincada.

A Tabela 16 apresenta um resumo das avaliações semestrais realizadas em cada período de levantamento. Os tráfegos apresentados na tabela são referentes ao N total acumulado até o dia do levantamento, considerando os dados da praça de pedágio, e foram utilizados na apresentação dos resultados desde capítulo.

Tabela 16 - Resumo dos levantamentos do GEPPASV no trecho monitorado

Levantamento	Tempo (meses)	Data	N acum.	Faixa Interna				
				Barra Laser IRI	ATR	Treliça ATR	Macro / Microtext.	Defeitos AT(%)
1º	0	07/08/2019	0,00E+00	X	X	-	-	-
2º	6	05/02/2020	1,36E+05	X	X	-	-	X
3º	12	05/08/2020	2,71E+05	X	X	-	-	X
4º	18	24/02/2021	4,33E+05	X	X	X	-	X
5º	24	31/08/2021	5,89E+05 ¹	X	X	X	-	X
Levantamento	Tempo (meses)	Data	N acum.	Faixa Externa				
				Barra Laser IRI	ATR	Treliça ATR	Macro / Microtext.	Defeitos AT(%)
1º	0	07/08/2019	0,00E+00	X	X	-	-	-
2º	6	05/02/2020	2,11E+06	X	X	X	X	X
3º	12	05/08/2020	4,20E+06	X	X	X	X	X
4º	18	24/02/2021	6,71E+06	X	X	X	-	X
5º	24	31/08/2021	9,11E+06 ¹	X	X	X	X	X

Nota: ¹ tráfego estimado considerando o N_{anual} com fator de crescimento de 8% a.a.

Fonte: Autor

4.2.6.1 Levantamentos Deflectométricos

Visando avaliar estruturalmente o pavimento de forma não destrutiva, ensaios deflectométricos foram empregados utilizando deflectômetro de impacto *Falling Weight Deflectometer* (FWD) (Figura 83), cedido pela concessionária da rodovia (ECOSul, 2019), logo após a abertura ao tráfego, em 07/09/2019. As estações de avaliação foram localizadas na trilha de roda externa da faixa externa de tráfego, espaçadas de 40 em 40 metros, para cada um dos três segmentos.

O ensaio dura cerca de um minuto, com um equipamento totalmente automatizado, sendo rebocado por um veículo, ocorrendo através da queda de um conjunto de massas, calibrado com uma carga de 4100 kgf, propagando uma energia de deslocamento nas camadas do pavimento, conforme recomendações da norma DNER-PRO 273/96 (DNER, 1996). Sete geofones estão posicionados no equipamento, de forma a medir as deflexões distantes 0 cm, 20 cm, 30 cm, 45 cm, 60 cm, 90 cm e 120 cm da aplicação carga.

Figura 83 - Equipamento FWD utilizado nos levantamentos para recebimento da obra



Fonte: ECOSul (2019)

Com os dados de distância da aplicação de carga e deflexões do pavimento, configura-se uma bacia deflectométrica para cada estação analisada, que posteriormente serão submetidos ao processo de retroanálise no programa BAKFAA. Os coeficientes de Poisson (ν) adotados seguirão as recomendações de Balbo (2007) e Bernucci *et al.* (2010) para materiais utilizados em pavimentos asfálticos (Tabela 17).

Os módulos (MR) das camadas foram obtidas por iterações do processo de retroanálise, seguindo o critério de parada sugerido por Fernandes (2000), validado para pavimentos asfálticos por Bueno (2016), baseado em um erro relativo máximo calculado para cada ponto da bacia de deflexão. Além disso, foram arbitradas duas hipóteses de aderência entre camadas,

de forma a atender as condições de interface utilizadas nos programas de análise *MeDiNa*, condição I em que as camadas não-asfálticas são consideradas não aderidas si e não aderidas para com camadas asfálticas, e camadas asfálticas aderidas entre si; e *LVECD*, condição II em que todas camadas estão aderidas.

Tabela 17 - Coeficientes de Poisson adotados na retroanálise

Material	v adotado
Concreto Asfáltico	0,30
Base Granular	0,35
Sub-base Granular	0,40
Subleito	0,45

Fonte: Autor

Por fim, os módulos das camadas granulares e de subleito foram comparados entre si, e com os resultados de módulo triaxial. Os módulos retroanalizados das camadas asfálticas foram comparados aos módulos obtidos pelo ensaio de MR, e de módulo dinâmico, utilizando a modelagem 2S2P1D para obter o valor referente à temperatura de 25°C e frequência de 10 Hz para os materiais de massas usinadas, e de amostras reduzidas extraídas de pista.

4.2.6.2 *Macrotextura e Microtextura*

Quanto a avaliação da rugosidade da superfície, foram avaliadas características de macrotextura e microtextura dos revestimentos em campo. Na avaliação do primeiro, foi empregado o ensaio de mancha de areia (ASTM E 965, 2019) em todas as estacas ímpares de cada segmento, na trilha de roda externa da faixa externa.

O ensaio consiste em aplicar um volume de 25.000 mm³ de areia (fração entre as peneiras de abertura N°60 (0,177 mm) e N°80 (0,250 mm)) sobre a superfície, espalhada em movimentos circulares até atingir uma forma homogênea, perfazendo um círculo de areia (Figura 84). Assim, medem-se quatro diâmetros em direções distintas com o auxílio de uma régua, de forma a se calcular a altura média de mancha de areia (HS).

Figura 84 - Ensaio de mancha de areia



Fonte: Autor

Esse ensaio avalia a profundidade média da macrotextura da superfície do pavimento, fator que influencia diretamente no escoamento da água. Quanto maior a macrotextura, maior o escoamento da superfície. As classes de macrotextura são apresentadas na Tabela 18, sendo recomendado que os valores para pavimentos asfálticos se situem na faixa entre 0,6 mm e 1,2 mm (ABPv, 1999; DNIT, 2006c). Abaixo disso, fica aumentado o risco de hidroplanagem, e acima, pode ocorrer desgaste excessivo dos pneus, maior consumo de combustível e tendência a maior ruído ao rolamento.

Tabela 18 - Classes de macrotextura

Classificação	HS (mm)
Muito fina ou muito fechada	$HS \leq 0,20$
Fina ou fechada	$0,20 < HS \leq 0,40$
Média	$0,40 < HS \leq 0,80$
Grosseira ou aberta	$0,80 < HS \leq 1,20$
Muito grosseira ou muito aberta	$HS > 1,20$

Fonte: DNIT (2006c)

Para avaliação da microtextura, foi utilizado o equipamento de pêndulo britânico (ASTM E 303, 2018) para determinação do valor de resistência à derrapagem (VRD), nos mesmos pontos analisados anteriormente.

Feita a limpeza da superfície logo após ser aplicado o teste de mancha de areia, posiciona-se o pêndulo, calibra-se a altura e comprimento da região de atrito, molha-se a superfície com borrifador de água e então inicia-se o ensaio, com cinco determinações por estação analisada (Figura 85).

Figura 85 - Ensaio de pêndulo britânico



Fonte: Autor

Essa é uma característica importante para rompimento da película de água e promoção do contato pneu-pavimento em baixas velocidades de deslocamento. É recomendado um VRD entre 47 e 75 para garantir uma microtextura medianamente rugosa a rugosa (DNIT, 2006c). A Tabela 19 apresenta as classes de microtextura.

Tabela 19 - Classes de microtextura

Classificação	VRD
Perigosa	$VRD < 25$
Muito lisa	$25 \leq VRD \leq 31$
Lisa	$32 \leq VRD \leq 39$
Insuficientemente rugosa	$40 \leq VRD \leq 46$
Medianamente rugosa	$47 \leq VRD \leq 54$
Rugosa	$55 \leq VRD \leq 75$
Muito rugosa	$HS > 75$

Fonte: DNIT (2006c)

4.2.6.3 Irregularidade Longitudinal

A irregularidade longitudinal é um dos mais importantes indicadores do desempenho de um pavimento, pois ela afeta diretamente a maneira com qual a estrutura é percebida pelo público que por ela trafega. Além da relação ao tráfego confortável, a irregularidade longitudinal ainda é um fator que possui influência nos custos operacionais dos veículos e na segurança da via (HAJEK *et al.*, 1998). O crescimento da irregularidade ao longo do tempo é condicionado à qualidade executiva do processo construtivo, aos componentes estruturais

(materiais e espessuras), solicitações de tráfego e fatores ambientais (NAKAHARA, LEE HO e BALBO, 2007).

Para determinação da irregularidade, o perfilômetro inercial à laser do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) foi utilizado para cálculo do *International Rough Index* (IRI), normatizado pela ASTM E 950 (2018) (Figura 86). Utilizando medições realizadas ao longo do perfil longitudinal, a uma taxa de 4000 medições por segundo, esse é capaz de avaliar o pavimento com o equipamento em velocidade diretriz da via. O equipamento possui acelerômetros, utilizados como calibradores da posição instantânea do equipamento em relação ao pavimento, a fim de compensar as variações de posição vertical devido ao balanço do carro. Quanto a configuração de seus sensores, um é posicionado no centro da faixa, dois nas trilhas de roda, e dois nas extremidades da faixa de rolamento. Demais características quanto a sua calibração e validação podem ser encontradas em Bueno *et al.* (2020b).

Figura 86 - Perfilômetro inercial à laser do GEPPASV



Fonte: Autor

Os segmentos em questão foram avaliados, seus dados adquiridos, filtrados e processados pelo programa *CiberShell*, elaborado pela Cibermetrica Equipamentos e Serviços LTDA, incluindo as seguintes etapas (BUENO, 2019):

- Pré-processamento com filtro de média móvel a cada 150 mm, com exclusão dos picos 25% mais distantes em relação a referida média, buscando eliminar o efeito da textura da superfície do pavimento nas medidas destinadas ao cálculo dos índices de irregularidade;

- Intervalo de 250 mm para determinação de pontos médios adotados na rotina de cálculo;
- Processamento de resultados referentes à irregularidade e afundamento em trilha de roda em subsegmentos de 10 m.

Os dados foram determinados pela realização de apenas uma única passagem do veículo ao qual o perfilômetro inercial está acoplado, mantendo os rodados posicionados sobre as trilhas de roda, nas duas faixas para cada segmento experimental.

No manual de restauração (DNIT, 2006c) são estabelecidos valores representativos de IRI para subtrechos homogêneos (Tabela 20). O limite referência para entrega de obras de acordo com a I.S./DG n°13/2013 recomenda valores de até 2,3 m/km em pavimentos novos. Ademais, está estabelecido como gatilho de intervenção em vias concessionadas para os Programas de Exploração de Rodovias (PER) e Contratos de Restauração e Manutenção (CREMA) um limite de 2,7 m/km (ANTT, 2015).

Tabela 20 - Condições de superfície em termos de IRI

Conceito	IRI (m/km)
Ótimo	$0,00 < IRI \leq 1,90$
Bom	$1,90 < IRI \leq 2,70$
Regular	$2,70 < IRI \leq 3,50$
Ruim	$3,50 < IRI \leq 4,60$
Péssimo	$IRI > 4,60$

Fonte: Adaptado de DNIT (2006c)

4.2.6.4 Afundamento em Trilha de Roda (ATR)

Por possuir cinco sensores, além do perfil longitudinal, com o perfilômetro à laser é possível avaliar o perfil transversal. Utilizando um trio de sensores para cada lado, será determinado o afundamento em cada trilha de roda separadamente (Figura 87.a). Deste modo, as duas trilhas são medidas e comparadas com a referência do perfil longitudinal não deformado. Os dados foram divididos de 10 em 10 metros para cada trilha separadamente, em todas as faixas dos três segmentos.

Opção de baixo custo em relação ao perfilômetro inercial, o método tradicional via treliça metálica, com precisão de 0,5 mm, normatizado pela DNIT 006 PRO (DNIT, 2003a) também foi empregado (Figura 87.b). Feita a devida interrupção do tráfego e sinalização da via, o equipamento é posicionado perpendicularmente ao eixo da pista, sobre cada uma das trilhas de roda. Na aquisição de dados, foi realizada uma média de três medidas a cada 10 metros de

avaliação, para as trilhas de roda separadamente. Deve-se, contudo, destacar a baixa produtividade, visto ser um método manual, e exposição do operador ao tráfego de veículos.

Figura 87 - Equipamentos para aferição de ATR: (a) perfilômetro inercial à laser; (b) treliça metálica

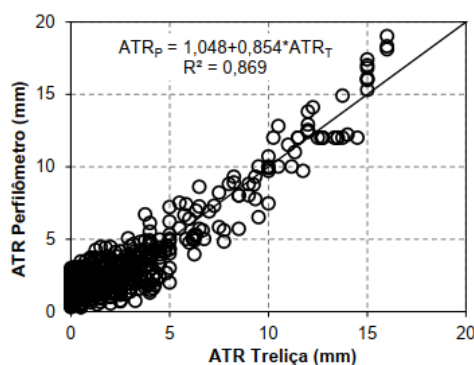


Fonte: (a) Adaptado de Bueno *et al.* (2020b); (b) Autor

Em questão de limites máximos de afundamento, de acordo com a I.S./DG n°13/2013, a flecha de pavimento novo deve ser limitada em 5 mm, já o PER para a BR-116 permite valores de até 7 mm para via em serviço (ANTT, 2015). Caso seja ultrapassado, é necessária intervenção na pista. O programa de dimensionamento *MeDiNa*, para rodovias de maior importância, aceita limites de até 10 mm de afundamento para as flechas dos materiais de base, sub-base e subleito somadas, desde que as misturas asfálticas estejam nos limites mínimos de *Flow Number* para o tráfego estipulado.

Comparações entre os dois métodos foram estudadas em três trechos na cidade de Canguçu/RS, e nos trechos monitorados na cidade de Santa Maria/RS pelo grupo GEPPASV (VESTENA *et al.*, 2018; BUENO *et al.*, 2020b) (Figura 88).

Figura 88 - Comparação entre os métodos da treliça e perfilômetro



Fonte: Bueno *et al.* (2020b)

Os afundamentos medidos com os dois equipamentos seguem a mesma ordem de grandeza, embora exibam diferença na magnitude dos resultados, não definindo um padrão. De maneira geral, tanto a treliça quanto o perfilômetro identificam adequadamente segmentos com baixa e alta incidência de afundamentos, e as variações não influenciam na magnitude do resultado final das medidas de ATR.

4.2.6.5 Percentual de Área Trincada AT(%)

O levantamento de defeitos completo foi realizado em cada período de levantamento, conforme os procedimentos da DNIT 433 PRO (DNIT, 2021), e segue o delineamento aplicado na calibração das funções de transferência de Nascimento (2015, 2021) e do *MeDiNa*. A metodologia define que a totalidade da faixa em análise é dividida em retângulos de 2 metros de comprimento por 1/3 da largura da faixa (Figura 89), em que, para o cálculo de percentagem de área trincada AT(%), todas as trincas ou fissuras, sejam isoladas ou interligadas, transversais ou longitudinais, são consideradas sem diferenciação. Para efeito de avaliação, essa pesquisa utilizou retângulos com 1 metro de comprimento, visto que a pesquisa de Bueno (2019) mostrou que a diferença entre ambos é pequena. Assim, todo defeito associado a fadiga em um retângulo compromete sua área total para efeito de computação. O percentual se dá pela relação entre o número de retângulos com defeitos de fadiga pelo número total de retângulos no dado segmento.

O programa de dimensionamento *MeDiNa* aceita limites de 30% de área trincada para a quaisquer condições, sendo que para rodovias de maior importância, é necessário 95% de confiabilidade. A I.S./DG n°13/2013 estabelece que não devem ocorrer patologias na superfície, e o indicado PER da BR-116 estabelece limite para intervenção um percentual de 15% de trincas, utilizando a DNIT 007 PRO (DNIT, 2003b).

Figura 89 - Malha utilizada na execução de levantamento de área trincada



4.2.7 Simulação Numérica da Estrutura dos Trechos Monitorados

Visando cumprir o objetivo de avaliar computacionalmente os trechos monitorados no decorrer da pesquisa, os programas *MeDiNa* e *LVECD* foram empregados para simulação da vida de projeto da faixa externa. Os resultados de ATR e AT(%) obtidos em campo nos trechos monitorados também utilizados para comparação com as simulações.

Para simulação computacional dos trechos monitorados, as espessuras utilizadas estão apresentadas na estrutura da Figura 72, que consistem de uma camada de mistura asfáltica modificada (diferente para cada segmento avaliado) de 5 cm, uma camada de 10 cm de asfalto convencional, uma camada de brita graduada simples de 15 cm, uma camada de macadame seco de 21 cm e um subleito laterítico, apresentada como a condição PROJ. Em um segundo momento, as espessuras encontradas no processo de extração de amostras também foram utilizadas na avaliação, apresentada como a condição ESP.

O número N_{USACE} equivalente a passagens do eixo padrão rodoviário (Eixo Simples de Rodas Duplas, com 80 kN de carga, pressão de pneus de 0,56 MPa para o *MeDiNa*, e 0,80 MPa para o *LVECD*), calculado conforme disposto no item 4.2.2, foi empregado para uma vida de projeto de 15 anos. A diferenciação na pressão dos pneus é efetuada para concordar com as diferentes condições de calibração da função de transferência para cada caso. Os diferentes programas exibem hipóteses diferentes no cálculo de esforços, já descritas nos itens 4.1.1 - Método de Dimensionamento Nacional (*MeDiNa*) e 4.1.2 - *Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses* (*LVECD*).

4.2.7.1 Programa *MeDiNa*

Primeiramente desenvolvido por Franco (2007), na antiga versão chamada *SisPav*, o programa *MeDiNa* faz uso da teoria elástica de multicamadas de Burmister, adaptadas à linguagem de programação estabelecida no programa *JULEA*. A versão utilizada na pesquisa é de v.1.1.5.0, de dezembro de 2020. A interface do programa é apresentada na Figura 90.

A rotina de implementação dos dados é relativamente simples e lógica. O programa disponibiliza alguns materiais da sua base de dados, porém, para esta pesquisa, os materiais são escolhidos como “Projeto”, em que se pode definir as propriedades dos materiais. As características de fadiga e módulo de resiliência são os dados essenciais para análise das misturas asfálticas. Seus valores foram obtidos como comentado nos itens 3.2.2.1 - Módulo de Resiliência e 3.2.2.4 - Fadiga compressão diametral.

Figura 90 - Interface geral do programa *MeDiNa*

MeDiNa - v.1.1.5.0 - dezembro/2020

Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM RESULTADOS

RESPONSÁVEL: Pablo Vestena EMPRESA: UFSM

PROJETO: Identificação da via, rodovia, trecho, km, estaca, etc MODDO: Pavimento Novo (Nível A)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	TLAF 2021	5,0	9253	0,30
2	CONCRETO ASFÁLTICO	CONV 2021	10,0	6148	0,30
3	MATERIAL GRANULAR	Base SEG 01	15,0	527	0,35
4	MATERIAL GRANULAR	Sub-base SEG 01	21,0	330	0,40
SL	SUBLEITO	Subleito SEG 01	0,0	228	0,45

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO

DADOS DO TRÁFEGO

Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	11660
FV:	1,000
N anual (1º ano):	4,26e+06
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	4,26e+06
Taxa de crescimento (%):	8,0
Período de projeto (anos):	15
N Total:	1,16e+08

--- ANÁLISE DO PAVIMENTO NOVO ---
 Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.
 Nível de confiabilidade da análise: 95%
 Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 55,0%
 Afundamento de Trilha de Roda: 1,6mm

--- ALERTAS ---
 Tráfego elevado para a estrutura proposta.

Fonte: Autor

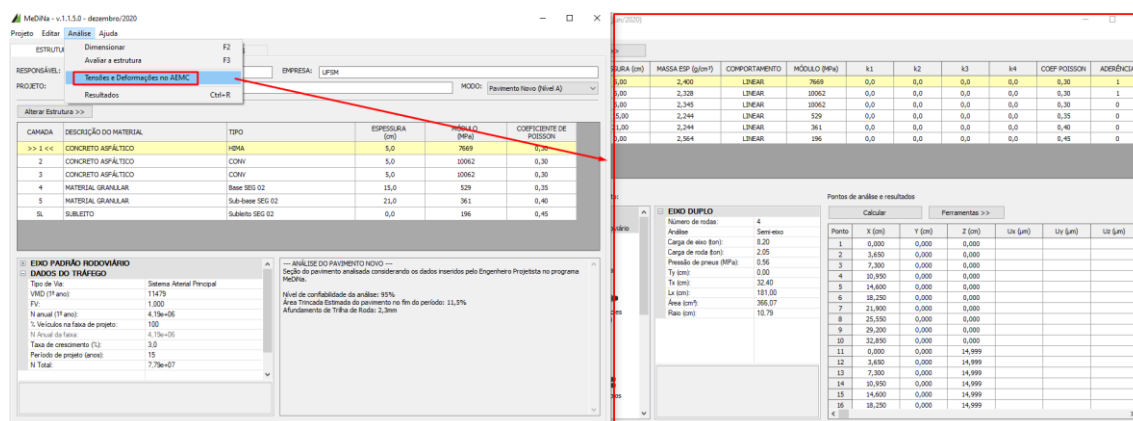
Já para os demais materiais granulares e de subleito, seus módulos foram considerados resiliente lineares, com valores obtidos pela retroanálise (item 4.2.6.1), na condição denominada RETR. Além dessa consideração, os módulos obtidos pelos ensaios triaxiais na Brita Graduada Simples e no Subleito laterítico de Santos (2020) também foram utilizados em um segundo momento, denominada condição TRIA. Sobre as pontuações sobre aderência entre camadas, o programa considera as camadas asfálticas aderidas entre si, mas não entre outras camadas granulares, e as camadas granulares e de subleito não são consideradas aderidas entre si.

O tráfego adotado é de um VMD (Volume Médio Diário) de 11660 veículos anuais para o primeiro ano (faixa externa), com 8% de taxa de crescimento linear, conforme item 4.2.2. O tipo de via adotado foi de sistema arterial principal, visto a elevada importância da rodovia para a região de exportação para o país, o que determina um nível de confiabilidade de 95% e limites de área trincada de materiais asfálticos de 30%. Conforme disposto na Tabela 10 (item 4.1.1), o *Flow Number* mínimo para aceitação é de 300 para condições normais, determinado de acordo com o nível de tráfego desta rodovia.

Os dados de deformação permanente disponibilizados em Santos (2020) foram utilizados para verificação de qual condição de umidade no subleito seria mais apropriada para continuar com as análises de módulos triaxiais. Além disso, as análises quanto ao trincamento por fadiga da camada asfálticas foram realizadas.

A sequência de cálculo do programa está apresentada na sequência. Primeiramente, as tensões, deformações e deslocamentos na estrutura são calculadas utilizando a ferramenta AEMC, embutida no programa, como mostrado na Figura 91.

Figura 91 - Ferramenta AEMC



Fonte: Autor

As tensões referentes a uma aplicação unitária de um eixo padrão rodoviário geram deformações nas camadas. Dado um pavimento com camadas asfálticas na superfície do revestimento, uma malha de vinte pontos, dez na superfície (topo), e dez na última fibra de concreto asfáltico (fundo), é gerada. Então, é buscada a deformação de tração nesses vinte pontos considerada a mais negativa entre as direções x , y ou z ($e1$, $e2$ ou $e3$) (Figura 92).

Figura 92 - Cálculo das deformações de tração $e3$ no AEMC

Ponto	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)	$e1$ (m/m)	$e2$ (m/m)	$e3$ (m/m)	sOctNor (MPa)	sOctCis (MPa)
1	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00000	216,83893	9,81311e-05	3,32112e-05	-5,62896e-05	0,479650	0,373466
2	3,650	0,000	0,000	-1,35904	0,00000	217,15146	9,70327e-05	4,82814e-05	-6,22775e-05	0,530673	0,393182
3	7,300	0,000	0,000	-3,13106	0,00000	219,48366	1,04031e-04	5,03456e-05	-1,19172e-05	0,910436	0,279499
4	10,950	0,000	0,000	-5,40872	0,00000	218,36353	1,00348e-04	6,80043e-05	-1,79068e-05	0,961475	0,294379
5	14,600	0,000	0,000	-7,88344	0,00000	215,31803	9,71840e-05	6,66553e-05	-1,59725e-05	0,944992	0,281985
6	18,250	0,000	0,000	-10,27829	0,00000	210,62397	9,37969e-05	6,37679e-05	-1,32834e-05	0,922078	0,266046
7	21,900	0,000	0,000	-12,54077	0,00000	204,30690	9,00312e-05	5,92397e-05	-9,72885e-06	0,891789	0,246052
8	25,550	0,000	0,000	-14,27456	0,00000	195,98049	8,53125e-05	2,89314e-05	5,28271e-06	0,763874	0,198041
9	29,200	0,000	0,000	-15,40930	0,00000	184,72993	7,17628e-05	2,17406e-05	-4,00729e-05	0,341465	0,269838
10	32,850	0,000	0,000	-15,82793	0,00000	175,81623	6,43146e-05	6,32741e-06	-3,02751e-05	0,257978	0,229738
11	0,000	0,000	14,999	0,00000	0,00000	216,85909	6,27539e-05	-3,84692e-05	-9,70784e-05	-0,610375	0,510993
12	3,650	0,000	14,999	1,45347	0,00000	216,61428	6,47358e-05	-4,23989e-05	-9,74988e-05	-0,630232	0,521351
13	7,300	0,000	14,999	3,16252	0,00000	215,72889	6,92988e-05	-5,16235e-05	-9,82866e-05	-0,675925	0,546598
14	10,950	0,000	14,999	5,22869	0,00000	213,86399	7,36178e-05	-6,10041e-05	-9,83804e-05	-0,719154	0,571710
15	14,600	0,000	14,999	7,55555	0,00000	210,66962	7,49453e-05	-6,54264e-05	-9,68693e-05	-0,732432	0,578134
16	18,250	0,000	14,999	9,91949	0,00000	205,97342	7,21398e-05	-6,28351e-05	-9,33132e-05	-0,704412	0,556478
17	21,900	0,000	14,999	12,05383	0,00000	199,81327	6,50851e-05	-5,30735e-05	-8,76154e-05	-0,633938	0,506049
18	25,550	0,000	14,999	13,72764	0,00000	192,44680	5,48029e-05	-3,80787e-05	-8,00742e-05	-0,531191	0,436184
19	29,200	0,000	14,999	14,82186	0,00000	184,29698	4,35669e-05	-2,20442e-05	-7,14856e-05	-0,418939	0,364743
20	32,850	0,000	14,999	15,37405	0,00000	175,80356	3,36366e-05	-8,90961e-06	-6,28700e-05	-0,319829	0,305656

Fonte: Autor

A partir dessas deformações, o programa verifica que camada de concreto asfáltico está presente no topo e no fundo das camadas asfálticas, e utiliza os coeficientes k_1 e k_2 da Equação (32) (item 3.2.2.4) de cada material, para calcular um N de fadiga em cada um dos vinte pontos. A partir daí, fazendo a média dos vinte pontos, computa do dano médio da camada, como na Equação (43).

$$D_{\text{médio}} = \frac{1}{20} \sum \left(\frac{1}{N_{\text{fadiga}, i}} \right)_{t,c} \quad (36)$$

Onde: $D_{\text{médio}}$ é o dano médio na estrutura do pavimento para uma carga unitária;
 N_{fadiga} é a aplicação da Equação (32) para cada um dos vinte pontos.

A partir do dano médio calculado para a estrutura, a função de transferência campo-laboratório, em forma de uma função exponencial, exposta na Equação (37), é utilizada para determinar um fator de deslocamento.

$$fS = C_1 (D_{\text{médio}})^{C_2} \quad (37)$$

Onde: fS é o fator de deslocamento;
 $D_{\text{médio}}$ é o dano médio da estrutura, obtido pela Equação (36);
 C_1 e C_2 são coeficientes calibrados para a função de transferência.

A determinação de C_1 e C_2 é proveniente da base de dados dos segmentos monitorados. Para fins de cálculo, o manual do programa informa que os valores utilizados são de $C_1 = 1993,7$ e $C_2 = 0,3737$. Para valores de dano inferiores a $1E-03$, o programa aplica uma interpolação linear entre o ponto da curva acima, e o ponto (0,0), resultando em coeficientes $C_1 = 150855$ e $C_2 = 1$. Dando sequência ao procedimento de cálculo, esse fator de deslocamento é utilizado para deslocar o tráfego N da estrutura, formando uma nova variável N' , Equação (38).

$$N' = (N \cdot fS) 10^{-10} \quad (38)$$

Onde: N' é o número N ajustado;
 N é o número de repetições do eixo padrão acumulado;
 fS é o fator de deslocamento, obtido pela Equação (37).

O uso de uma função de deslocamento para um N' impõe que todas as estruturas se comportam de maneira semelhante, porém algumas vão exibir os sinais de fadiga de maneira mais rápida, e outras mais vagarosa. Assim, é identificada uma curva que define essa evolução da área trincada para todas as estruturas. A função escolhida é a Sigmoidal, fixada no ponto inicial em zero, e ponto final em 100, ou seja, 100% de área trincada. O eixo horizontal depende do N' da estrutura, que por sua vez, depende do seu $D_{\text{médio}}$. A equação Sigmoidal é definida pelas Equações (39), (40) e (41).

$$A = \left(\frac{N' - 1}{Z - 1} \right)^n \quad (39)$$

$$B = \left(\frac{-1}{Z - 1} \right)^n \quad (40)$$

$$AT(\%)_{\text{prev}} = \frac{e^{-A} - e^{-B}}{1 - e^B} \quad (41)$$

Onde: $AT(\%)_{\text{prev}}$ é a área trincada prevista para o pavimento, limitada de 0 a 100;

N' é o número N ajustado, obtido pela Equação (38);

Z e n são coeficientes da equação sigmoidal, 0,25 e 5 respectivamente.

A área trincada obtida pelas equações acima é referente a 50% de confiabilidade. Assim, os dados passam pela confiabilidade estatística expressa pela Equação (42).

$$AT(\%)_{\text{conf}} = AT(\%)_{\text{prev}} + EP_{(N')} \cdot Z_p \quad (42)$$

Onde: $AT(\%)_{\text{conf}}$ é a área trincada para a confiabilidade escolhida, limitada de 0 a 100;

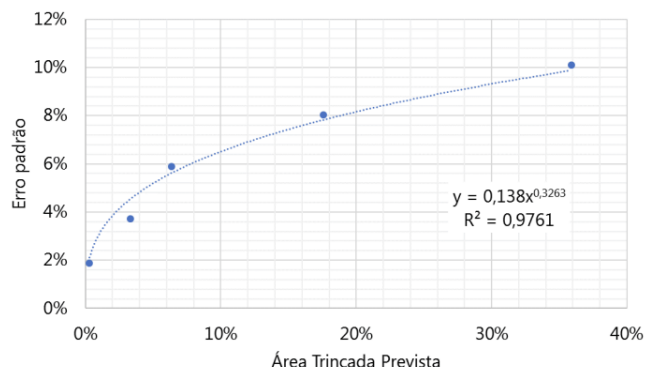
$AT(\%)_{\text{prev}}$ é a área trincada do prevista, obtida pela Equação (41);

$EP_{(N')}$ é o erro padrão do modelo, para cada $AT(\%)_{\text{prev}}$;

Z_p é proveniente da distribuição normal padrão, em que equivale a 1,65 para 95% de confiabilidade.

A função que define o erro padrão ($EP_{(N')}$) do modelo é dependente da área trincada prevista, apresentada no programa como uma equação de potência de coeficientes 13,8 (para erro padrão em percentagem) e 0,3263, como mostra a Figura 93.

Figura 93 - Equação do erro padrão do modelo

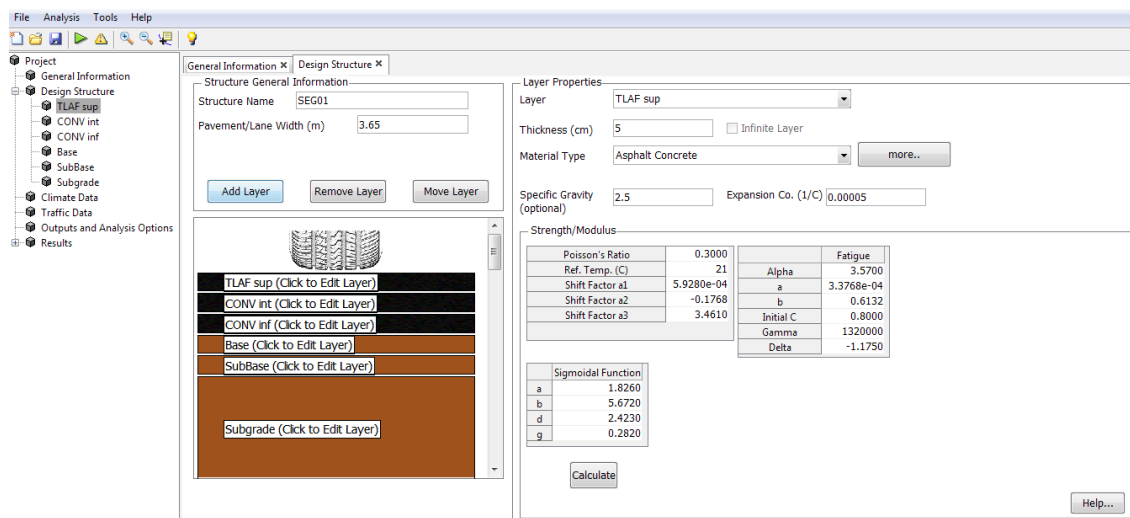


Fonte: Franco e Motta (2020)

4.2.7.2 Programa LVECD

Buscando uma análise mais aprofundada tecnicamente na simulação de pavimentos asfálticos, o programa *LVECD* desenvolvido por Eslaminia *et al.* (2012) também será aplicado para avaliação da estrutura utilizando a abordagem do modelo simplificado viscoelástico de dano contínuo (*S-VECD*). A versão a ser utilizada na pesquisa é *LVECD 1.1 Beta*.

A rotina de implementação de dados no programa é dividida em basicamente quatro abas: *Design Structure*, *Climate Data*, *Traffic Data* e *Output and Analysis Options*. O primeiro é onde são definidas as camadas, espessuras e propriedades dos materiais do pavimento (Figura 94).

Figura 94 - Interface da escolha da estrutura no programa *LVECD*

Fonte: Autor

Os materiais asfálticos são avaliados pela teoria *S-VECD*, em que é necessária a informação ao programa de dados sobre a viscoelasticidade linear e danificação por fadiga. Para caracterização de rigidez, o programa aceita entrada de dados como Séries de Prony, dados experimentais de ensaio (em que o próprio programa faz sua simplificação interna), ou Sigmoidal. O modelo Sigmoidal para o módulo dinâmico da Equação (11) (item 3.1.1.2) foi utilizado, junto da modelagem da PSTT utilizando modelo polinomial, apresentado na Equação (9) (item 3.1.1.1).

A caracterização de danificação por fadiga dos materiais é realizada em termos da integridade ao longo do dano, podendo ser no formato exponencial da Equação (43) ou potência da Equação (44). Esta versão do programa demanda, como dados de entrada, os coeficientes A e B da primeira, o parâmetro de evolução de dano α e os coeficientes Y e Δ , das curvas G^R por N_f , conforme Equação (45).

$$C(S) = e^{AS^B} \quad (43)$$

$$C(S) = 1 - C_{11} * S^{C_{12}} \quad (44)$$

Onde: C é a pseudo rigidez;

S o parâmetro de dano;

a , b , C_{11} e C_{12} são coeficientes a serem calibrados para cada mistura.

$$G^R = \gamma * N_f^\Delta \quad (45)$$

Onde: G^R é a pseudo-energia liberada no ensaio;

N_f é o ciclo de falha do material em cada ensaio;

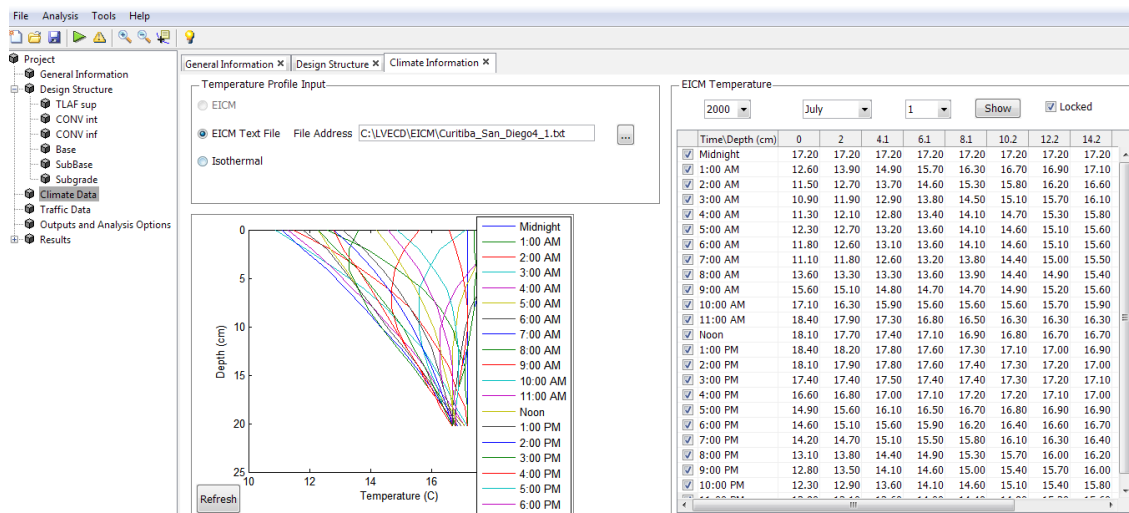
Y e Δ são coeficientes a serem calibrados para cada mistura.

As camadas granulares ou de subleito são consideradas lineares elásticas nesta versão, como forma de simplificação da análise, sendo caracterizadas pelo seu módulo de resiliência médio e coeficientes de Poisson. Portanto serão utilizados os dados levantados por retroanálise para a hipótese de camadas aderidas entre si (item 4.2.6.1).

Em uma segunda aba são definidos os dados climáticos de onde a região está localizada (Figura 95). O programa precisa ser informado de forma horária as temperaturas em diversas profundidades do pavimento. Como as séries históricas do Brasil não estão disponíveis no programa, Nascimento (2015) optou por utilizar para sua pesquisa o banco de dados do modelo

Enchanted Integrated Climate Model (EICM) existente para a cidade de Miami, Flórida, EUA, que se assemelham as variações na cidade do Rio de Janeiro, RJ, objeto da pesquisa do autor.

Figura 95 - Interface das condições climáticas no programa *LVECD*

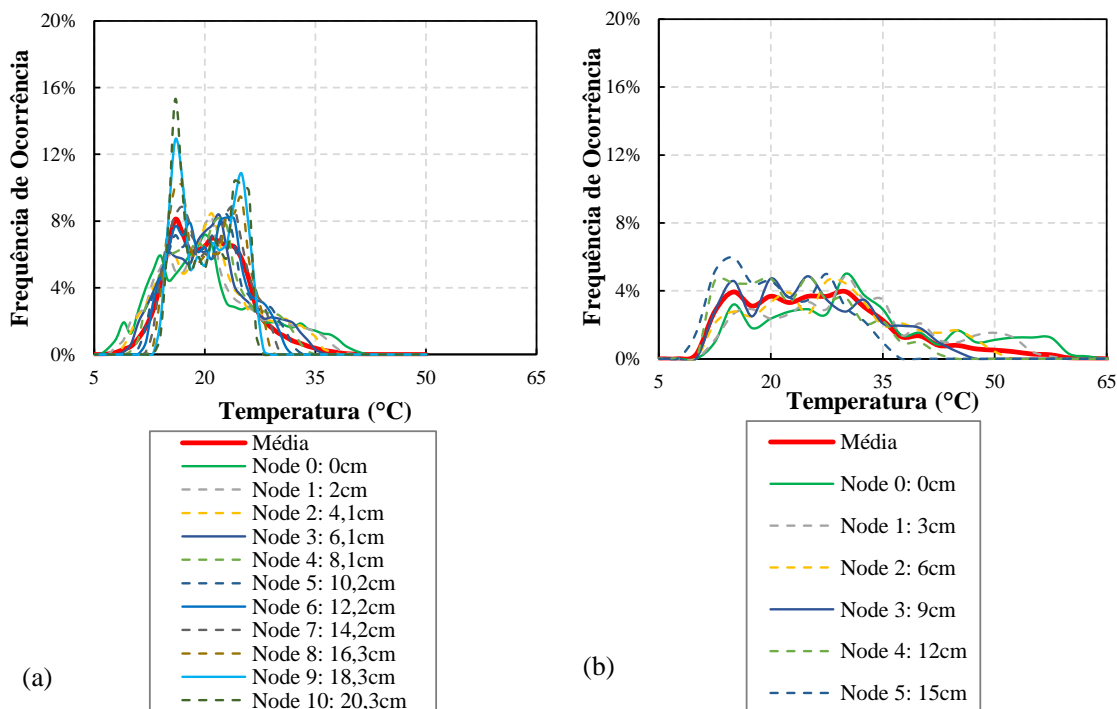


Fonte: Autor

As pesquisas realizadas no grupo GEPPASV (Schuster, 2018; Boeira 2018; Bueno, 2019; Bordin, 2020), somado a argumentações expostas em Nascimento (2015), chegaram à conclusão que, para simulação de trechos experimentais na região Sul do Brasil, os dados *EICM* da cidade de San Diego, Califórnia, EUA, seriam os mais adequados para a análise.

Entretanto, utilizando uma base de temperaturas reais na cidade de Ijuí/RS (BLASS, 2011), medida em diferentes profundidades, extrapolada para a metodologia utilizada pelo *EICM* americano, Chaves (2021) calibrou a condição de temperaturas chamada ISD. A Figura 96 faz a comparação dos dois dados climáticos, mostrando que as temperaturas quentes são mais ocorrentes no ISD que no *EICM* de San Diego. Chaves (2021) verificou que, para os trechos do grupo GEPPASV em Santa Maria/RS, essa condição é a que retorna $AT(\%)_{\text{campo}}$ versus $AT(\%)_{\text{prevista}}$ mais fidedigna. Assim, essa foi a escolhida para esta pesquisa, quando avaliadas os trechos localizados na cidade de Pelotas/RS.

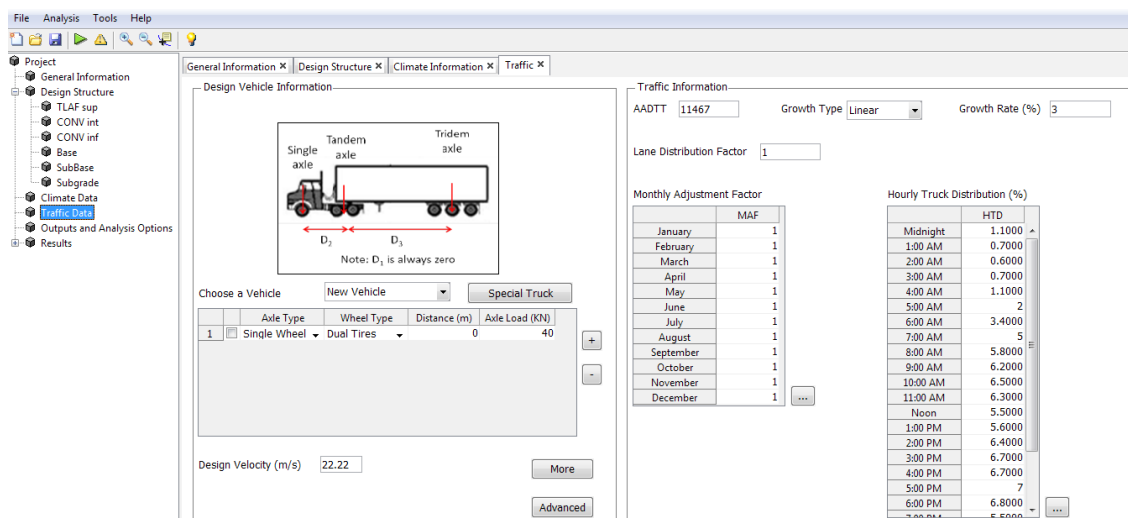
Figura 96 - Histograma de temperaturas: (a) EICM SanDiego; (b) ISD



Fonte: Adaptado de Vestena *et al.* (2021) e Chaves (2021)

Posteriormente, são informadas as informações referentes ao tráfego atuante na estrutura (Figura 97). Os parâmetros são simplificados para número diário de solicitações do eixo padrão rodoviário, e taxa de crescimento do tráfego.

Figura 97 - Interface de condições do tráfego no programa LVECD



Fonte: Autor

O tráfego selecionado foi de AADTT (*Average Annual Daily Truck Traffic*) de 11467 veículos comerciais, no sentido unidirecional, sendo imposta uma taxa de crescimento linear de 8%, para o carregamento pelo Eixo Simples de Rodas Duplas com 80 kN, inflação de pneus 0,80 MPa, área de contato retangular com relação comprimento/largura de 1,5714 e velocidade de passagem de 80 km/h. A variação horária do tráfego disposta ao longo do dia seguirá o exposto no item 4.2.2 (Tabela 21) e a distribuição ao longo dos meses do ano foi considerada constante.

Tabela 21 - Distribuição horária do tráfego

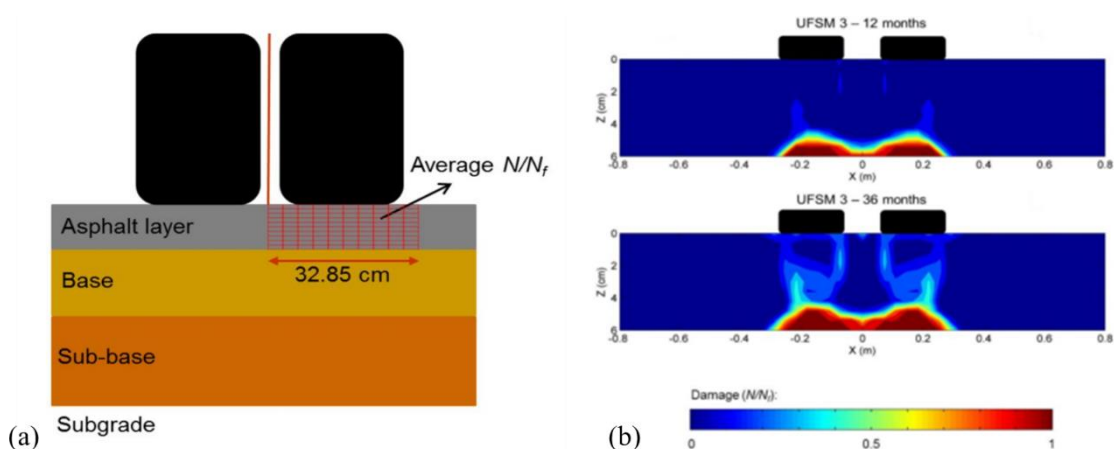
Horário	% de Distribuição	Horário	% de Distribuição
0	1,7	12	5,0
1	1,1	13	4,6
2	0,8	14	5,1
3	0,9	15	5,9
4	1,2	16	6,3
5	2,5	17	6,4
6	4,4	18	6,8
7	4,8	19	6,5
8	4,4	20	5,4
9	4,9	21	4,3
10	5,5	22	3,4
11	5,5	23	2,6

Fonte: Autor

Por fim, seleciona-se a malha de pontos de análise adotada para o cálculo das respostas do programa e cálculo do dano médio (N/N_f) acumulado por fadiga. Os pontos foram dispostos de acordo com a metodologia exposta por Nascimento (2015), visando utilizar a função de transferência campo/laboratório calibrada pelo autor. Para cada camada asfáltica, foi distribuída uma malha com 110 pontos, contendo 10 pontos distribuídos por 32,85 cm na horizontal, a partir do centro entre as duas rodas, e 11 pontos na vertical, distribuídos igualmente ao longo da espessura (Figura 98.a). Então, foi tirada a média das três camadas como dano médio final para cada estrutura avaliada. Foram analisados os períodos de tempo de 1, 6, 12, 18, 24, 36, 60, 120 e 180 meses.

A partir dos danos médios acumulados na malha, calculados pela Lei de Palgram-Miner, o programa calcula a evolução do dano de fadiga nas camadas asfálticas, também gerando gráficos de contorno para os meses avaliados, ao longo do período de projeto. As cores mais quentes representam área mais próximas de 1, enquanto as mais frias, áreas sem danificação (Figura 98.b).

Figura 98 - Representação no programa LVECD: (a) malha de pontos de análise; (b) dano



Fonte: Nascimento (2015)

Nascimento (2015) em sua tese de doutorado realizou a calibração e validação de uma função de transferência campo/laboratório de dano médio acumulado para área trincada para as misturas brasileiras. O procedimento calibrado pelo autor consiste em verificar em quantos meses a estrutura atinge nível de dano médio (N/N_f) de 0,35, verificado como início do processo de trincamento por fadiga. Na sequência, é aplicado um fator de translação para o dano reduzido demonstrado na Equação (46). Por fim, o autor calibrou a função de transferência campo/laboratório para o dano reduzido utilizando a Equação (47). Essa função foi verificada para os trechos monitorados pelo grupo GEPPASV na cidade de Santa Maria/RS no trabalho de Bueno *et al.* (2020a).

$$S_{T_{0,35}} = 0,008274 * T_{0,35} + 0,635237 \quad (46)$$

Onde: $S_{T_{0,35}}$ é o *shift factor* de dano reduzido baseado em $T_{0,35}$;

$T_{0,35}$ é o tempo em meses para 0,35 de dano médio, de 1 até 80.

$$AT(\%)_{prev,2015} = 7272,68 * (N/N_f * S_{T_{0,35}})^{8,6629} \quad (47)$$

Onde: $AT(\%)_{prev}$ é o valor e m área trincada prevista para 50% de confiabilidade;

N/N_f é o dano médio na camada;

$S_{T_{0,35}}$ é o *shift factor* de dano reduzido baseado em $T_{0,35}$.

O cálculo da confiabilidade estatística é dado pela Equação (42) apresentada no item anterior, com erro padrão (EP) do modelo definido pela Equação Sigmoidal (48).

$$EP_{2015} = 0,1557 + \frac{5,7948}{1 + e^{51,4881 - 30,6332 \cdot \log(100 \cdot N/N_f \cdot S_{T_{0,35}})}} \quad (48)$$

Onde: EP_{2015} é o erro padrão da calibração do modelo;

N/N_f é o dano médio na camada;

$S_{T_{0,35}}$ é o *shift factor* de dano reduzido baseado em $T_{0,35}$.

Já para a função atualizada de Nascimento (2021), que conta com novos trechos monitorados pela Rede Tecnologia do Asfalto na calibração, não se utiliza da redução do dano. A determinação da área trincada se dá diretamente pelo dano médio obtido pelo programa, apresentada na Equação (49) e seu erro padrão é definido pela Equação polinomial (50).

$$AT(\%)_{prev,2021} = 4800 * (N/N_f)^{6,64} \quad (49)$$

$$EP_{2021} = 24,219 (N/N_f)^2 + 0,8043(N/N_f) - 0,1419 \quad (50)$$

Onde: $AT(\%)_{prev}$ é o valor e m área trincada prevista para 50% de confiabilidade;

N/N_f é o dano médio na camada;

4.3 RESULTADOS

A partir da metodologia proposta anteriormente, este capítulo apresenta os resultados das extrações de campo a fim de caracterizar as estruturas, monitoramento dos três segmentos da rodovia BR 116/RS, entre os quilômetros 494+000 até 493+100, e por fim, simulações numéricas para previsão de desempenho quanto a afundamentos e à área trincada por fadiga.

4.3.1 Extrações de Campo

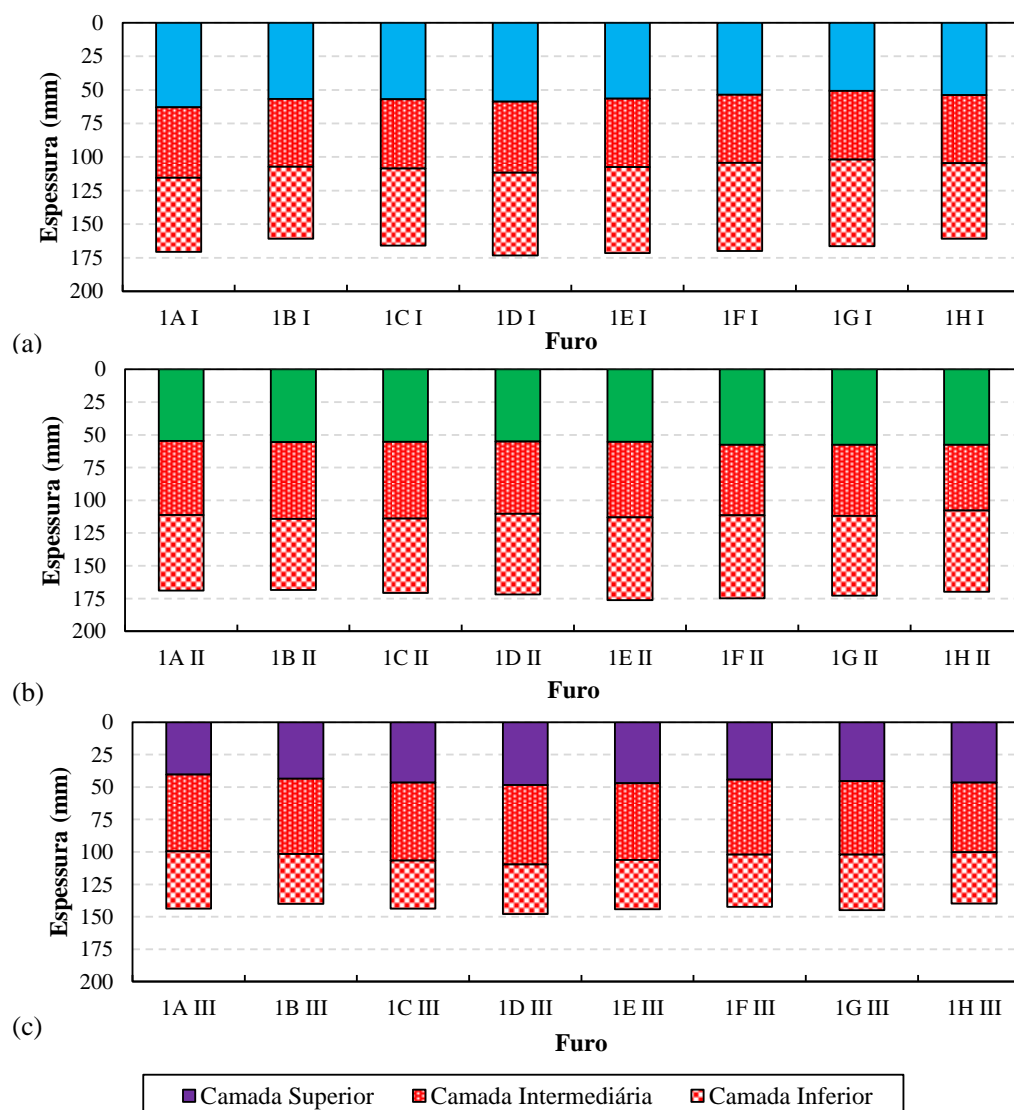
As espessuras das oito amostras extraídas de campo de 15 cm de diâmetro estão apresentadas na Figura 99. Cada extração está separada 2 metros para com a próxima, e pode-se notar uma diferença, tanto na espessura final executada, como para cada camada separadamente. Esse fato pode ser explicado pela possibilidade de a extração estar localizada entre a troca de panos executados.

As espessuras médias encontradas para o segmento 01 foram de 5,63 cm para as camadas superiores, 5,14 cm para as camadas intermediárias e 5,98 cm para as camadas inferiores, totalizando 16,75 cm de camada asfáltica média. Para o segmento 02, foram encontrados 5,61 cm, 5,56 cm e 6,00 cm para as camadas superiores, intermediárias e inferiores, respectivamente, totalizando 17,17 cm. Já o terceiro segmento apresentou para as camadas superiores, intermediárias e inferiores respectivamente: 4,53 cm, 5,82 cm e 3,98 cm, totalizando uma espessura média total de 14,33 cm.

O projeto executivo da rodovia previa 5 cm para cada camada, sendo atendido, e até sobre atendido para os segmentos 01 e 02. Para o segmento 03, a camada superior ficou 0,47 cm mais esbelta que o esperado, enquanto nas camadas subsequentes, como o material é da mesma mistura asfáltica, o excesso de espessura na camada intermediária complementa a falta na camada inferior.

Um fato que deve ser observado é que estas extrações foram realizadas na faixa interna da rodovia, em uma extensão de 16 metros, para um segmento de 300 metros totais, uma condição de pouco atuação do tráfego para fins de adensamento. Além disso, todas as espessuras atenderam os 15 cm determinados em projeto. No mesmo contexto, as simulações numéricas realizadas na sequência deste capítulo, aplicaram duas situações: as espessuras de camadas asfálticas descritas no projeto, ou seja, três camadas de 5 cm; e as espessuras encontradas nas extrações. As espessuras de base, e sub-base se mantiveram as do projeto, visto que não foram realizadas inspeções acerca dessas camadas.

Figura 99 - Espessura das extrações de campo: (a) Segmento 01; (b) Segmento 02; (c) Segmento 03



Fonte: Autor

Apenas o furo E de cada segmento foi utilizado para verificação de volume de vazios e módulo complexo. As camadas foram então separadas por uma serra, e extraídos dois corpos de prova de 38 mm de diâmetro e 110 mm de altura por camada. Como o processo de extração das amostras reduzidas utiliza uma broca de 50 mm de diâmetro externo, e algumas camadas não possuem tal espessura, para estes casos, foi possível extrair apenas um, ou nenhum corpo de prova da camada.

Para cada segmento, duas amostras representaram a camada superior (SUP), e nas demais camadas, intermediária (INT) e inferior (INF), quatro amostras representaram cada. Primeiramente, foram aferidos os volumes de vazios das amostras reduzidas, apresentadas na

Tabela 22, utilizando a densidade máxima medida (DMM) calculada a partir das massas asfálticas usinadas coletadas em campo. Vale observar que o controle tecnológico da obra se dá com base no DMM de projeto, resultando em volumes de vazios inferiores aos apresentados na sequência.

Todas as amostras extraídas apresentam um volume de vazios acima de 4%. A escolha do local da extração está relacionada a isso, visto que se buscou uma posição que se assemelhasse à condição de recém abertura ao tráfego, o centro da faixa menos carregada. O esperado de uma rodovia é que apresente uma maior percentagem de vazios, e os primeiros meses de abertura ao tráfego densifiquem o material asfáltico de modo que ele esteja em 4% de vazios ao fim de sua vida útil.

Para as camadas inferiores e intermediárias, um volume de vazios de 7,5 - 5,5% condiz com o esperado de uma localização com baixo tráfego (entre as trilhas de roda), em condições próximas à pré-liberação ao tráfego. Por outro lado, é possível observar um elevado V_v para as misturas TLAF, HIMA e SBS, podendo estar relacionado ao baixo teor de asfalto nas misturas usinadas, como mostrado no capítulo anterior (3.3), o que dificulta o processo de densificação. As misturas TLAF e HIMA continham 0,25% a menos de asfalto que o limite mínimo da dosagem, e resultaram em V_v semelhantes em pista. Já a mistura SBS que continha mais de 1% de ligante a menos que a dosagem, apresentou os maiores V_v em pista. Em contrapartida, ao se utilizar o DMM de projeto, como foi preconizado no controle tecnológico da obra, os V_v das três camadas superiores, SEG 01, 02 e 03 respectivamente, resultam em 6,91%, 5,06% e 6,85%.

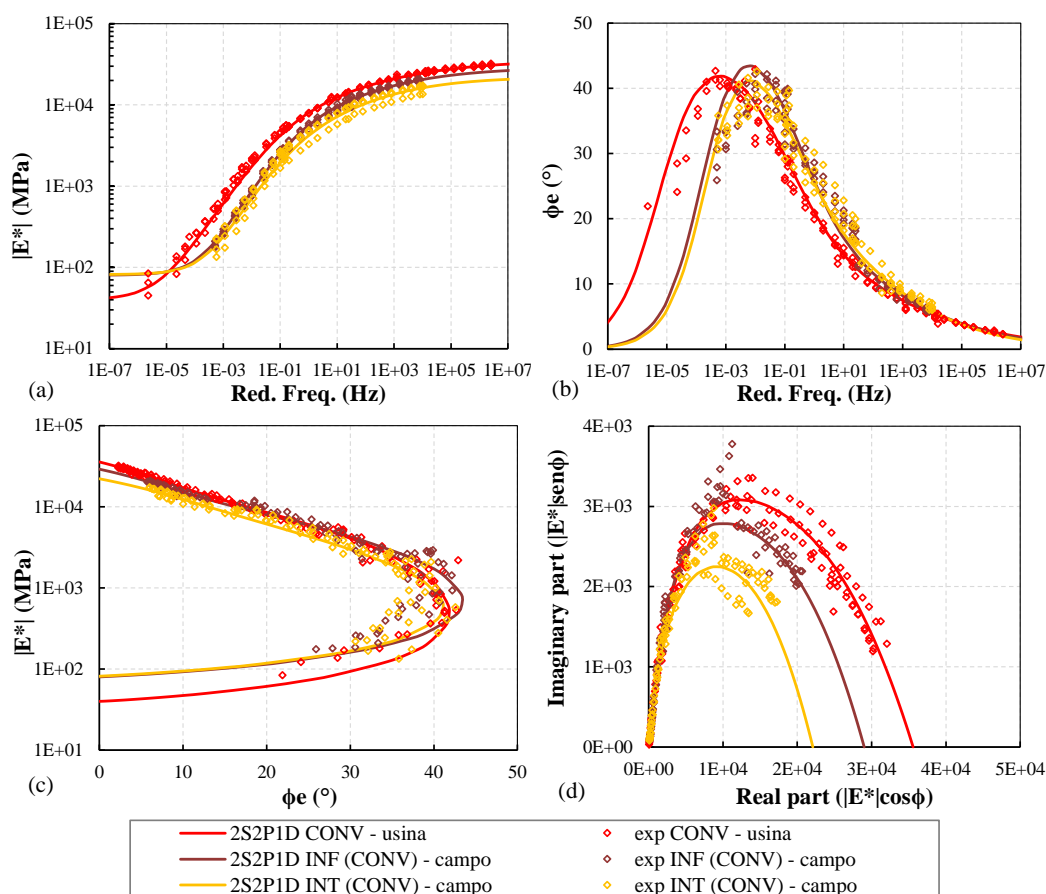
Tabela 22 - Resultado de volume de vazios para as amostras reduzidas

Camada	Amostra	Alt. (mm)	Diâm. (mm)	DMM usina (g/cm ³)	V _v (%)	Média	DP
INF (CONV)	1 E I INF X	114,6	38,0	2,443	5,67	5,58	0,10
	1 E I INF Y	116,1	38,0	2,443	5,63		
	1 E II INF X	116,9	38,0	2,443	5,44		
	1 E II INF Y	104,7	38,0	2,443	5,60		
INT (CONV)	1 E I INT XY	113,8	38,0	2,443	6,65	7,36	0,65
	1 E II INT X	114,7	38,0	2,443	8,23		
	1 E III INT X	115,4	38,0	2,443	7,30		
	1 E III INT Y	113,7	38,0	2,443	7,27		
SUP SEG01 (TLAF)	1 E I SUP X	113,3	38,0	2,469	8,12	8,35	0,32
	1 E I SUP Y	115,8	38,0	2,469	8,58		
SUP SEG02 (HIMA)	1 E II SUP X	117,7	38,0	2,514	8,45	8,50	0,06
	1 E II SUP Y	115,3	38,0	2,514	8,54		
SUP SEG03 (SBS)	1 E III SUP X	113,9	38,0	2,578	12,28	12,34	0,09
	1 E III SUP Y	112,9	38,0	2,578	12,40		

Fonte: Autor

As amostras extraídas foram então utilizadas no ensaio de módulo complexo, para três temperaturas: 4 °C, 21 °C e 37 °C. A modelagem 2S2P1D foi realizada, assim como anteriormente, baseada na média das amostras ensaiadas para cada temperatura e frequência. Na sequência, estão apresentados os resultados modelados pelo 2S2P1D e os dados experimentais de todas as amostras, apresentados lado a lado com sua respectiva mistura usinada moldada em laboratório, para as amostras extraídas das camadas INF e INT com a usinada CONV na Figura 100, camada SUP SEG01 com a usinada TLAf na Figura 101, SUP SEG02 com a usinada HIMA na Figura 102 e SUP SEG03 com a usinada SBS na Figura 103. A Tabela 23 apresenta os coeficientes da modelagem para as amostras extraídas.

Figura 100 - Rigidez para amostras extraídas INF e INT e usinadas CONV: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole



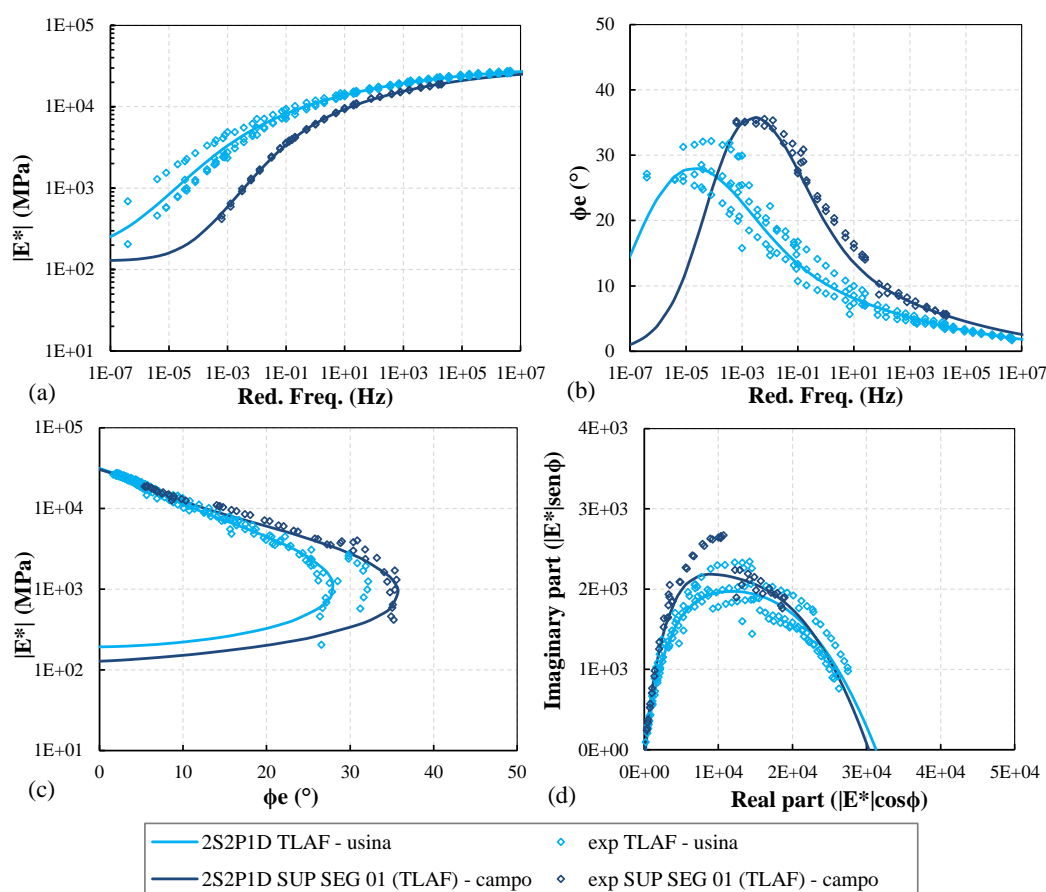
Fonte: Autor

Tomando ciência de que o ensaio de módulo complexo realizado com os materiais de massa asfáltica usinada, apresentados no capítulo anterior, foi realizado em amostras com $5,5 \pm 0,5\%$ de vazios, é esperado uma diferença para as amostras extraídas que contenham V_v

diferente disso. Nesse contexto, as extrações INT e INF são as que mais se aproximam em termos de módulo dinâmico às usinadas. Para as misturas modificadas, o SUP SEG01 com TLAf e SUP SEG02 com HIMA estão mais próximos que a mistura SUP SEG03 SBS, mostrando que o fato de a compactação ficar aquém do esperado tem efeitos significativos na rigidez dos materiais.

Essa verificação é importante para validar representatividade da mistura usinada CONV. Anteriormente, foi observado uma rigidez consideravelmente maior com a extração do ligante da mistura que com o ligante obtido após procedimento de RTFOT. Entretanto, o fato de as extrações de campo apresentarem módulos dinâmicos na mesma ordem de escala das misturas moldadas em laboratório, mostra que o tempo de estoque da mistura CONV em tonel não afetou significativamente a rigidez da mistura quanto era esperado.

Figura 101 - Rigidez para amostras extraídas SUP SEG01 e usinadas TLAf: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole

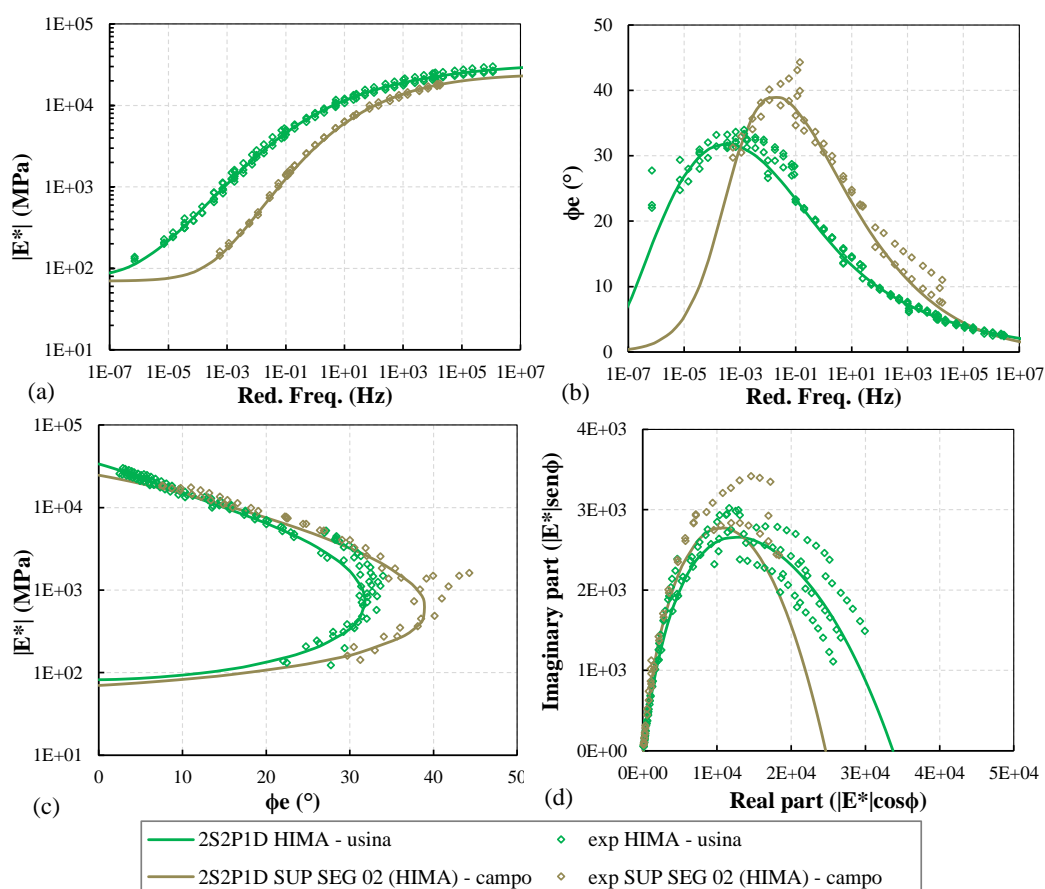


Fonte: Autor

Em questão de pico de ângulo de fase, as misturas convencionais extraídas (INF e INT) e usinadas moldadas em laboratório (CONV) estão na faixa de 40° , sendo visualizada apenas um pequeno atraso na frequência reduzida, demonstrando um envelhecimento um pouco maior na mistura usinada. Para o caso das misturas modificadas, o pico de ângulo de fase encontrado está aproximadamente 25% maior para o SUP SEG01 e SEG02 extraído em comparação com a respectiva mistura usinada, e 40% maior para o SUP SEG03 extraído comparado com a SBS.

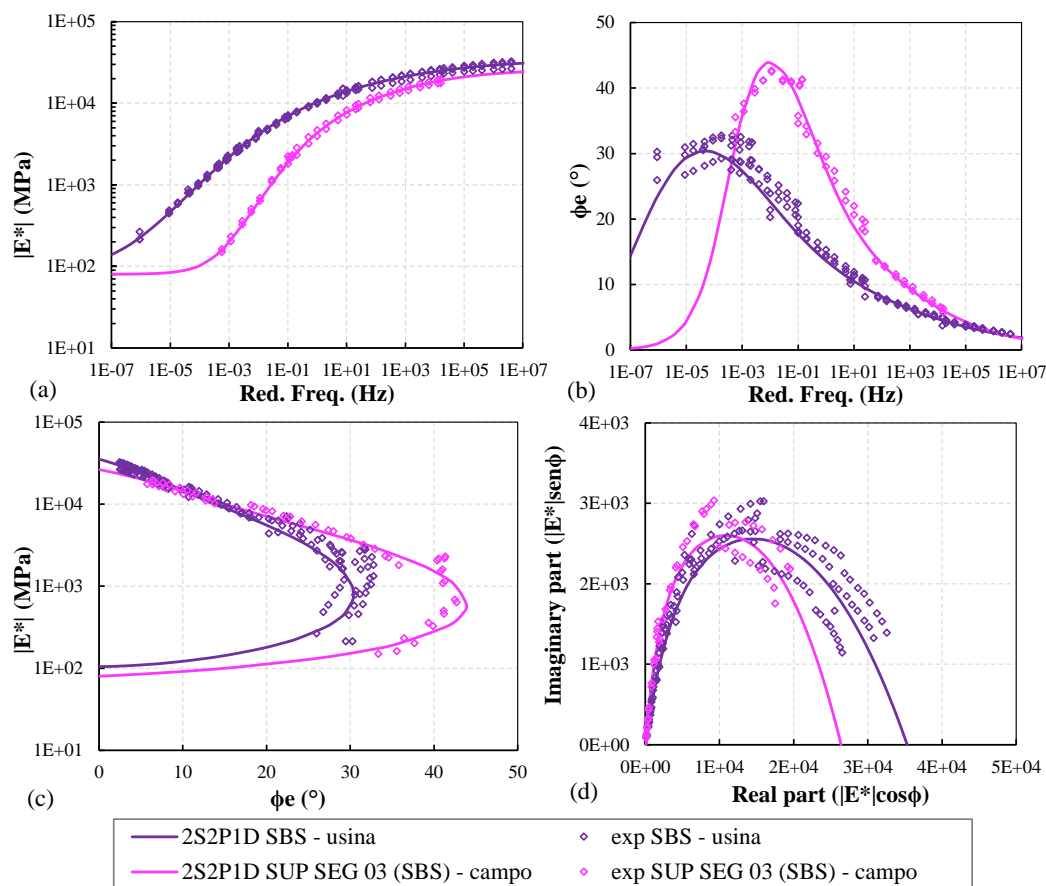
A diferença na posição do pico em relação ao eixo da frequência reduzida também é observada para as misturas modificadas, fato expressado pela constante τ_E , indicando um maior envelhecimento nas misturas usinadas. Por outro lado, a diferença no V_V também tem influência nos valores de módulo e ângulo de fase. O espaço Black e Cole-cole, em todos os casos, mostra uma influência maior da parcela elástica para as misturas extraídas de pista, em comparação com sua respectiva mistura usinada.

Figura 102 - Rigidez para amostras extraídas SUP SEG02 e usinadas HIMA: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole



Fonte: Autor

Figura 103 - Rigidez para amostras extraídas SUP SEG03 e usinadas SBS: (a) curva mestra de módulo dinâmico; (b) curva mestra de ângulo de fase; (c) espaço Black; (d) Cole-cole



Fonte: Autor

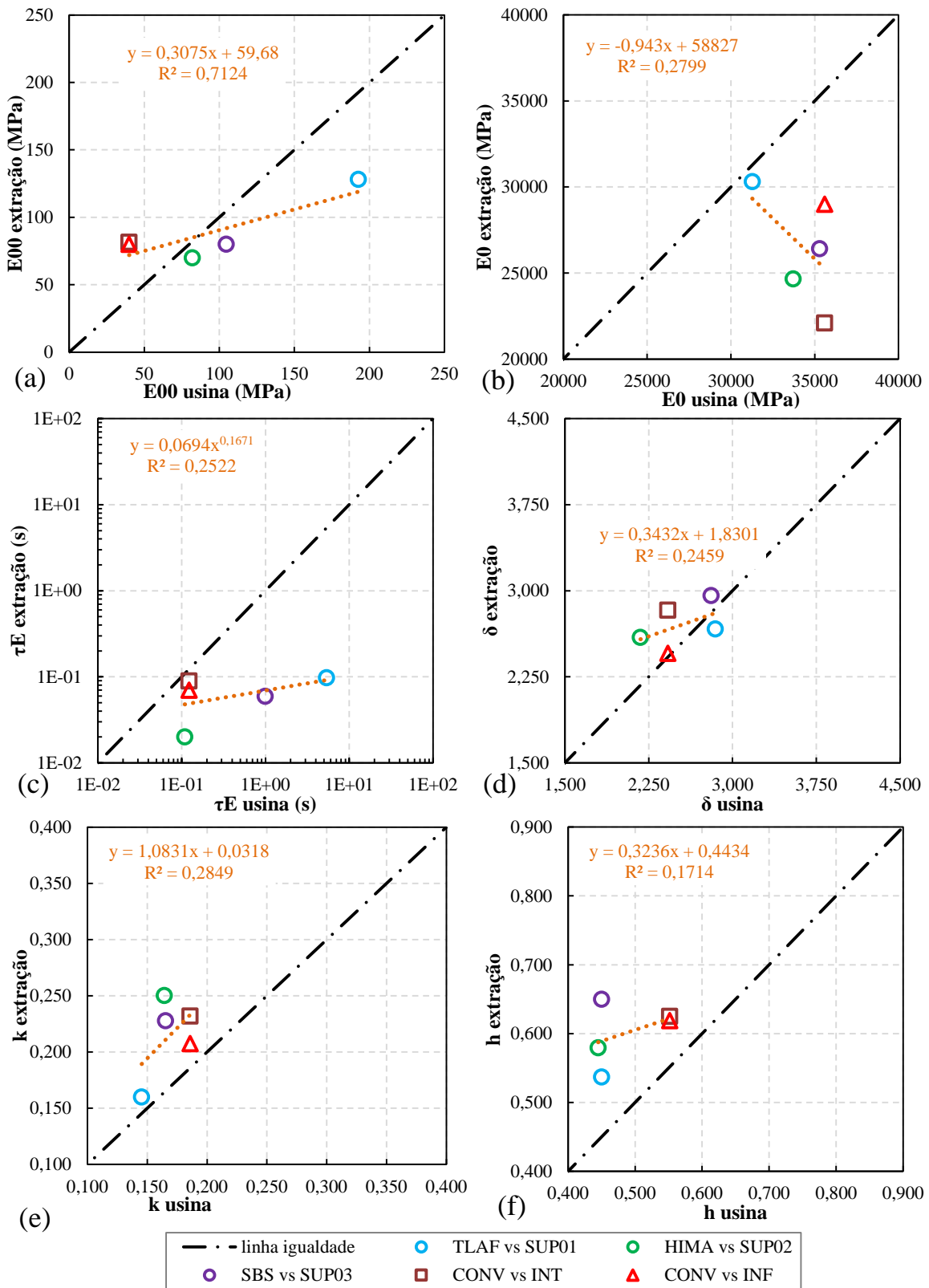
Tabela 23 - Coeficientes da modelagem 2S2P1D e WLF para as amostras extraídas

Mistura extraída de campo	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	t_E (s)	β	C_1	C_2 (°C)	T_{ref} (°C)
SUP SEG01 (TLAF)	128,1	30304	0,160	0,537	2,667	9,73E-02	3000	40,28	260,94	21
SUP SEG02 (HIMA)	70,0	24645	0,250	0,579	2,592	2,01E-02	10000	19,76	130,11	21
SUP SEG03 (SBS)	80,0	26399	0,228	0,650	2,958	5,94E-02	10000	27,59	191,79	21
INT (CONV)	81,6	22090	0,232	0,625	2,830	8,95E-02	10000	35,50	258,41	21
INF (CONV)	80,0	29000	0,207	0,619	2,454	7,01E-02	10000	53,66	375,12	21

Fonte: Autor

Em comparação das constantes da modelagem 2S2P1D, a Figura 104 apresenta a relação entre as constantes para as extrações de campo e usinadas. A constante β resultou em valores iguais em ambas as situações, para as misturas respectivas, então não foi apresentada.

Figura 104 - Comparação das constantes 2S2P1D para amostras extraídas de campo e usinadas: (a) E_{00} ; (b) E_0 ; (c) τ_E ; (d) δ ; (e) k ; (f) h



Fonte: Autor

As constantes E_{00} e E_0 estão diretamente relacionadas ao esqueleto mineral, volume de vazios, e envelhecimento (DI BENEDETTO *et al.*, 2004b). São responsáveis pelos valores máximos e mínimos de módulo complexo dos materiais, respectivamente. É importante lembrar que, como as misturas extraídas de campo foram ensaiadas sem as temperaturas das extremidades (-10 °C e 54 °C), é possível que a calibração das constantes referentes aos valores máximos e mínimos não estejam precisas. Ainda assim, as amostras modificadas extraídas de campo apresentam módulos máximos e mínimos menores que as usinadas, provavelmente relacionado ao maior volume de vazios. Já para as convencionais, o módulo mínimo (E_{00}) é maior, e o módulo máximo (E_0) menor, não apresentando uma tendência.

Em termos de envelhecimento, a constante τ_E está ligada ao deslocamento da curva mestra no eixo das frequências reduzidas. Quanto mais para “esquerda”, mais envelhecido está o material, e maiores valores da constante em questão. Por outro lado, por se tratarem de misturas com vazios bem diferentes, uma comparação direta sobre envelhecimento pode ser infactível.

As constantes k , h e δ , conforme Di Benedetto *et al.* (2004), estão relacionadas às propriedades dos ligantes, e o formato de curva. Observa-se que, em todos os casos, os valores das constantes são superiores para as misturas extraídas de campo, à exceção da constante δ e na comparação entre SUP SEG01 com TLAF. Esse fato reitera que o ligante presente nas duas comparações não é exatamente o mesmo, mas ainda assim, muito próximo.

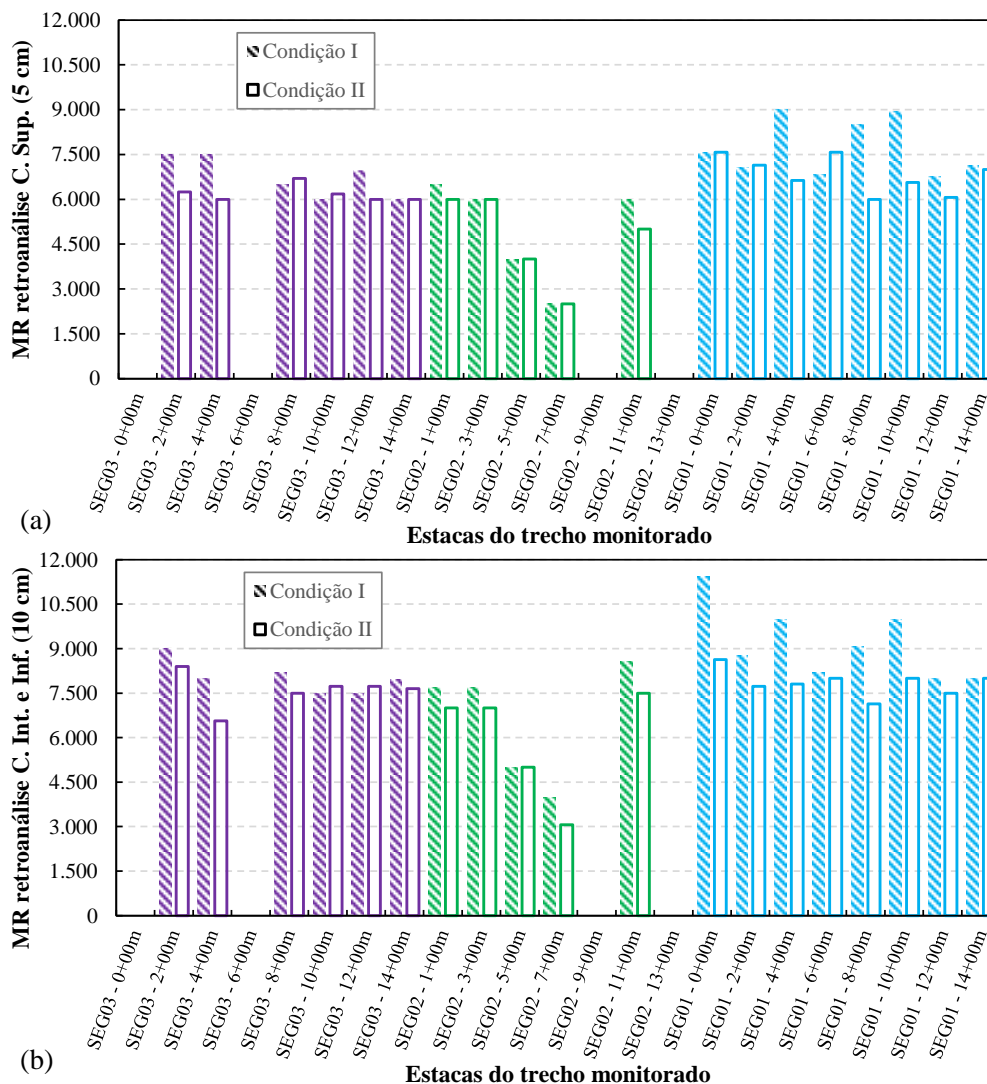
4.3.2 Levantamentos Deflectométricos

Logo antes à abertura ao tráfego, foi realizado um levantamento deflectométrico ao longo do trecho monitorado, com estações espaçadas de 40 em 40 metros, com o uso do equipamento de *FWD*. Esses dados foram inseridos no programa BAKFAA, e então foi possível estimar o módulo para cada uma das camadas presentes na estrutura do pavimento.

Foi então realizada a retroanálise dos módulos das camadas do pavimento, usando os valores de espessuras determinados no projeto. Duas condições de aderência foram utilizadas: a primeira (I), em que as camadas não-asfálticas são consideradas não aderidas, e camadas asfálticas aderidas entre si, visando atender as premissas de uso no *MeDiNa*; e a segunda (II), em que todas as interfaces entre camadas estão aderidas, condições do programa *LVECD*. Cada estação foi calculada separadamente, como mostrado na Figura 105 para as camadas asfálticas, e na Figura 106 para as camadas não-asfálticas.

As estacas em branco nas figuras são referentes a estações que foram levantadas, mas não foi possível ajustar os módulos para essas estacas. Ainda assim, cada segmento é representado por pelo menos cinco estações de retroanálise.

Figura 105 - Retroanálise das camadas asfálticas para cada estação: (a) Camada superior; (b) Camadas intermediária e inferior



Fonte: Autor

Quando se consideram camadas aderidas, o sistema impõe menos rigidez às camadas para representar, matematicamente, a bacia medida em campo pelo *FWD*. Com as camadas não aderidas, cada material responde de maneira independente ao esforço da carga, assim o sistema impõe mais rigidez ao conjunto, buscando representar a bacia de campo matematicamente. É importante frisar que o projeto deve seguir as condições de interface consideradas na retroanálise, para que não use um conjunto modular distinto ao qual não foi calibrado,

principalmente quando avaliados projetos de reforço. Portanto, é esperado uma variação entre as escalas de valores para as duas condições avaliadas (aderidas e não aderidas). Entretanto, um fator importante a ser avaliado é se os módulos das camadas se mantêm constante entre as estações para um mesmo material, expressando uma homogeneidade na execução da camada.

Olhando para as camadas asfálticas superiores dos segmentos, é possível observar um coeficiente de variação pequeno entre as estações para os segmentos 01 e 03, não ultrapassando 14% para a condição I, e 9% para a condição II. Por outro lado, a parte central do segmento 02, especificamente nas estacas 5+00m e 7+00m, destoa da homogeneidade das demais estações avaliadas. O coeficiente de variação da média do segmento 02 fica na faixa dos 31% para as duas condições e entre todas as camadas asfálticas.

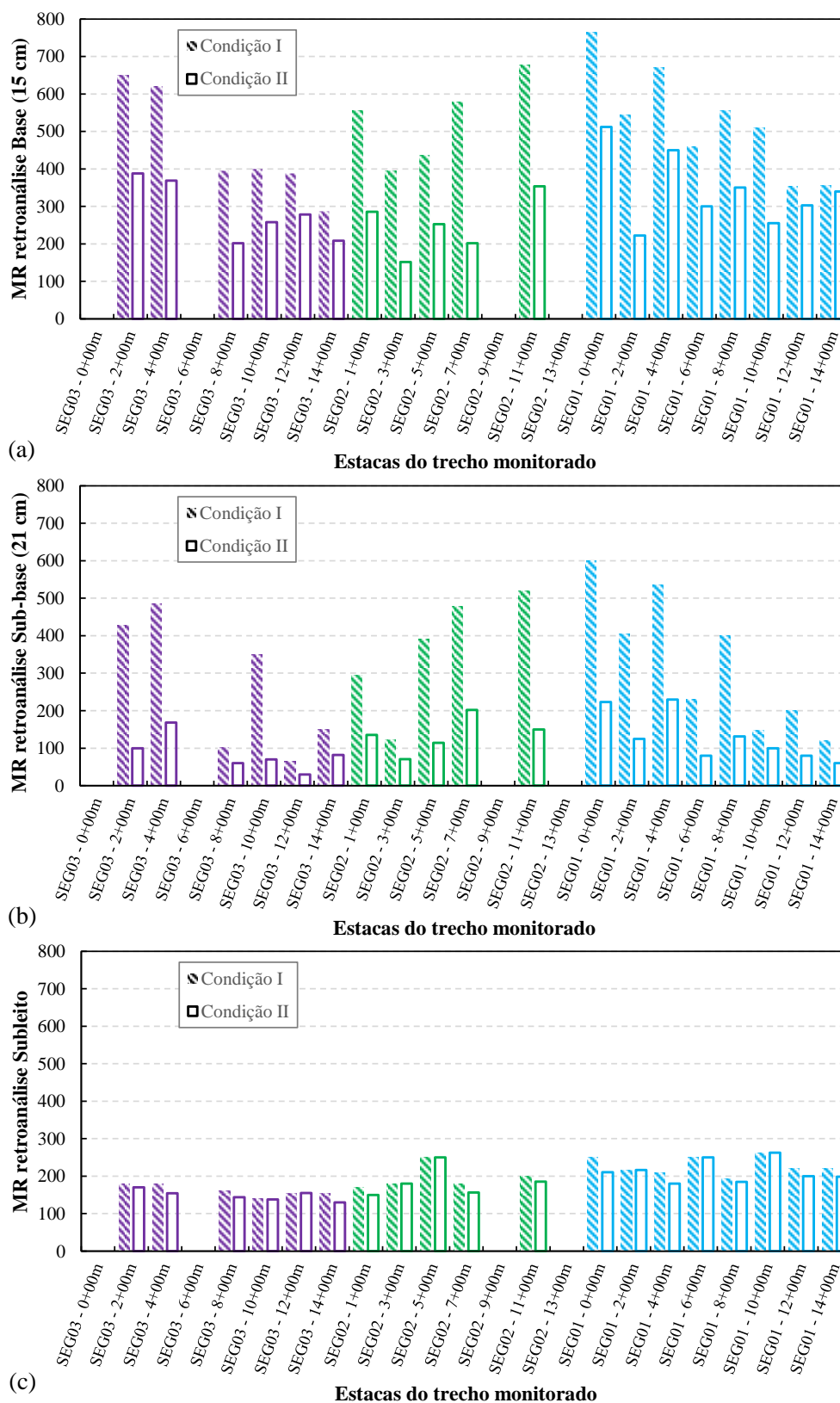
Cada segmento está constituído por um asfalto modificado diferente na camada superior, assim, seus valores de módulo retroanalísado também se diferenciam. Pela avaliação deflectométrica, o segmento 01, com a mistura TLAf é o mais rígido, seguido do segmento 03, com a mistura SBS, e por fim o segmento da mistura HIMA. Este ranqueamento está em conformidade com os resultados de misturas asfálticas do capítulo anterior.

Nas camadas inferior e intermediária, o material aplicado é o mesmo. Se desconsiderar as estacas 5+00m e 7+00m do segmento 02, o coeficiente de variação da média de todo o trecho é menor que 12%, significando uma homogeneidade na execução desta camada. Para este caso, os módulos retroanalísado variariam entre 7500 MPa e 11447 MPa na condição I, e 6565 MPa e 8627 MPa na condição II.

Além disso, o módulo retroanalísado das camadas intermediária e inferior, que utiliza um asfalto convencional, é superior em aos módulos das camadas superiores, compostas por misturas com asfaltos modificados. Assim, os resultados de rigidez do capítulo anterior, em que a mistura CONV possuía módulo superior às modificadas, se mostra coerente com o observado em campo.

Visualizando a camada de base de BGS, observa-se uma grande variação de módulo entre as estacas do trecho. A rigidez nas estacas iniciais dos segmentos 03 e 01 apresentam uma rigidez elevada comparada à média, e entre as estacas finais dos segmentos 03 e 01, e iniciais do segmento 02, estão inferiores à média de todo o segmento. Para a condição I, a rigidez da base varia entre 287 MPa e 765 MPa, com um coeficiente de variação da média das amostras de 26,3%; e para a condição II, a rigidez varia entre 151 MPa e 512 MPa, com coeficiente de variação da média das amostras de 30,5%.

Figura 106 - Retroanálise das camadas não-asfálticas para cada estação: (a) Base; (b) Sub-base; (c) Subleito



Fonte: Autor

Observando a camada de sub-base em macadame seco, a observação sobre os valores de rigidez serem maiores para o início do segmento 03 e 01, e menores para o final dos segmentos 03 e 01, e início do segmento 02 também pode ser realizada. Entretanto, a variação de módulos para este caso chega a 53,7% para a condição I, variando de 65 MPa até 600 MPa; e de 49,0% para a condição II, variando entre 30 MPa e 230 MPa.

Um fato importante que foi colocado no item 4.2.1 é que a sub-base do segmento 01 foi finalizada em julho de 2015, e sua base em outubro de 2017, e então imprimada. Não foi informado nos documentos disponibilizados ao autor se foi realizada uma imprimação sobre a sub-base neste período de dois anos e três meses que ficou exposta ao tempo.

Além disso, a sub-base, seguida da base dos segmentos 03 e 02 foram finalizadas e imprimadas em agosto de 2014, e a primeira camada asfáltica executada em outubro do mesmo ano. Entretanto, parte do segmento 02, junto ao segmento 01, aguardaram até outubro de 2017 para execução da primeira camada de concreto asfáltico, totalizando três anos e dois meses em que parte da base do segmento 02 ficou exposta ao tempo. Para este caso foi informado que uma imprimação foi realizada logo após a execução da base.

Durante este período em que essas camadas granulares ficaram expostas, mesmo com alguma proteção da imprimação, as condições climáticas podem ter interferido na umidade das camadas, reduzindo seus módulos. Desse modo, seguindo as informações citadas acima, pode-se notar uma distinção dos valores de módulo retroanalizado antes da estaca 5+00m do segmento 02 (na direção do segmento 03), para o restante do trecho, tanto para o material de sub-base, quanto para base.

Em questão de subleito, este foi a única camada não asfáltica mais homogênea. Para todo o trecho, o coeficiente de variação da média é de 18,5% para a condição I, variando entre 141 MPa e 263 MPa; e 21,2% para a condição II, variando entre 130 MPa e 263 MPa. Se olhar individualmente os segmentos, os segmentos 01 e 03 apresentam coeficiente de variação da média menor que 14% para ambas condições.

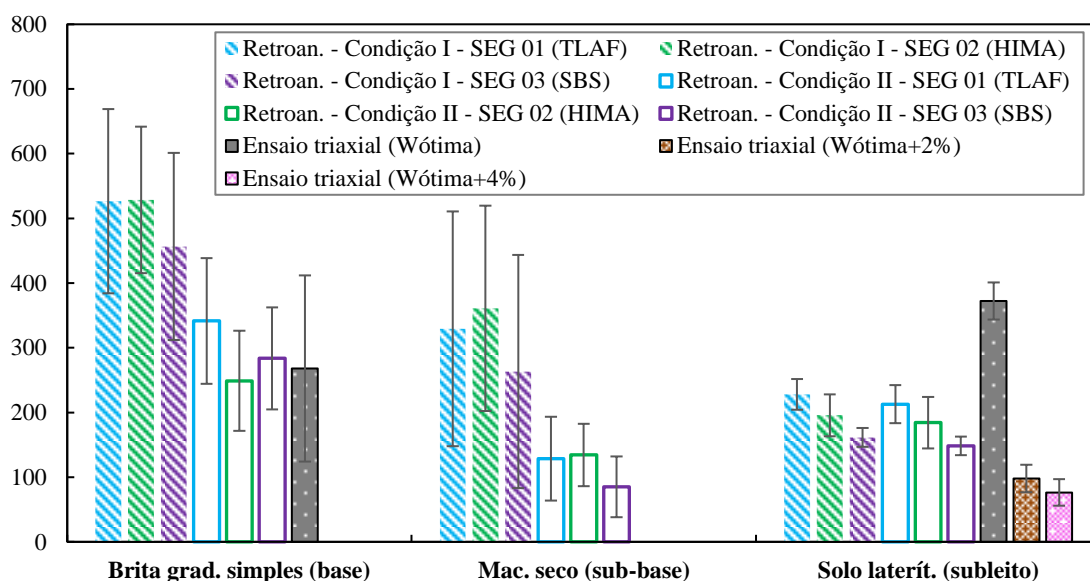
A partir dos dados anteriores, foi realizada a média do módulo retroanalizado para cada camada de cada segmento, sob as duas condições citadas anteriormente, apresentadas na Figura 107. Além disso, estão apresentados a média dos valores modelados pelos coeficientes da curva resultante do ensaio triaxial para os materiais de brita graduada simples e subleito argiloso de Santos (2020), nas condições de umidade de $W_{ótima}$, $W_{ótima+2\%}$ e $W_{ótima+4\%}$.

É nítida que a consideração de aderência entre as camadas para as condições I e II resulta em valores de escala diferente para os módulos de materiais granulares. Por outro lado, como

comentado anteriormente, essas considerações estão incorporadas nas funções de transferência de cada metodologia.

Os maiores desvios padrões são encontrados para a camada de base, e na Condição I para a camada de sub-base, demonstrando que houve significativa alteração entre as estacas e segmentos nessas camadas, justificado pelo tempo de exposição às condições climáticas comentado no início deste capítulo.

Figura 107 - Módulo médio das camadas de base, sub-base e subleito e triaxial



Fonte: Autor

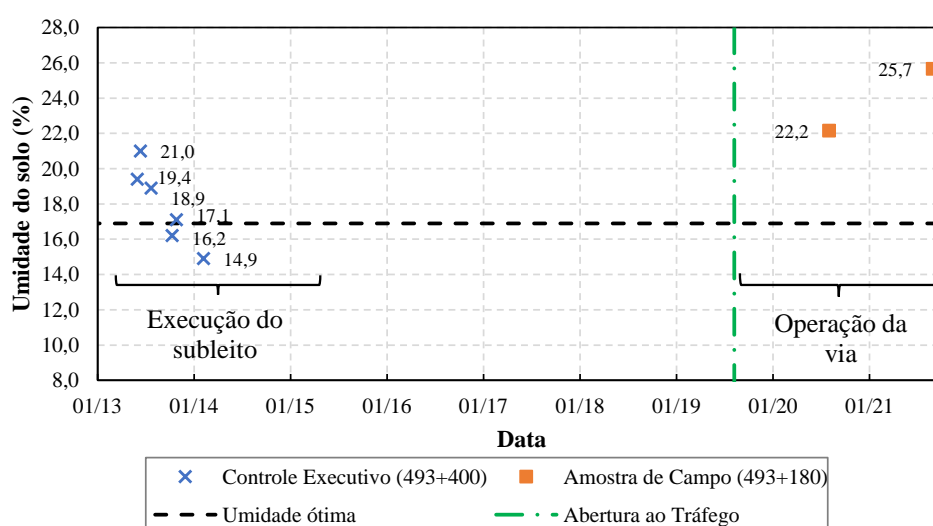
Observando os valores obtidos pelo ensaio triaxial para o material de brita graduada simples, o intervalo de valores de MR estão na mesma escala que a retroanálise da condição II. Entretanto, ao comparar a condição I, que é efetivamente aplicada ao programa *MeDiNa*, esta se mostra praticamente o dobro dos valores de módulo obtidos pelo ensaio. Essa constatação pode influenciar diretamente os resultados de um projetista que opte aplicar os valores de módulo obtidos por retroanálise, ou valores obtidos por ensaio triaxial, ao usar o programa *MeDiNa*.

Os módulos retroanalizados do subleito apresentaram desvios padrão menores comparados às camadas anteriores. Pelo ensaio triaxial, é observado uma queda de aproximadamente 74% na rigidez para esse material se houver um acréscimo de 2% na umidade, e de 80% para um acréscimo de 4%. Sendo assim, como os módulos obtidos pela retroanálise estão em uma escala de MR entre as condições $W_{ótima}$ e $W_{ótima+2\%}$ de umidade, é

plausível afirmar que o material não estava mais na condição de umidade ótima no período da retroanálise, datada logo antes a abertura ao tráfego.

A Figura 108 apresenta o controle de umidade, realizado durante a execução da camada do subleito pela empresa fiscalizadora (ENECON, 2014), e obtida em campo nos levantamentos de 12 e 24 meses. Ambos controles estão situados no SEG 01, e fazem parte do escopo da pesquisa em andamento de Pascoal (2022). O que pode ser observado é que, comparado à umidade ótima (16,9%), os valores encontrados durante os últimos levantamentos estão 5,25% e 8,75% acima da umidade ótima esperada, confirmando a presença de umidade no subleito.

Figura 108 - Controle de umidade do subleito

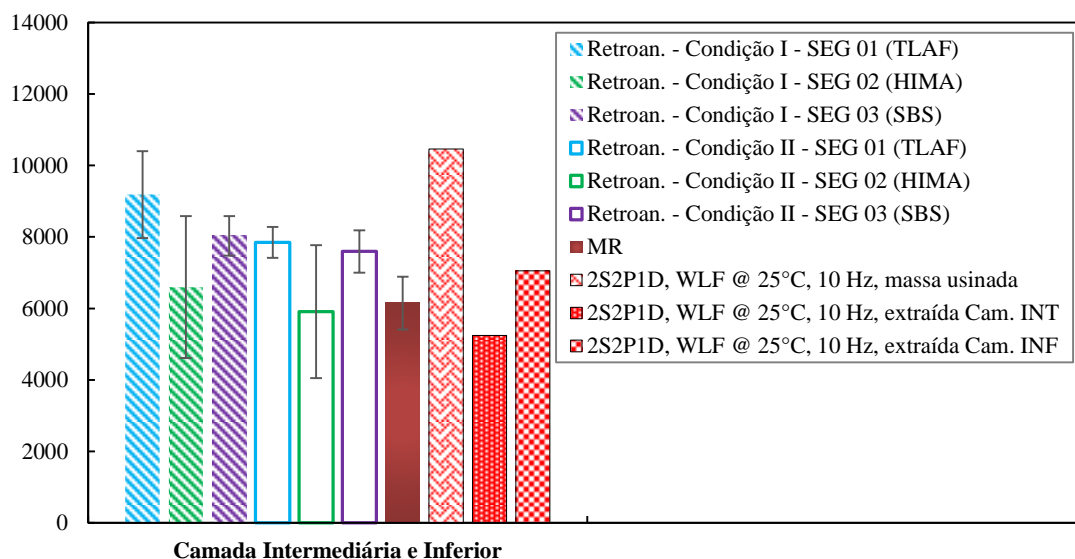


Fonte: Adaptado de ENECON (2014) e Pascoal (2022)

A Figura 109 apresenta a média do módulo retroanalísado para as camadas inferiores e intermediárias em cada segmento, consideradas como camada única de 10 cm, junto ao MR da mistura usinada CONV, e resultados de 2S2P1D de módulo dinâmico para a mistura usinada e extraída de campo na temperatura de 25 °C e 10 Hz.

Em questão de retroanálise, os resultados variaram entre 5912 MPa e 9185 MPa. O SEG02 apresentou menores módulos para essas duas camadas, também com desvios padrões maiores, enquanto o SEG 01 os maiores. Os valores de módulo dinâmico para as amostras extraídas de campo, bem como os valores de MR, estão de acordo com os obtidos por retroanálise. O ensaio de módulo dinâmico na massa usinada foi o único a ficar fora dos limites encontrados pela retroanálise.

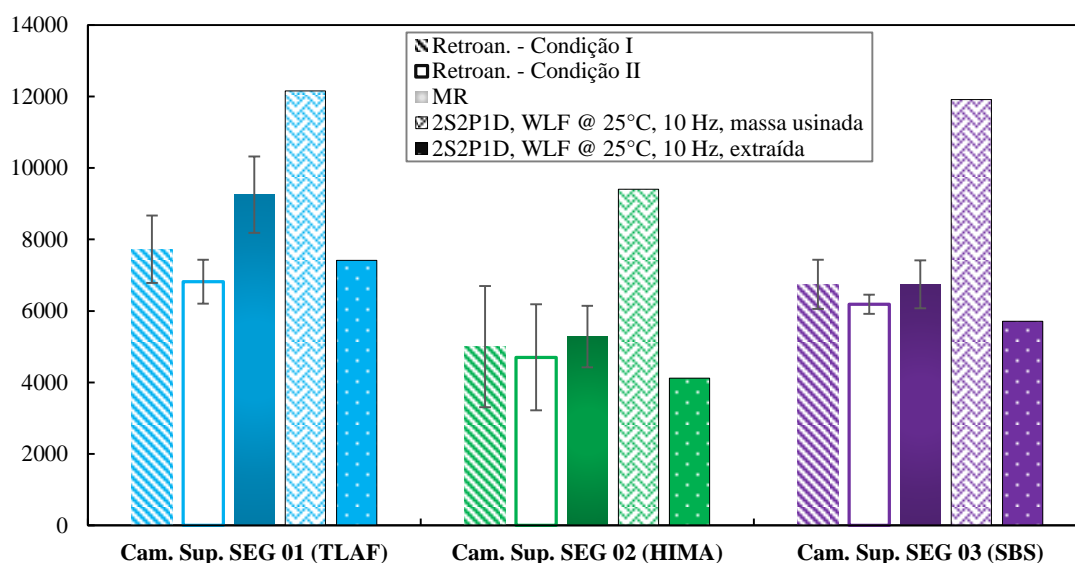
Figura 109 - Módulo retroanalizado, MR e 2S2P1D para as camadas inferiores e intermediárias



Fonte: Autor

A Figura 110 apresenta a média do módulo retroanalizado para as camadas superiores em cada segmento, junto ao MR e resultados de 2S2P1D de módulo dinâmico para as misturas usinadas e extraídas de campo respectivas. Novamente, as misturas extraídas de campo e os resultados de MR apresentaram rigidez bem próximas às encontradas pela retroanálise. Para o caso do resultado de módulo dinâmico à 25°C e 10 Hz, esse se apresentou novamente superior ao encontrado em campo.

Figura 110 - Módulo retroanalizado, MR e 2S2P1D para as camadas superiores



Fonte: Autor

Em termos de escala, quando comparada individualmente todas condições avaliadas (retroanálise, MR, módulo dinâmico usinado e módulo dinâmico de campo), as misturas mantiveram a ordem de ranqueamento, sendo a SUP SEG01/TLAF a mais rígida, seguida da SUP SEG03/SBS, e por fim, a SUP SEG02/HIMA.

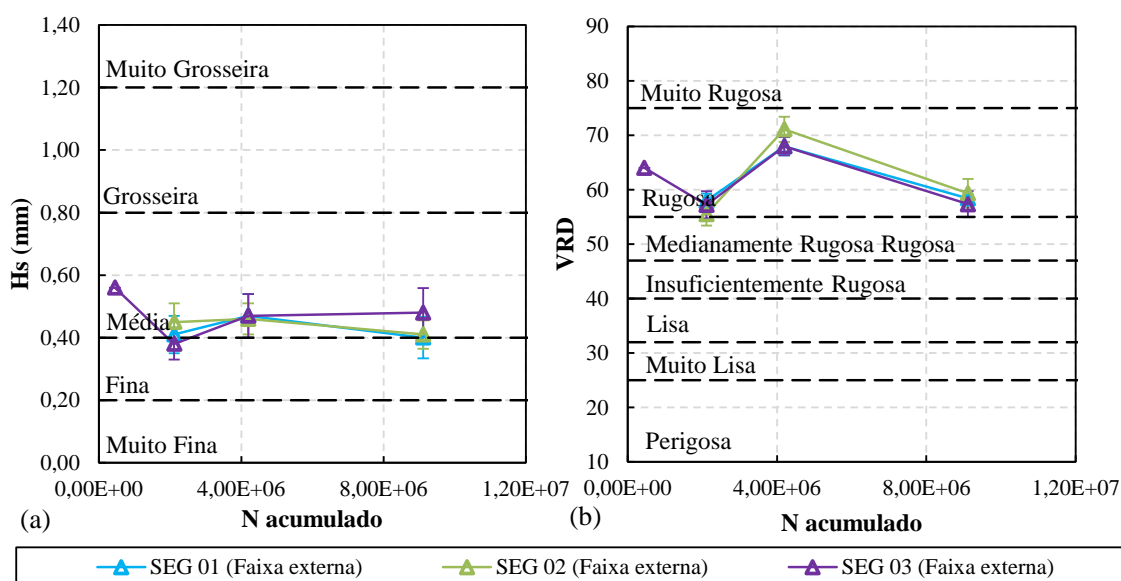
4.3.3 Levantamentos Funcionais

Semestralmente, os segmentos foram monitorados quanto à sua funcionalidade, em termos de macro e microtextura, irregularidade longitudinal, afundamentos em trilha de roda e levantamentos de defeito, com objetivo de determinação da área trincada.

4.3.3.1 Condições de Aderência da Superfície da Pista

Primeiramente, são apresentados os resultados de aderência da superfície do revestimento asfáltico na faixa externa (Figura 111). O primeiro levantamento, realizado para recebimento da obra pela concessionária de quilômetro em quilômetro (ECOSul, 2020), tem sua correspondência ao trecho monitorado equivalente à estaca 7+10 m do segmento 03. Os demais dados foram levantados pelo grupo GEPPASV, com aferições nos períodos de 6, 12 e 24 meses após a abertura ao tráfego, na faixa externa de rolamento, nas estacas ímpares.

Figura 111 - Resultados de aderência em campo: (a) macrotextura; (b) microtextura



Fonte: Autor

Pelas recomendações do manual de restauração do DNIT (DNIT, 2006c), os limites recomendados para macrotextura são entre 0,6 mm e 1,2 mm, caracterizando uma textura superficial de média a grosseira. Desde a abertura ao tráfego, o estudo de recebimento da obra já apontava que 59% dos levantamentos entre os km 508+850 e 489+360 estavam fora da faixa especificada (ECOSul, 2020). Todos os levantamentos realizados pelo grupo GEPPASV concluíram resultados abaixo da faixa recomendada. Entretanto, a maior parte dos resultados está situada no limite de textura média, caracterizando-se na classe desejada pelo referido manual, enquanto outra parte dos dados ultrapassou o limite de textura fina.

Para a rugosidade da rodovia, o manual de restauração (DNIT, 2006c) estipula valores recomendados entre 47 e 75 de valor de resistência à derrapagem (VRD), classificando-se entre rugosa e medianamente rugosa. O relatório de recebimento da obra (ECOSul, 2020) apontava que 100% dos dados avaliados atendiam essas premissas. Os valores levantados pelo grupo GEPPASV também foram ficaram dentro da recomendação para todos os casos, em todos levantamentos avaliados.

4.3.3.2 Irregularidade Longitudinal em Pista

Os dados de irregularidade longitudinal foram levantados utilizando o perfilômetro inercial à laser, na velocidade de operação da via, com frequência de aquisição de 4000 leituras/s. Assim, foi realizada uma média com os dados de irregularidade da trilha de roda da direita e da esquerda para cada faixa separadamente, utilizando um intervalo de 10 metros (Figura 112).

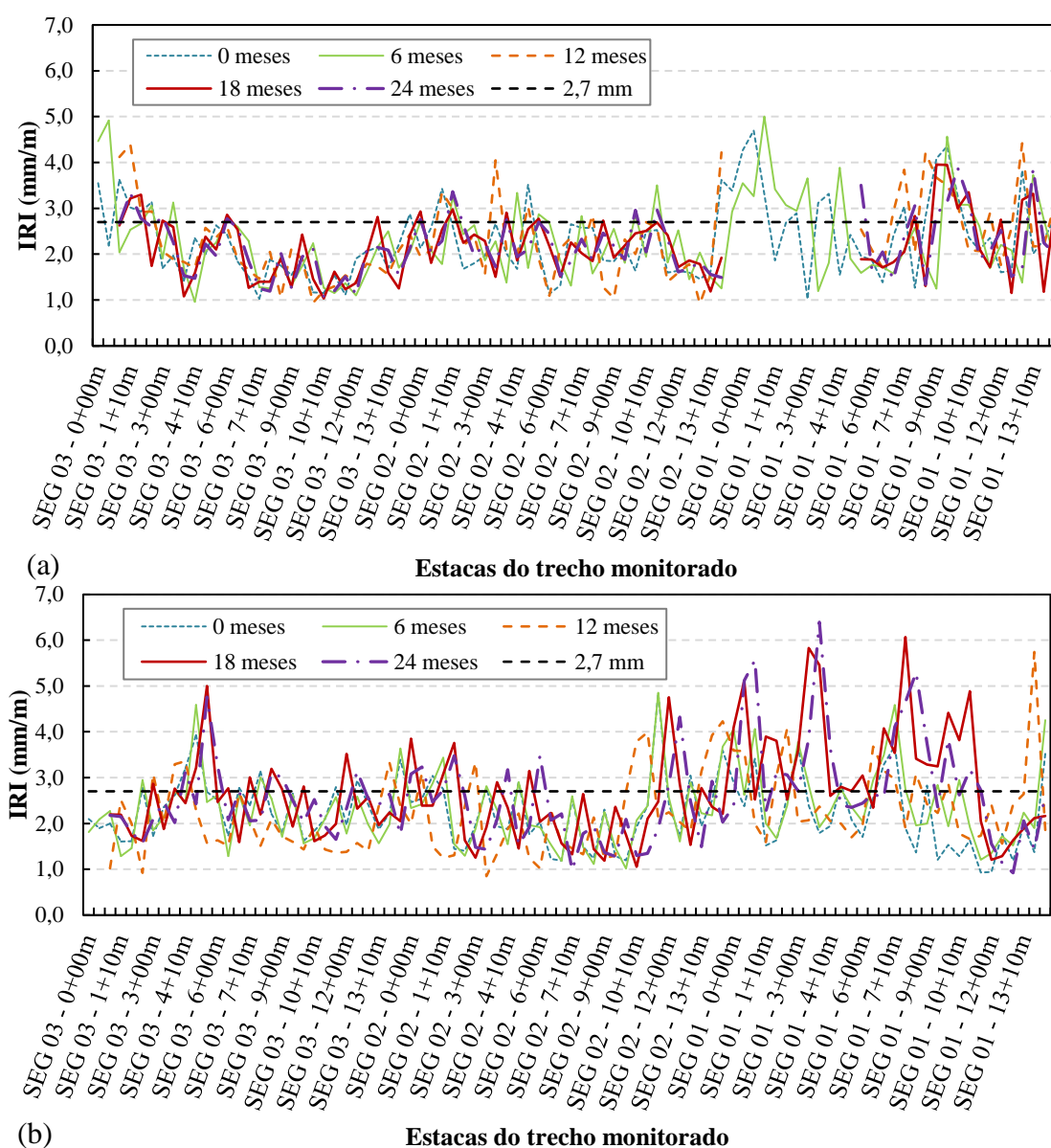
Os levantamentos foram realizados semestralmente, desde antes da abertura ao tráfego, até 24 meses de operação. Durante a leitura de 12 meses, um dos sensores responsáveis pela trilha de roda da esquerda não funcionou corretamente. Sendo assim, preferiu-se não apresentar os dados referentes a esse levantamento.

Vale relembrar que o limite referência para entrega de obras de acordo com a I.S./DG n°13/2013 recomenda valores de até 2,3 m/km em pavimentos novos, e o PER da concessão um limite de 2,7 m/km para gatilhos de intervenção (ANTT, 2015).

Como se pode observar, desde o início da operação, alguns pontos já apresentavam IRI superior a 2,3 m/km, e ainda 2,7 m/km, individualmente. São eles: o início do segmento 03 na faixa interna, à estaca 5+00m do segmento 03 na faixa externa, as estacas 2+00m e 11+00m na faixa externa no segmento 02, o início e à estaca 9+00m do segmento 01 na faixa interna, e a estaca 7+00m na faixa externa do segmento 01.

O avanço da irregularidade é, de maneira óbvia, diretamente relacionado à irregularidade inicial do pavimento. Como forma minimizar o IRI, a construtora, antes mesmo de entregar a obra à concessionária, aplicou um microrrevestimento em alguns segmentos de alguns metros em toda a rodovia. O procedimento consistia em fresar alguns centímetros na camada final de rolamento e aplicar um microrrevestimento. Essa prática foi observada pela equipe do GEPPASV responsável pelos levantamentos presenciais no semestre referente a 12 meses de operação dos segmentos monitorados.

Figura 112 - Resultados de irregularidade: (a) faixa interna; (b) faixa externa



Nesse contexto, na primeira estaca do segmento 01 em ambas as faixas (Figura 113.a), e na faixa interna da estaca 14+10m do segmento 02 (Figura 113.b) até à estaca 5+00m do segmento 03 (Figura 113.c) foram realizados esse procedimento. Essa última equivale a 110 metros lineares de trecho. Sendo assim, a partir do levantamento de 12 meses, essas pequenas porções de segmento foram desconsideradas de computações, análises, e futuros levantamentos.

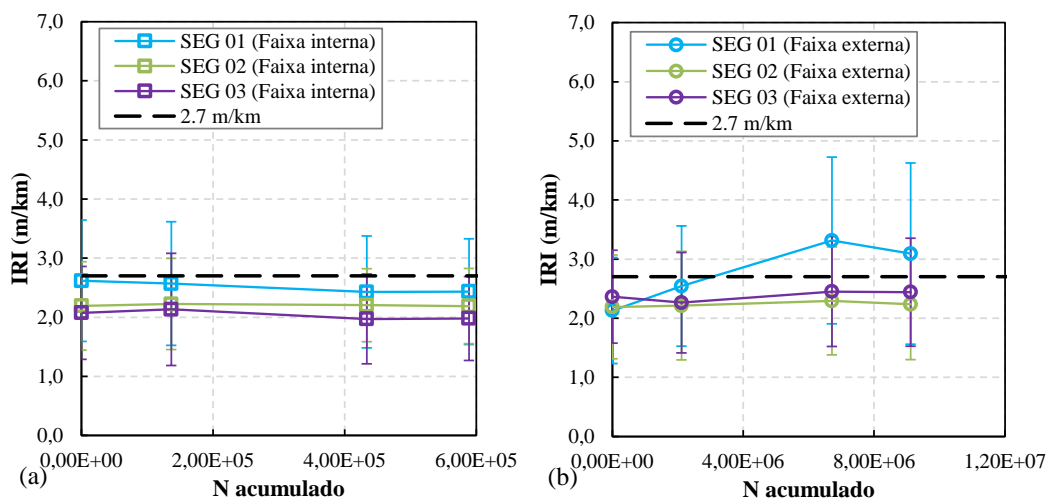
Figura 113 - Microrrevestimento aplicado nos trechos monitorados: (a) SEG03 estaca 1+00m; (b) SEG 02 estaca 14+10m; (c) SEG 01 estaca 5+00m



Fonte: Autor

Dando seguimento à avaliação de irregularidade longitudinal, a Figura 114 apresenta a evolução do IRI considerando o segmento em sua totalidade, apresentando a média e seu desvio padrão para o tráfego acumulado nas faixas interna e externa.

Figura 114 - Média de IRI para os segmentos: (a) faixa interna; (b) faixa externa



Fonte: Autor

Avaliando os valores para a faixa interna, observa-se que há um pequeno acréscimo nos valores do início para o tempo de 6 meses, e uma redução da irregularidade para o levantamento de 12 meses. Isso ocorre devido ao que foi mencionado anteriormente, em que os pontos com maiores irregularidades foram substituídos por um microrrevestimento, sendo descartados da consideração dos segmentos, e restaram os pontos de menor IRI, baixando a média dos dados. Todos segmentos estão abaixo do limite de restauração da via pela concessionária, de 2,7 m/km.

Já para o caso da faixa externa, o segmento 01 é o que teve um acréscimo maior na média do IRI desde o levantamento pré-operação até 18 meses de tráfego, com incremento de 1,19 m/km. Essa alta na irregularidade, pela Figura 112.c está distribuída ao longo das estacas 1+00m até 5+00m, e 7+00m até a 11+00m, praticamente metade do segmento. Essa extensão do segmento 01 está associada ao aparecimento de afundamentos em trilha de roda, mais detalhados no item seguinte (4.3.3.3). A média do segmento, portanto, está acima do limite estabelecido para a concessionária de 2,7 m/km.

Os demais apresentaram incremento de 0,10 m/km e 0,09 m/km na média do IRI, para o segmento 02 e 03 respectivamente. Apenas nos pontos em que a irregularidade inicial estava acima de 2,7 m/km, (estaca 06+00m do segmento 03 e estaca 11+00m do segmento 02) pôde-se observar um acréscimo na irregularidade.

4.3.3.3 Afundamentos em Trilha de Roda em Pista

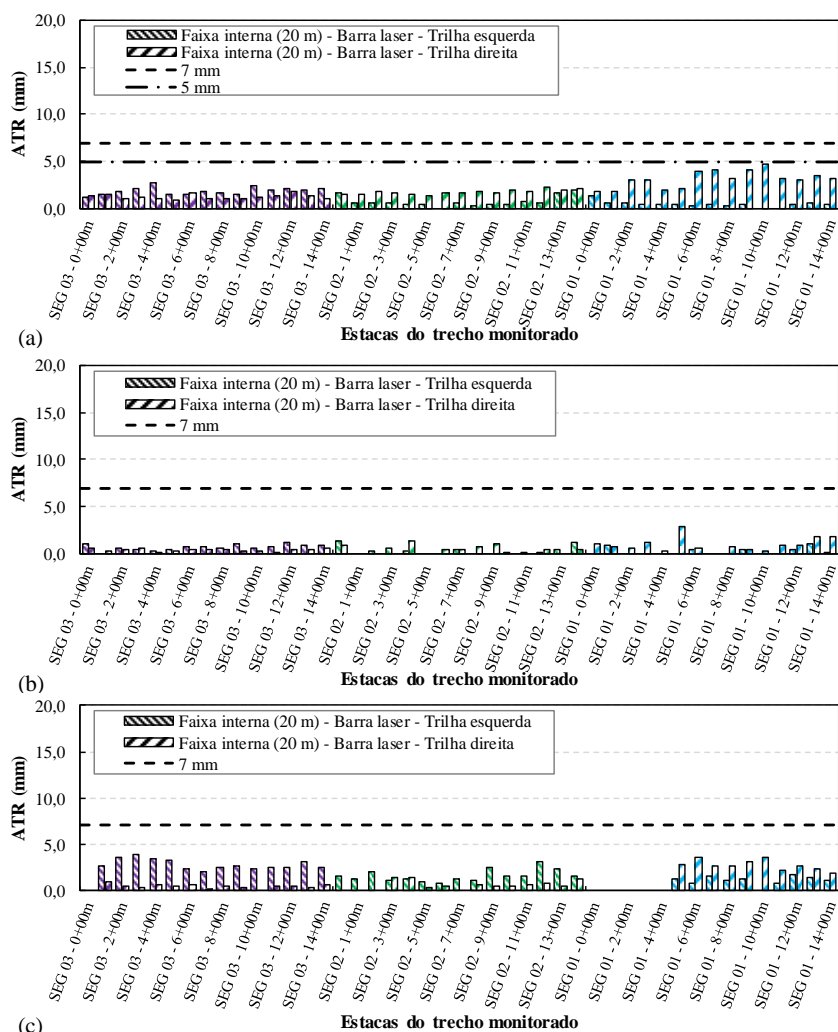
Para as medidas de afundamentos em trilha de roda (ATR), dois tipos de levantamentos foram utilizados: o primeiro de forma manual, com uma treliça metálica, em estações espaçadas de 10 em 10 metros; e o segundo de forma automatizada, com o uso do perfilômetro inercial à laser, na velocidade padrão da via. Para a faixa interna, apenas o segundo levantamento foi realizado em todos os períodos de avaliação. A treliça foi utilizada até o período de 18 meses.

Como comentado anteriormente, a aquisição de dados se dá de maneira contínua, em uma passada do veículo, e avaliadas posteriormente em laboratório, porém falhas de leitura podem ocorrer. Elas são ocasionadas tanto por questões de falhas nos sensores, como desvios do operador do automóvel no momento do levantamento. Se, dentre as 4000 leituras/s, um intervalo de 10 metros não atingisse pelo menos 10 pontos de dados, esse intervalo é desconsiderado. Esse fato pode ser observado no levantamento de 6 meses, no segmento 02 e 03, em que apenas metade dos pontos pôde ser coletado, para ambas ou uma das trilhas de roda. Nos demais levantamentos, poucas vezes foram observadas essas falhas de leitura. Adicionalmente, a estaca inicial do SEG03, final do SEG02 e os primeiros 100 metros do

SEG01 foram cobertos pelo microrrevestimento a partir do período de 12 meses de tráfego, como comentado anteriormente.

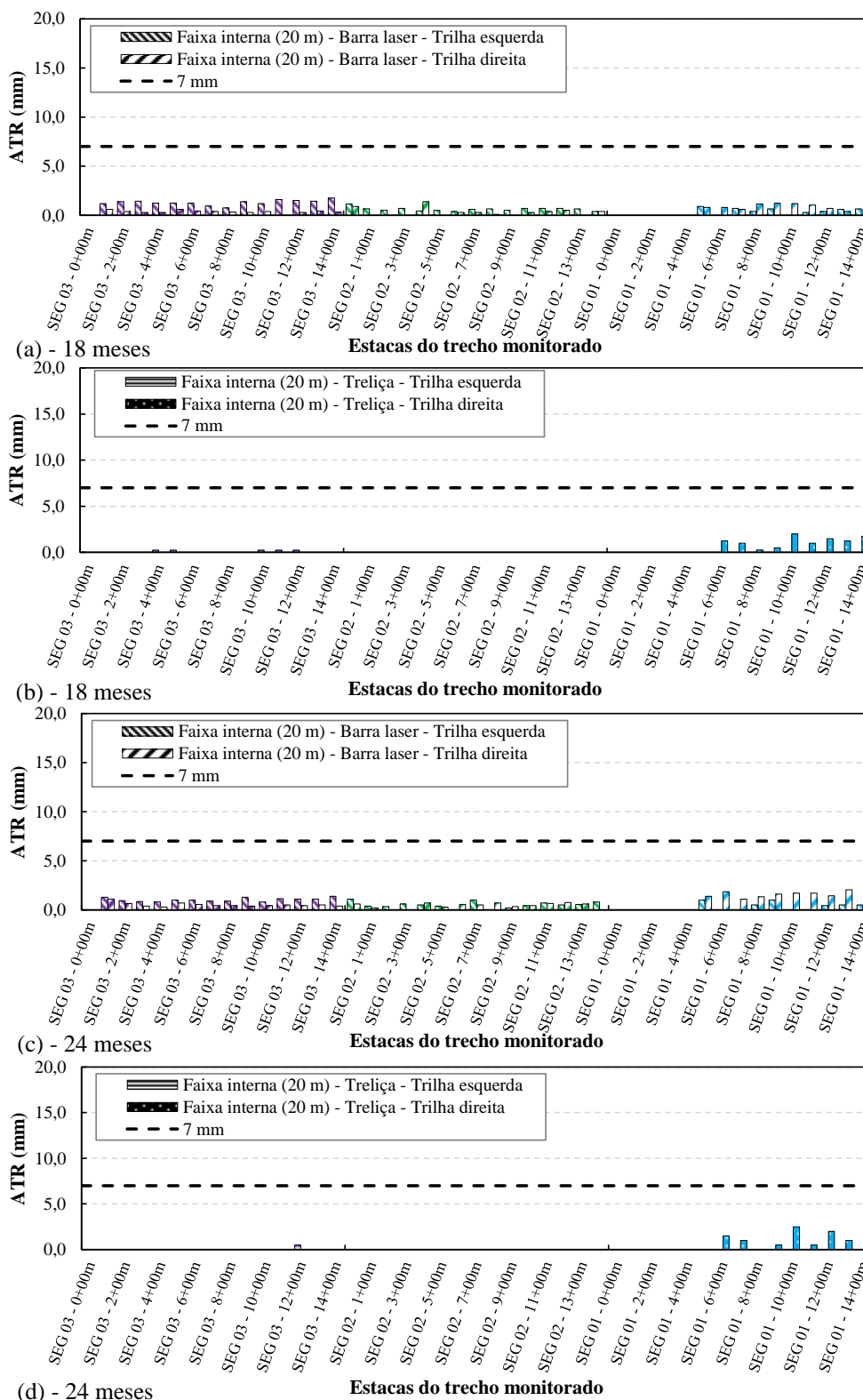
Os resultados para a faixa interna estão apresentados na Figura 115 e Figura 116, na trilha da esquerda e da direita, condensados em intervalos de 20 metros. Como os níveis de afundamentos são pequenos em escala, a barra laser teve alguma dificuldade em captar com exatidão os valores ao longo dos períodos de tráfego. Ainda assim, de maneira geral, os níveis de afundamento na faixa interna não ultrapassaram 4 mm em nenhum levantamento. Haja visto que, de acordo com a I.S./DG n°13/2013, a flecha de pavimento novo deve ser limitada em 5 mm, e o PER para ECOSul na BR-116 aceita valores de até 7 mm para via em serviço, a faixa interna encontra-se em bom estado.

Figura 115 - Resultados de ATR em cada trilha de roda na faixa interna: (a) pré-operação; (b) 6 meses de tráfego; (c) 12 meses de tráfego



Fonte: Autor

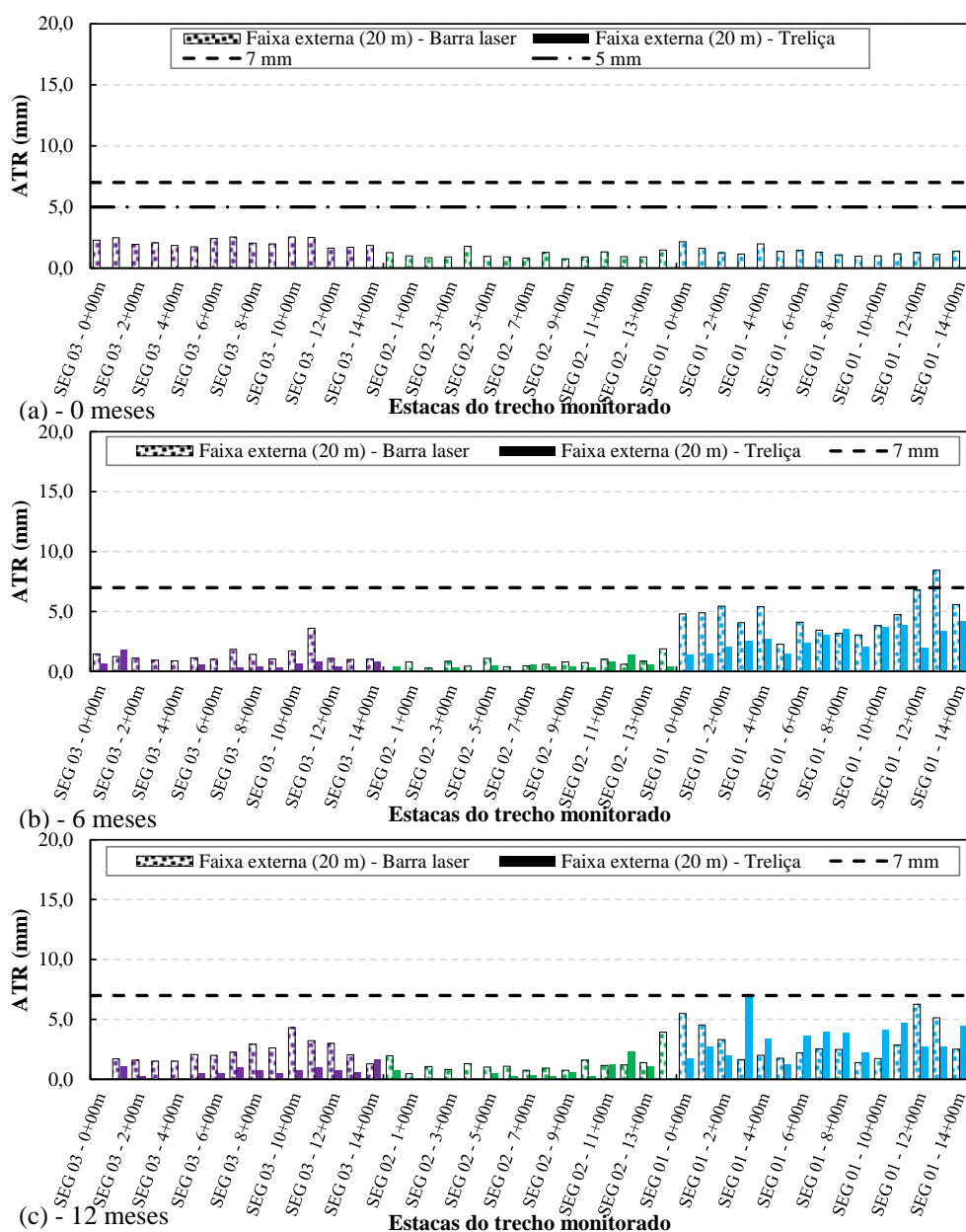
Figura 116 - Resultados de ATR em cada trilha de roda na faixa interna: (a) 18 meses perfilômetro; (b) 18 meses treliça; (c) 24 meses perfilômetro; (d) 24 meses treliça



Fonte: Autor

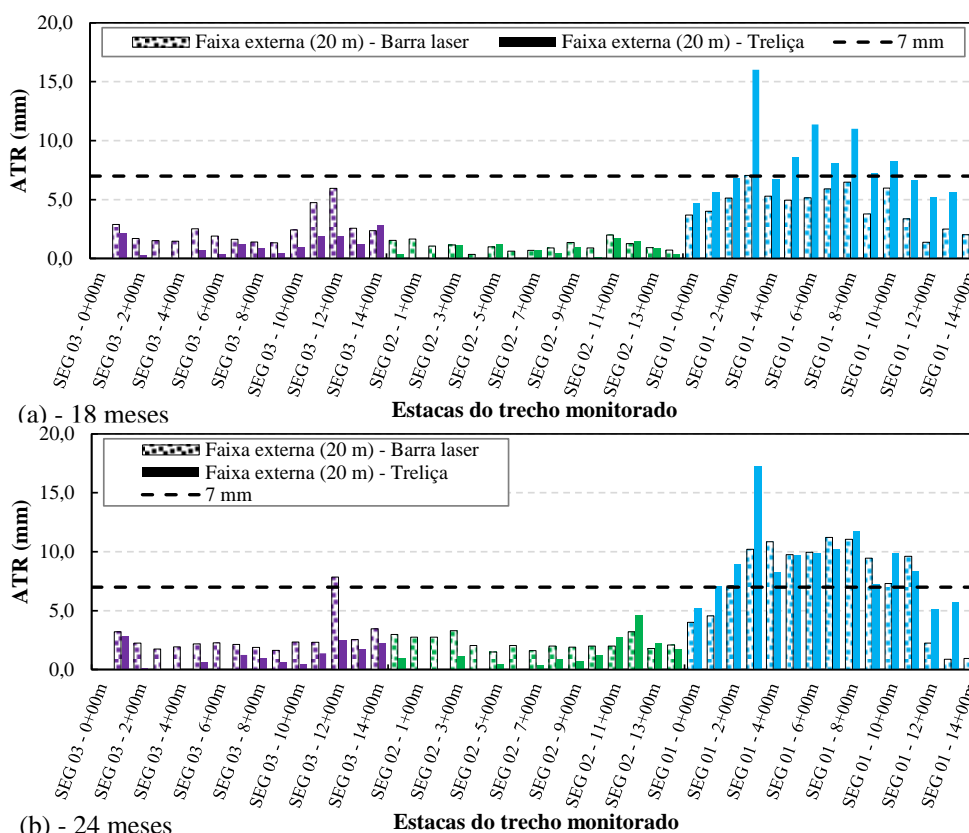
Os resultados da média das duas trilhas de roda para a faixa externa são apresentados nas Figura 117 e Figura 118, utilizando a barra laser e a treliça. O primeiro tipo de levantamento é realizado de maneira contínua, enquanto o segundo é realizado pontualmente, buscando o valor de maior afundamento transversalmente. Dada essas condições, é pouco provável que as medidas coincidam perfeitamente, embora fiquem na mesma ordem de escala de dados.

Figura 117 - Resultados de ATR médio para barra laser e treliça na faixa externa: (a) pré- operação; (b) 6 meses de tráfego; (c) 12 meses de tráfego



Fonte: Autor

Figura 118 - Resultados de ATR médio para barra laser e treliça na faixa externa: (a) 18 meses; (b) 24 meses



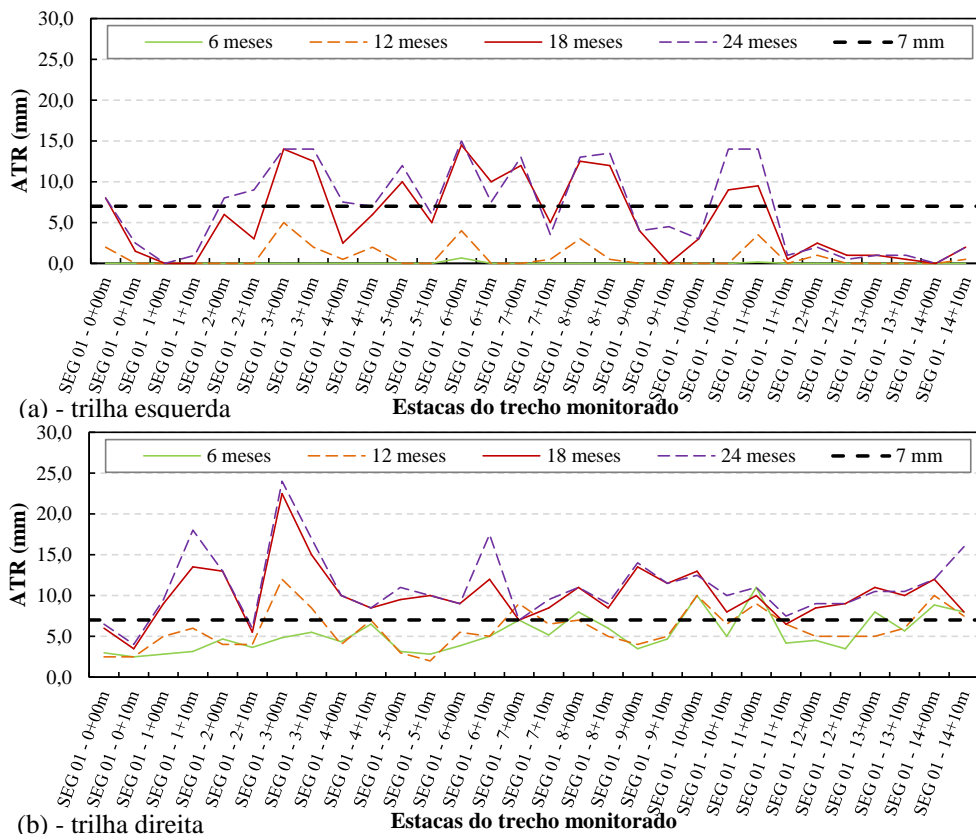
O levantamento no período de pré-operação levou em conta apenas a barra laser, disponível no momento. O limite de 5 mm da I.S./DG n°13/2013 para pavimentos novos foi atendido em todos segmentos. Nos demais períodos, ambos equipamentos foram utilizados para a faixa externa.

O segmento 03 apresentou um acréscimo nos níveis de ATR ao longo do período de 18 meses, embora não tenha atingido o limite de 7 mm. Para este caso, o levantamento pela barra laser quase sempre resultou em valores maiores dos que os encontrados pela treliça metálica, mesmo o ensaio de forma manual buscar o maior afundamento transversalmente. Para o segmento 02, os níveis de afundamento foram os menores encontrados em todas baterias de levantamento, similar ao que ocorreu na faixa interna, não sendo superior a 2 mm.

O segmento 01 foi o que apresentou um afundamento elevado desde o levantamento de 6 meses de operação, em que alguns pontos individualmente já ultrapassavam o limite de 7 mm estabelecido pela PER. Por definição, um afundamento localizado se distingue de um afundamento em trilha de roda pela sua extensão. De acordo com as normas do DNIT, a partir de 6 metros consecutivos, já se pode considerar como um afundamento em trilha, e não apenas

localizado. De toda forma, para avaliar essa questão, as trilhas de roda devem ser avaliadas separadamente. Assim, a Figura 119 apresenta a evolução de ATR para as trilhas de roda separadamente no segmento 01, utilizando a barra laser e a treliça metálica.

Figura 119 - Resultados de ATR do SEG 01 na faixa externa pela treliça: (a) trilha da esquerda; (b) trilha da direita



Fonte: Autor

Observando a divisão por trilha de roda, a partir do período de 6 meses, da estaca 10+00m até a última, a trilha de roda da direita da faixa externa já apresentava afundamentos, não só localizados, maiores que 7 mm. No período de 12 meses, a estaca 3+00m e 3+10m já apresentava 12 mm e 8,5 mm de afundamento localizado medindo pela treliça metálica. Seis meses depois essas mesmas duas medidas resultavam em 22,5 mm e 15,0 mm na medida pela treliça metálica.

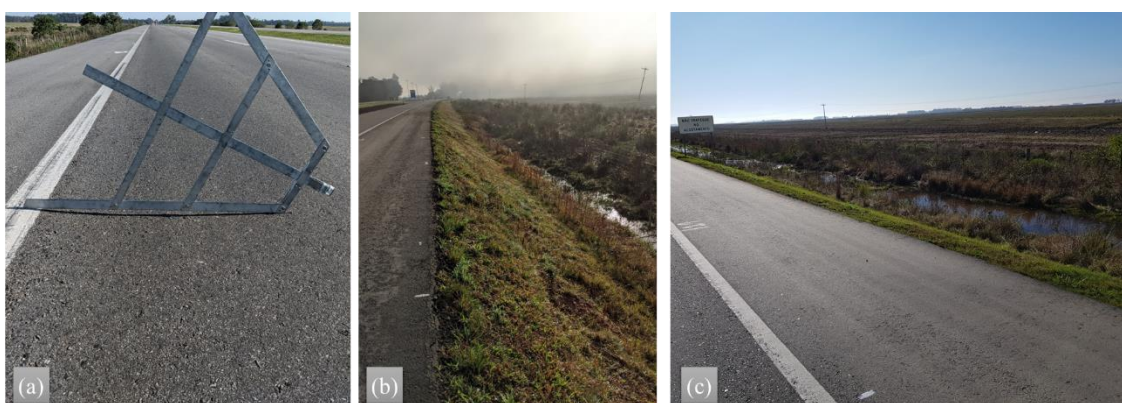
No período de 18 meses, já se pode afirmar que existe um afundamento em trilha na trilha de roda da direita em todo o segmento, excluindo-se à estaca 0+00m, ou seja, 280 metros lineares. Na trilha de roda da esquerda, isso pode ser afirmado para a extensão da estaca 5+00m até à estaca 8+00m, aproximadamente 60 metros lineares. O levantamento de 24 meses amplificou alguns picos, e alguns pontos em que ainda não havia afundamento.

Afundamentos em escala tão elevada, em tão pouco tempo, não condizem com o esperado para o ligante TLAFlex, com resistência à tráfego Pesado (H) pelo resultado de MSCR à 70 °C, e para a mistura modificada TLAF, que apresentou um *Flow Number* de 7200 ciclos, limite máximo do ensaio. O fato de todos os segmentos se encontrarem em região sem aclives ou declives também reafirma a estranheza dos resultados em campo.

A Figura 120.a apresenta o afundamento encontrado na estaca 3+00m do SEG 01 em campo no período de 12 meses, mostrando que o afundamento não está relacionado ao cisalhamento de material asfáltico. Os fatores de exposição das camadas granulares às condições climáticas durante a execução, citados no início deste capítulo podem ter influência nesse ponto. Ao lado da pista de rolamento (do lado da trilha de roda da direita da faixa externa), o projeto geométrico da rodovia previu a execução de um talude íngreme, com inclinação maior no SEG 01, comparado aos outros segmentos (Figura 120.b). Abaixo disso é possível observar um acúmulo de água, demonstrando as condições de drenagem lateral da via, sendo observados pontos de água acumulada em períodos sem chuva. A Figura 120.c apresenta outro ponto de acúmulo de água em um segmento 13 km distante desse.

Diante dos fatos citados anteriormente, a conclusão possível é de que o afundamento em campo está diretamente relacionado às camadas granulares de base, sub-base ou subleito, ou o conjunto delas. A estabilidade do talude, aliada ao intenso volume de tráfego e às condições de umidade, citadas no item anterior, podem estar acarretando esses elevados afundamentos.

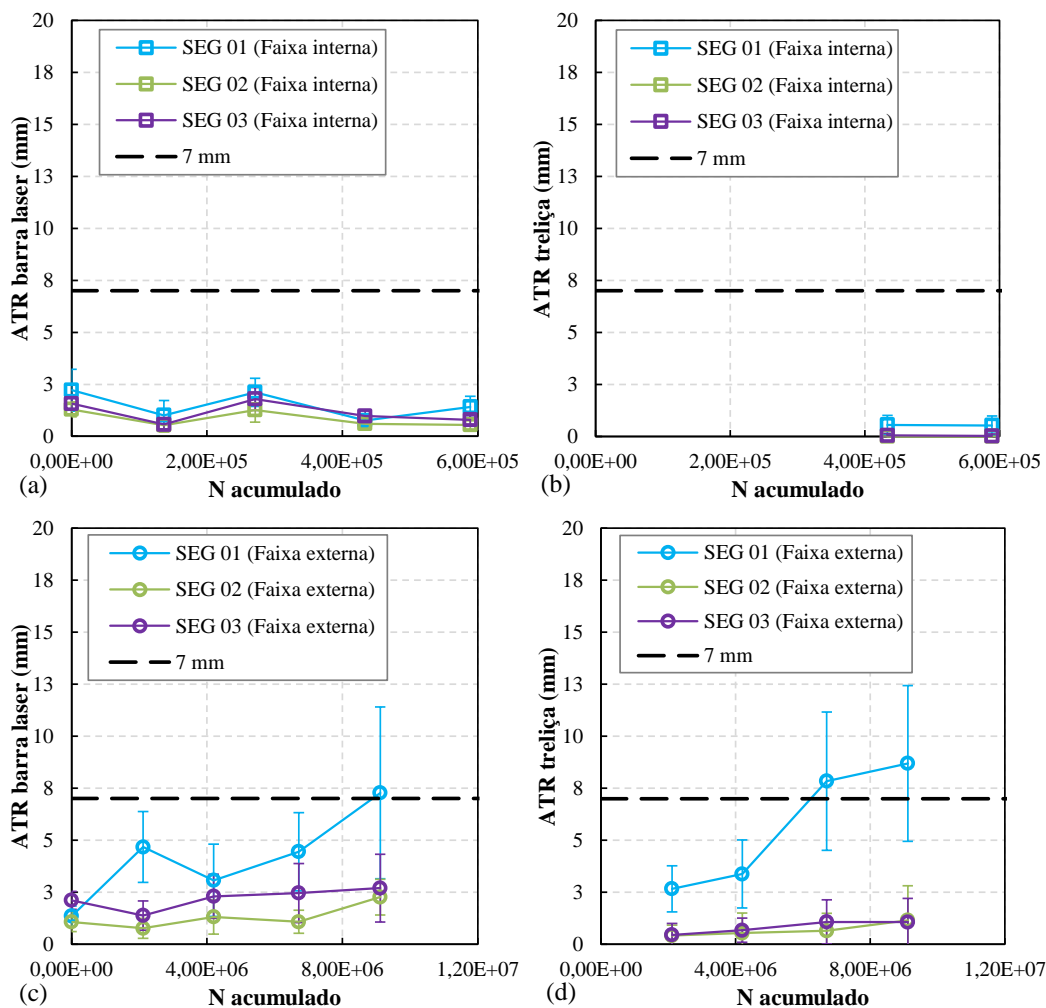
Figura 120 - ATR no SEG01: (a) afundamento localizado na trilha da direita, faixa externa; (b) talude ao lado do afundamento; (c) condição de drenagem segmento próximo



Fonte: Autor

Dando seguimento às análises sobre o afundamento em campo, a Figura 121 sintetiza o ATR médio encontrado para os 300 metros de extensão, pelos diferentes equipamentos ao longo do tráfego acumulado na rodovia.

Figura 121 - Resultados de ATR em campo: (a) barra laser faixa interna; (b) treliça metálica faixa interna; (c) barra laser faixa externa; (d) treliça metálica faixa externa



Fonte: Autor

Como comentado anteriormente, o afundamento encontrado na faixa interna para todos segmentos, está abaixo dos limites previstos pela concessão, e o da faixa externa está estável para os segmentos 02 e 03. Já para o afundamento da faixa externa do SEG 01, esse está ultrapassando o limite de 7 mm para a média do segmento para ambos métodos de medição.

4.3.3.4 Determinação da Área Trincada em Pista

Levantamentos de defeitos de superfície foram conduzidos, de forma a catalogar o trecho ao longo do tempo, e estimar a área trincada em percentual do segmento (DNIT 433 PRO, 2021). Assim, todo o segmento foi dividido em uma malha de quadrados de 1 metro por 1/3 da faixa. Qualquer defeito relacionado à fadiga compromete todo o quadrado para efeitos de cálculo, sendo esses somados e divididos pelo total de quadrados, resultando na percentagem total da área trincada do segmento.

No mês de abertura ao tráfego, não foi realizado levantamento visual. No período após de seis meses de abertura, não foram constatadas alterações na superfície do pavimento. Os períodos de 12 e 18 meses estão apresentados integralmente nos ANEXOS D, E e F.

Algo observado pelo autor durante a realização dos levantamentos é incidência de pontos de segregação na superfície da pista, que pode estar relacionado ao acabamento manual da superfície (Figura 122). Essas práticas, conforme o trabalho de Pavi (2019), resultam em um incremento significativo da irregularidade inicial da rodovia, devido aos diferenciais de temperatura no pano durante a execução, dificultando a compactação pelos rolos.

Figura 122 - Acabamento manual da superfície: (a) efeitos antes da compactação; (b) efeito visual nos segmentos experimentais da BR 116/RS



Fonte: (a) Pavi (2019); (b) Autor

Esses cuidados explicam o elevado nível de IRI presente desde ao término da execução dos trechos, e também podem estar relacionados ao elevado volume de vazios encontrado nas camadas superficiais dos três segmentos. Além disso, com o passar do tráfego, essas pequenas más compactações aumentam a probabilidade de surgirem pequenas trincas superficiais, abrindo o caminho para o aparecimento de trincas de fadiga.

Outro ponto observado reflete o cuidado com a troca de panos entre os segmentos (Figura 123). Esses fatores podem estar relacionados ao não pré-aquecimento da vibroacabadora ao se iniciar a execução do pano, que também está relacionado à elevação da irregularidade inicial por cuidados executivos (PAVI, 2019). O resultado dessa prática acarreta em trincas transversais em um período adiantado, podendo avançar em outros efeitos de fadiga.

Figura 123 - Troca de panos entre segmentos: (a) SEG 01-02 12 meses; (b) SEG 01-02 18 meses; (c) SEG 01-02 24 meses; (d) SEG 02-03 12 meses; (e) SEG 02-03 18 meses; (f) SEG 02-03 24 meses



Fonte: Autor

Um ponto levantado no item anterior, referente aos afundamentos em trilha de roda, é em questão à umidade na base e sub-base do trecho. Em alguns pontos do trecho do estudo, foram observadas trincas com possível defeito de bombeamento de finos no levantamento de 18 meses (Figura 124.a b c). Outra possibilidade para a incidência desse defeito é a abrasão do agregado devido ao teor reduzido de asfalto na massa asfáltica. Conforme relatado na Tabela 4

(item 3.2.1), a abrasão do agregado é de 33,5%, inferior ao limite de 50% (DNIT 031 ES, 2006a), mas ainda de valor elevado. Esse defeito fica mais evidente em um outro trecho monitorado 13 km distante desse, apresentado na Figura 124.d, na mesma estaca da Figura 120.c. A Figura 124.e apresenta a ocorrência do mesmo fenômeno em outro trecho cerca de 44 km distante.

Figura 124 - Possível bombeamento de finos na faixa externa: (a) SEG 01 13+05m; (b) SEG 02 14+18m; (c) SEG 03 14+17m; (d) trecho próximo ao estudo; (e) trecho distante ao estudo



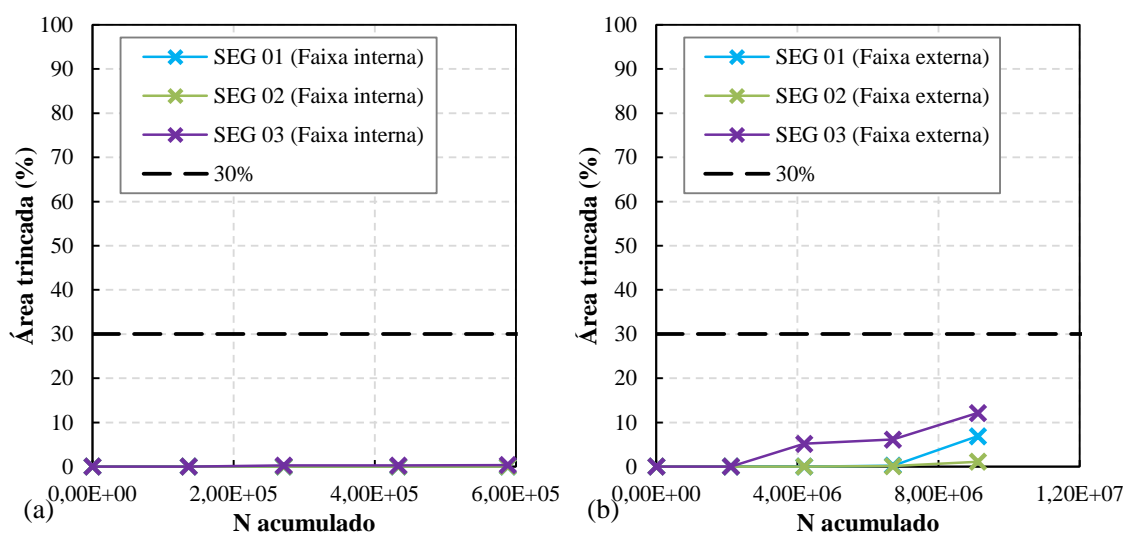
Fonte: Autor

Dando continuidade aos resultados de área trincada, a Figura 125 apresenta o resultado de AT(%) para os segmentos, ao longo do tráfego acumulado em termos de N. Uma nota cabe ao processo de aplicação de microrrevestimento, já mencionado anteriormente. A extensão coberta pelo material nas faixas internas dos segmentos 01, 02 e 03, e faixa externa do segmento 03 a partir do levantamento de 12 meses foram desconsideradas da avaliação de AT(%), sendo então considerado uma extensão total do segmento menor que 300 metros.

A faixa interna apresenta, até a data do último levantamento, área trincada inferior a 1% em todos os segmentos avaliados, fato que também ocorre na faixa externa dos segmentos 02 e 03. Os únicos defeitos relacionados à fadiga são as trincas transversais na divisa dos panos, e algumas trincas que evoluíram do processo de “salga”.

Por outro lado, a faixa externa do segmento 01, algumas trincas localizadas por fadiga evoluíram para interligadas, como pode ser notado nos ANEXOS E e F, caracterizando uma área fadigada. Outro fator nesse segmento em questão é o fato da mistura da superfície, SBS, estar com mais de 1% de ligante abaixo do teor dosado. Visualmente, não há comprometimento da estrutura de 15 cm de concreto asfáltico, sendo esses defeitos relacionados apenas aos primeiros centímetros da superfície. Entretanto, esse processo pode avançar mais rapidamente que o esperado, podendo atingir o limite de 30% de área trincada.

Figura 125 - Resultados de área trincada em campo: (a) faixa interna; (b) faixa externa



Fonte: Autor

4.3.4 Simulações Computacionais

Os resultados apresentados ao longo da caracterização das misturas e materiais constituintes do trecho foram utilizados para simulação numérica da área trincada utilizando os programas *MeDiNa* v.1.1.5.0 e *LVECD 1.1 Beta*. Os resultados apresentados na sequência desse item fazem referência apenas à faixa externa da rodovia, visto que a faixa interna recebe um número inferior de solicitações e baixo nível de trincamento até o momento.

4.3.4.1 Simulação do Afundamento em Trilha de Roda pelo *MeDiNa* v.1.1.5.0

Uma das funcionalidades do programa *MeDiNa*, além de prever a área trincada, é de poder prever o acúmulo de deformações permanente nas camadas granulares e de subleito. As camadas asfálticas são definidas por um critério de mínimo *Flow Number* para o tráfego

proposto, não sendo consideradas na avaliação de ATR. Como citado anteriormente, todas as misturas estudadas nessa pesquisa atenderam aos critérios mínimos de *Flow Number*.

Dos dados disponibilizados a esta pesquisa, o material de base foi caracterizado quanto ao módulo de resiliência triaxial, e apenas o material de subleito havia sido caracterizado quanto à deformação permanente e módulo de resiliência triaxial, na pesquisa de Santos (2020). Além disso, a autora avaliou diferentes condições de umidade no material, que são convenientes aos objetivos dessa pesquisa, visto que as condições de drenagem do trecho monitorado em questão não foram satisfatórias. Em vista disso, esse item busca, por meio de simulações numéricas e dados de ATR em pista, definir qual condição de umidade no subleito é mais próxima à condição real de campo para cada segmento.

Sendo assim, as estruturas dos trechos simulados nesse item foram compostas de: materiais asfálticos com valores de MR (ensaio) e espessuras do projeto; base utilizando módulo triaxial e deformação permanente nula; sub-base utilizando o módulo linear retroanalisado e deformação permanente nula, e subleito nas três condições de umidade ($W_{ótima}$, $W_{ótima+2\%}$ e $W_{ótima+4\%}$) com módulos e deformações triaxiais, foram aplicadas ao programa *MeDiNa* v.1.1.5.0.

Se a opção de caracterização do material for por meio dos coeficientes da equação composta de módulo de resiliência, Equação (33), o programa vai avaliar as tensões confinante e desvio que chegam nas camadas de suporte, e estimar um MR para os materiais em que essa opção for utilizada. Assim, a Tabela 24 apresenta os módulos retroanalisados em cada segmento, a faixa de valores obtidos pelo ensaio triaxial, os valores estimados utilizando os coeficientes do ensaio triaxial resultantes em cada uma das simulações, e a diferença para a retroanálise em percentagem.

Pelos resultados dos coeficientes do material de base ensaiado nessa pesquisa, quanto maiores as tensões desvio e confinante que chegam no material, maiores são os módulos estimados para ele. Sendo assim, como a tensão que chega nesse material é pequena, os MR estimados para a BGS são inferiores aos mínimos ensaiados em laboratório, e cerca de 15% do valor obtido pela retroanálise. Enquanto isso, nos três materiais de subleito avaliados por Santos (2020), o contrário ocorre: quanto maior a tensão confinante, maior o módulo; e quanto maior a tensão desvio, menores são os módulos. Dessa forma, os valores de MR estimados do programa estão dentro da faixa ensaiada em laboratório, mas próximos ao limite das menores tensões, ou seja, dos maiores valores de MR.

A diferença entre os módulos estimados é clara quando comparada a condição de umidade ótima para as demais umidades, representando uma queda de 68% para a condição

$W_{\text{ótima}+2\%}$, e de 73% para a condição $W_{\text{ótima}+4\%}$. Ainda assim, os valores estimados pela condição $W_{\text{ótima}+2\%}$ são os mais próximos da retroanálise para todos segmentos.

Tabela 24 - Módulos obtidos pelo programa *MeDiNa*

Material	Segmento	Módulo de Resiliência (MPa)			Diferença para a retroanálise
		Retroanálise	Ensaio triaxial	MeDiNa	
		MR linear	Faixa de MR	MR estimado	
BGS	SEG 01 (TLAF)	527		69	-87%
	SEG 02 (HIMA)	529	(86,4 - 527,9)	74	-86%
	SEG 03 (SBS)	457		70	-85%
Subleito $W_{\text{ótima}}$	SEG 01 (TLAF)	228		396	+74%
	SEG 02 (HIMA)	196	(341,7 - 409,8)	391	+99%
	SEG 03 (SBS)	161		394	+145%
Subleito $W_{\text{ótima}+2\%}$	SEG 01 (TLAF)	228		128	-44%
	SEG 02 (HIMA)	196	(71,6 - 135,4)	124	-37%
	SEG 03 (SBS)	161		125	-22%
Subleito $W_{\text{ótima}+4\%}$	SEG 01 (TLAF)	228		109	-52%
	SEG 02 (HIMA)	196	(49,9 - 118,6)	105	-46%
	SEG 03 (SBS)	161		106	-34%

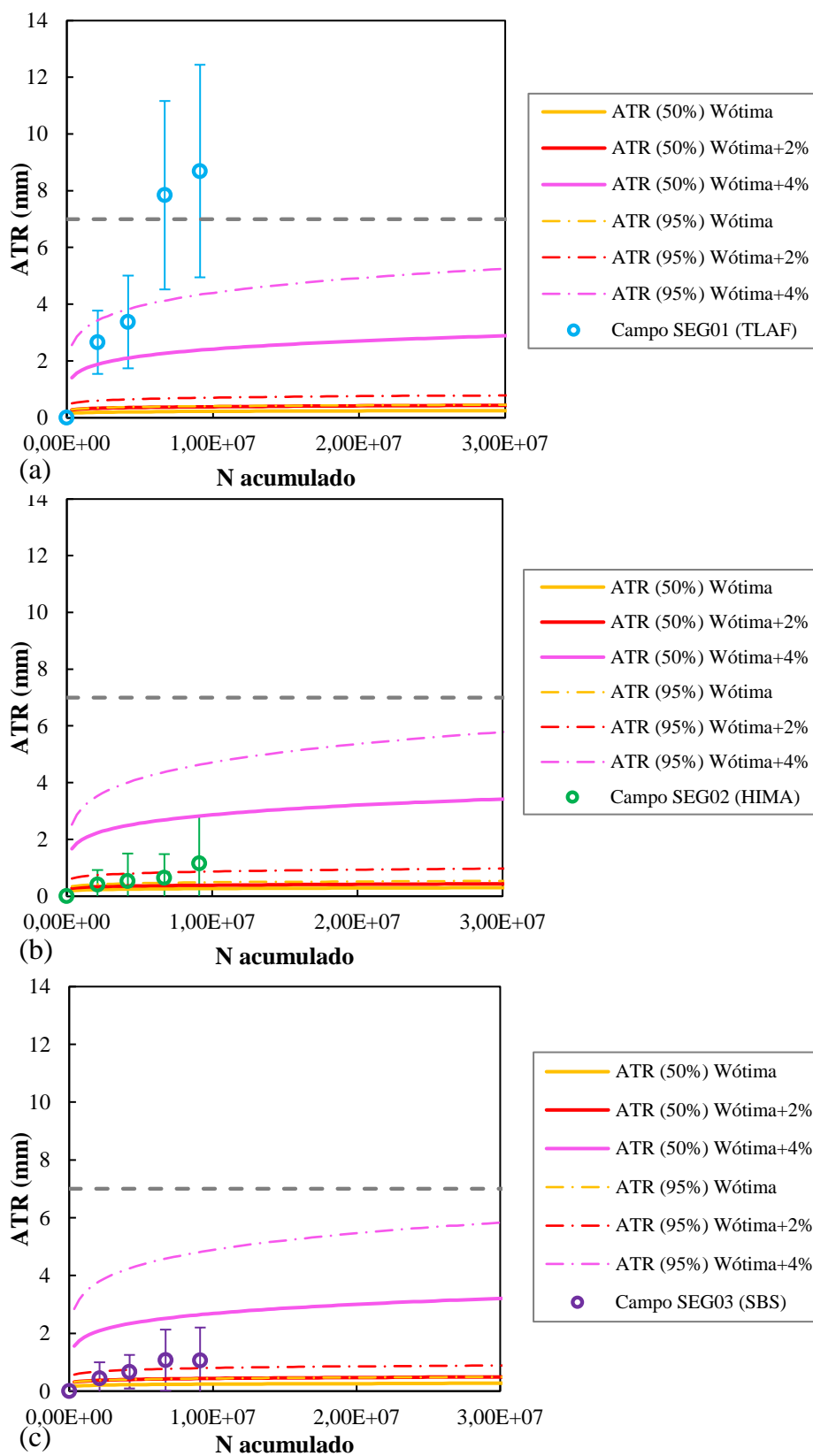
Fonte: Autor

Dessa forma, como não havia disponibilidade de dados de deformação permanente das camadas de base e sub-base, os valores de ATR apresentados na sequência dizem respeito apenas ao material de subleito, sendo as outras consideradas nulas durante a simulação. A Figura 126 apresenta a simulação de ATR para os três segmentos, avaliando a substituição do material de subleito nas condições $W_{\text{ótima}}$, $W_{\text{ótima}+2\%}$ e $W_{\text{ótima}+4\%}$, para 50% e 95% de confiabilidade. Junto aos dados de simulação estão apresentados os resultados de afundamento em campo em cada segmento pelo levantamento de treliça metálica, somado ao desvio padrão da média das estacas do segmento.

Observando o SEG 02 e SEG 03, é possível afirmar que os afundamentos observados em campo não estão relacionados a uma condição extrema de umidade no subleito. Considerando que alguma parte do afundamento observado em campo pode estar relacionado aos materiais de base e sub-base, ambos segmentos estão próximos das condições $W_{\text{ótima}}$ ou $W_{\text{ótima}+2\%}$. Ainda assim, para o SEG 01, os índices de ATR de campo podem ser explicados quase que exclusivamente pela deformação do material de subleito.

Por outro lado, como comentado anteriormente no item 4.3.2, o segmento 01 apresenta um elevado nível de umidade no subleito. As simulações de ATR do programa utilizando um material na condição de umidade 4% acima da ótima conseguiu prever o comportamento de campo até o 12 mês, sendo ultrapassado nos dois levantamentos seguintes.

Figura 126 - Resultado de simulação de ATR do subleito do programa *MeDiNa*: (a) segmento 01; (b) segmento 02; (c) segmento 03



Fonte: Autor

Ainda que fosse possível considerar um afundamento acumulado de um material de base e sub-base, as condições do subleito presentes nesse segmento a partir do primeiro ano estão além do que o $W_{\text{ótima}+4\%}$ pôde prever. Como forma de validar isso, como apresentado anteriormente, as coletas de material nos levantamentos de 12 e 24 meses apontaram um nível de umidade de 5,25% e 8,75% acima da ótima nesse segmento (PASCOAL, 2022). Portanto, as simulações utilizando resultado de materiais fora das condições de umidade conseguiram prever com sucesso o que ocorre em campo.

Por fim, quando aplicadas condições triaxiais nas simulações de Área Trincada (%) do *MeDiNa*, dadas as conclusões descritas nesse item, optou-se por utilizar-se dos módulos triaxiais do material de BGS, bem como do módulo do material $W_{\text{ótima}+4\%}$ para o segmento 01, e $W_{\text{ótima}+2\%}$ para ambos segmentos 02 e 03.

4.3.4.2 Simulação da Área Trincada pelo *MeDiNa* v.1.1.5.0

As condições utilizadas nas análises de área trincada do programa *MeDiNa* estão apresentadas na Tabela 25. A condição PROJ faz referência às espessuras determinadas no projeto, enquanto a condição ESP diz respeito às espessuras encontradas no item 4.3.1. Além disso, a condição RETR diz respeito aos módulos retroanalisados na condição I, considerados lineares, enquanto a condição TRIA utiliza os coeficientes dos módulos obtidos por ensaios triaxiais para as camadas de base, ensaiadas nessa pesquisa, e do subleito $W_{\text{ótima}+2\%}$ e $W_{\text{ótima}+4\%}$, ensaiados em Santos (2020).

A condição de espessuras PROJ e ESP foram aplicadas aos dados nas condições de módulo RETR e TRIA. Os resultados de dano médio na camada pelo *AEMC* nos vinte pontos calculados na linha superior e inferior do concreto asfáltico estão apresentados na Tabela 26. Observa-se que todos estão abaixo do valor de $1E-03$, retornando um fator de deslocamento (fS) referente à parte interpolada da curva de calibração.

O menor dano médio na camada observado em todos os dados da calibração da função de transferência do programa é de $5,19E-04$, acima dos danos dos segmentos monitorados por este trabalho em qualquer condição. Portanto, o autor ressalva de que os segmentos aqui apresentados são demasiadamente robustos em relação aos quais fora calibrada a função, sendo assim, as análises subsequentes tratam-se de uma extrapolação das condições de contorno da função de transferência.

Tabela 25 - Condições aplicadas no programa *MeDiNa*

SEGMENTO 01 (TLAF)							
Tipo	Espessura (cm)		Módulo (MPa)		Fadiga (k1, k2)	C. Poisson	Aderência
	PROJ	ESP	RETR (linear)	TRIA (k1, k2, k3)			
TLAF	5	5,63	9253	9253 (linear)	2,09E-17 -5,098	0,30	1
CONV	10	11,12	6148	6148 (linear)	4,64E-12 -3,775	0,30	1
BGS	15	15	527	2517,4 0,7413 0,1205	-	0,35	0
Mac. Seco	21	21	330	330 (linear)	-	0,40	0
Subleito	-	-	228	39,34 0,184 -0,466	-	0,45	0
SEGMENTO 02 (HIMA)							
Tipo	Espessura (cm)		Módulo (MPa)		Fadiga (k1, k2)	C. Poisson	Aderência
	PROJ	ESP	RETR (linear)	TRIA (k1, k2, k3)			
HIMA	5	5,61	5283	5283 (linear)	6,04E-13 -4,170	0,30	1
CONV	10	11,56	6148	6148 (linear)	4,64E-12 -3,775	0,30	1
BGS	15	15	529	2517,4 0,7413 0,1205	-	0,35	0
Mac. Seco	21	21	361	361 (linear)	-	0,40	0
Subleito	-	-	196	80,18 0,293 -0,427	-	0,45	0
SEGMENTO 03 (SBS)							
Tipo	Espessura (cm)		Módulo (MPa)		Fadiga (k1, k2)	C. Poisson	Aderência
	PROJ	ESP	RETR (linear)	TRIA (k1, k2, k3)			
SBS	5	4,53	6747	6747 (linear)	2,94E-15 -4,531	0,30	1
CONV	10	9,80	6148	6148 (linear)	4,64E-12 -3,775	0,30	1
BGS	15	15	457	2517,4 0,7413 0,1205	-	0,35	0
Mac. Seco	21	21	263	263 (linear)	-	0,40	0
Subleito	-	-	161	80,18 0,293 -0,427	-	0,45	0

Fonte: Autor

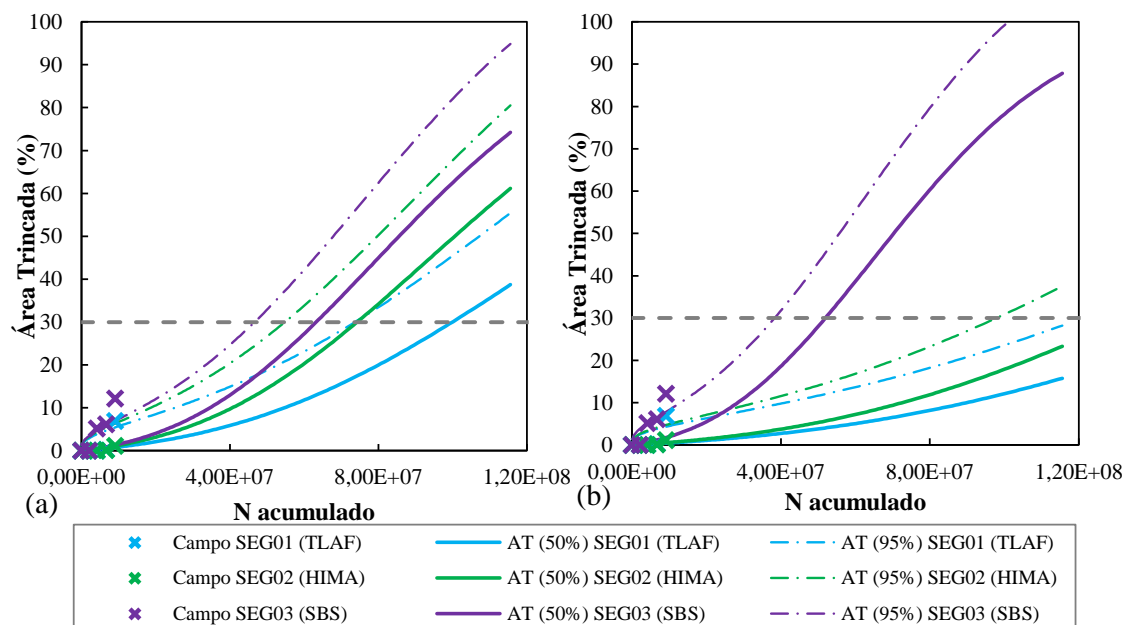
Tabela 26 - Dano médio resultante nos trechos pelo *AEMC* e fS estimado pelo *MeDiNa*

Condição	PROJ.RETR		ESP.RETR		PROJ.TRIA		ESP.TRIA	
	Dano médio	fS estimado	Dano médio	fS estimado	Dano médio	fS estimado	Dano médio	fS estimado
SEG 01 (TLAF)	1,50E-04	22,62	9,13E-05	13,78	3,74E-04	56,49	2,09E-04	31,55
SEG 02 (HIMA)	2,02E-04	30,43	1,13E-04	17,04	4,52E-04	68,21	2,29E-04	34,50
SEG 03 (SBS)	2,37E-04	35,75	2,88E-04	43,52	4,31E-04	65,02	5,42E-04	81,81

Fonte: Autor

A Figura 127 apresenta os resultados de área trincada prevista com 50% de confiabilidade) e AT(%) para a confiabilidade de 95%, bem como os dados obtidos com os levantamentos de campo para os segmentos monitorados nas condições PROJ.RETR e ESP.RETR.

Figura 127 - AT(%) resultante do *MeDiNa*: (a) PROJ.RETR; (b) ESP.RETR



Fonte: Autor

Utilizando os valores de módulos retroanalizados e espessuras de projeto (Figura 127.a), nenhuma estrutura atenderia o período de projeto de 180 meses com menos de 30% de área trincada. Os segmentos 01, 02 e 03 atingiriam a condição de restauração em 136, 111 e 99 meses respectivamente, utilizando 95% de confiabilidade. Esse tempo equivale a um tráfego acumulado de $7,4E+07$, $5,5E+07$ e $4,7E+07$ respectivamente aos segmentos 01, 02 e 03.

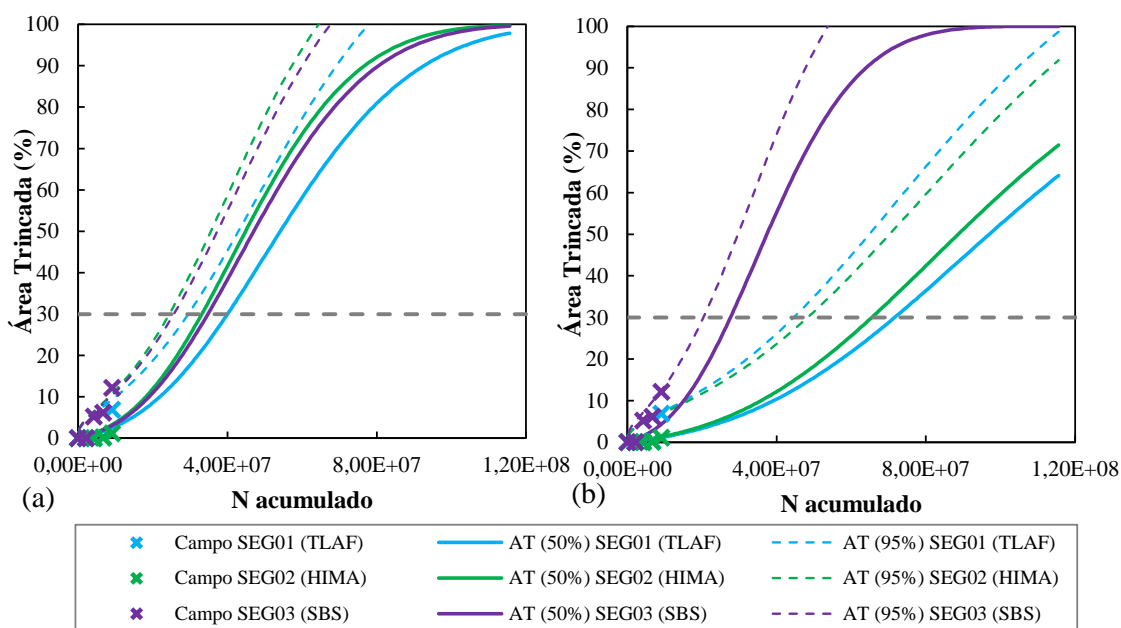
Pelas espessuras encontradas nas extrações, é esperado que as estruturas do SEG 01 e 02 melhorem de desempenho frente a área trincada, visto que as espessuras de concreto asfáltico são aproximadamente 12% mais robustas. Já para o caso do SEG 03, as espessuras são 9,5% mais esbeltas para a camada superior, e 2% nas camadas intermediária e inferior de concreto asfáltico, reduzindo o potencial frente a área trincada da estrutura do pavimento.

Assim, ao aplicar as espessuras de concreto asfáltico encontradas em campo (Figura 127.b), as expectativas são cumpridas. Por essa simulação, para a confiabilidade de 95%, o segmento 01 não atinge 30% de área trincada no período de projeto, enquanto o segmento 02 atinge o critério para um tráfego acumulado de $1,0E+08$, ou seja, 163 meses, praticamente todo

o do projeto. Entretanto, o SEG 03, com espessuras menores que as de projeto, atinge o critério de 30% com 95% de confiabilidade 14 meses antes que na condição anterior, suportando um tráfego acumulado de $3,8E+07$.

Como comentado anteriormente, as condições de umidade presentes no trecho não foram devidamente capturadas pela retroanálise, sendo conveniente utilizar os materiais em termos triaxiais para representar o real processo de trincamento em campo. Pelas conclusões do item anterior, as condições de umidade mais coerentes ao subleito dos segmentos 02 e 03 são a $W_{ótima+2\%}$, e $W_{ótima+4\%}$ para o segmento 01, ambas de Santos (2020). O material de base também foi caracterizado por ensaios triaxiais ao longo dessa pesquisa, e foi incorporado às análises de área trincada da sequência. Novamente, ambas as condições de espessuras de concreto asfáltico foram utilizadas no programa *MeDiNa*, resultando na previsão de AT(%) da Figura 128.

Figura 128 - AT(%) resultante do *MeDiNa*: (a) PROJ.TRIA; (b) ESP.TRIA



Fonte: Autor

Como comentado anteriormente, essa condição utiliza os coeficientes determinados em ensaio, sendo assim, o módulo da base e do subleito dependem das tensões que chegam até eles. As tensões desvio e confinante são calculadas utilizando a massa específica dos materiais, e a rigidez total do pavimento até a camada avaliada pelo *AEMC*, estimando um MR baseado na curva triaxial do material. Assim, a diferença entre os módulos das misturas TLAF, SBS e da HIMA, visto que as demais camadas são praticamente idênticas, têm efeitos também no módulo das camadas granulares.

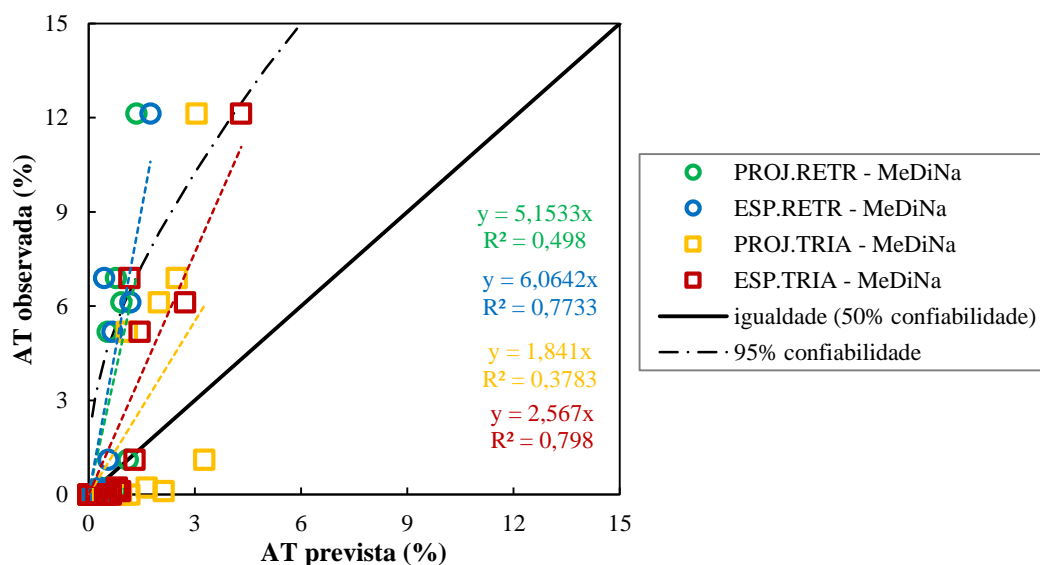
De todo modo, quando se compara às estruturas com o MR retroanalisado (Tabela 24), a queda de aproximadamente 85% da rigidez na base em todos segmentos, somado a 52%, 37% e 22% de queda do módulo do subleito para os segmentos 01, 02 e 03 respectivamente, é esperado um aumento significativo na evolução da área trincada ao longo do tráfego. Esse incremento na AT(%) de fato ocorre, para ambas condições de espessuras.

Na condição PROJ.TRIA (Figura 128.a), para os segmentos 01, 02 e 03 respectivamente, com 95% de confiabilidade, é esperado que o critério de 30% de AT(%) seja atingido em 69, 59 e 62 meses, ou $2,9E+07$, $2,4E+07$ e $2,6E+07$ de tráfego acumulado. Isso representa um terço da vida útil de projeto. Para a condição utilizando as espessuras de projeto (Figura 128.b), a diferença entre as estruturas fica mais evidente. O SEG 03 é o primeiro a chegar ao critério de 30% de AT(%) com 95% de área trincada, em apenas 51 meses, ou $2,0E+07$ de tráfego. Os demais segmentos, 01 e 02 respectivamente, atingem o critério em 95 e 101 meses, ou $4,4E+07$ e $4,8E+07$.

As três estruturas têm como principal diferenciação a seleção da mistura que compõe a sua camada superior. Em termos de ranqueamento de misturas asfálticas, a SBS ficou abaixo das outras duas misturas modificadas TLAF e HIMA. A primeira apresenta maior módulo de resiliência, enquanto a segunda, melhor capacidade à fadiga. De forma análoga, para todas as condições avaliadas nas simulações no *MeDiNa* (PROJ.RETR, ESP.RETR, PROJ.TRIA e ESP.TRIA), a estrutura que pior se classificou em termos de área trincada foi sempre a que continha a mistura SBS, enquanto as outras duas se colocaram de maneira similar, com leve vantagem para a estrutura com TLAF. Sendo assim, dentre todas as variáveis avaliadas nas quatro condições de simulação, a escolha do material de pior “qualidade” para fadiga resultou na pior estrutura para área trincada, e o contrário também foi verificado verdadeiro.

Por fim, buscando identificar qual condição melhor avaliou o real desempenho frente a área trincada em campo, a Figura 129 apresenta a comparação entre AT(%) estimada e AT(%) observada. Em campo, a estrutura que apresenta maior trincamento no último levantamento é o SEG 03, seguido do SEG 01 e, por fim, o SEG 02 apresenta praticamente nenhuma área trincada. Nota-se que, em nenhuma condição, o ranqueamento de AT(%) observada em campo resultou no exato ranqueamento das simulações.

Figura 129 - Comparação entre as considerações utilizadas no programa *MeDiNa*



Fonte: Autor

A conclusão é que, todas as condições estão subdimensionando as estruturas executadas na BR116/RS. Além disso, as que mais estão distantes da realidade observada em campo são as que utilizam os módulos retroanalizados. Dado que as simulações utilizando os módulos triaxiais, fazendo as considerações quanto a umidade do subleito está mais próxima da realidade observada em campo, sugere-se que uma nova bateria de levantamentos deflectométricos seja realizada, a fim de identificar as possíveis quedas de módulo referente às umidades presentes nos materiais de suporte.

Por fim, as condições PROJ.TRIA e ESP.TRIA foram eficientes em prever a área trincada das estruturas, mantendo-se dentro da confiabilidade de 95%. Entretanto, a continuidade dos levantamentos, tanto de área trincada, como de afundamento em trilha de roda, se faz necessário, para verificação da eficácia das simulações, e incremento do banco de dados utilizado na metodologia *MeDiNa*.

4.3.4.3 Simulação da Área Trincada pelo LVECD 1.1 Beta com Nascimento (2015, 2021)

As condições utilizadas nas análises envolvendo o programa *LVECD* estão expostas na Tabela 27. O programa utilizou dados de tráfego e distribuição obtidos da praça de pedágio, bem como clima do ISD, de Chaves (2021). Assim como no item anterior, a condição PROJ utiliza as espessuras determinadas em projeto, e a condição ESP, as espessuras encontradas no

item de extrações de campo. As camadas granulares são consideradas com módulos elásticos, obtidos através da retroanálise na condição II.

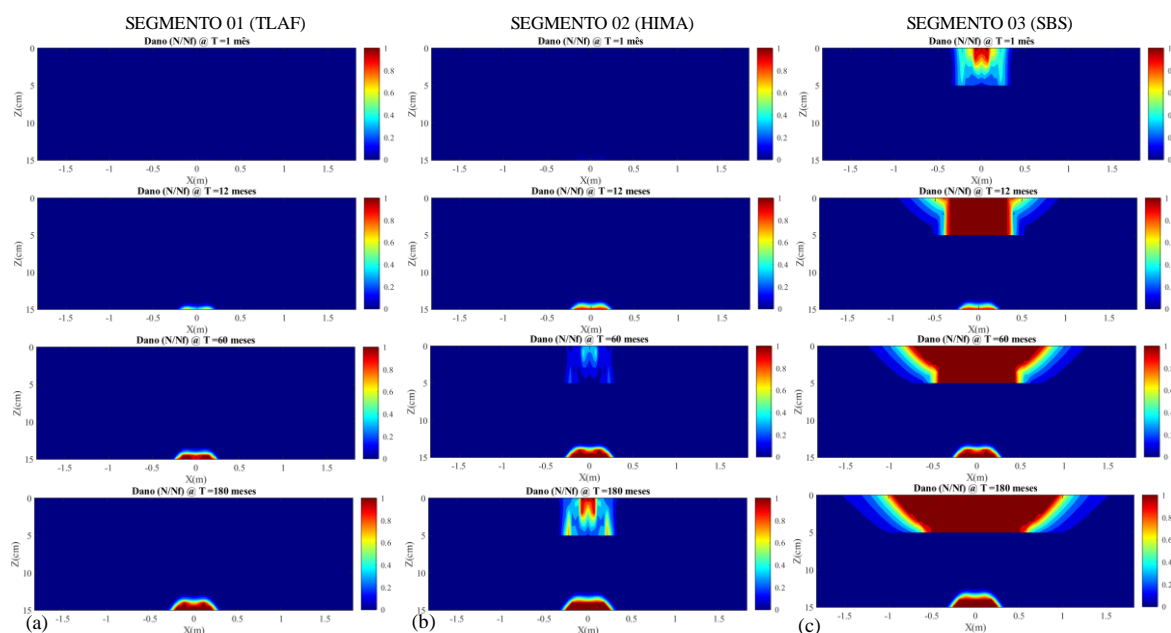
Tabela 27 - Condições aplicadas no programa *LVECD*

SEGMENTO 01 (TLAF)											
Camada	Espessura (cm)		Módulo Dinâmico Sigmoidal (kPa)				α^1	Fadiga			
	PROJ	ESP	a	b	d	g		A	B	γ	Δ
TLAF	5	5,63	1,826	5,672	2,423	0,282	3,417	3,67E-04	0,609	1,28E+06	-1,176
CONV	10	11,12	0,940	6,614	2,210	0,372	2,502	1,92E-04	0,731	5,06E+05	-1,074
BGS	15	15	527.000 (linear)				-	-	-	-	-
Mac. Seco	21	21	330.000 (linear)				-	-	-	-	-
Subleito	-	-	228.000 (linear)				-	-	-	-	-
SEGMENTO 02 (HIMA)											
Camada	Espessura (cm)		Módulo Dinâmico Sigmoidal (kPa)				α^1	Fadiga			
	PROJ	ESP	a	b	d	g		A	B	γ	Δ
HIMA	5	5,61	4,387	3,074	1,493	0,448	3,728	5,19E-04	0,620	2,45E+08	-1,566
CONV	10	11,56	0,940	6,614	2,210	0,372	2,502	1,92E-04	0,731	5,06E+05	-1,074
BGS	15	15	529.000 (linear)				-	-	-	-	-
Mac. Seco	21	21	361.000 (linear)				-	-	-	-	-
Subleito	-	-	196.000 (linear)				-	-	-	-	-
SEGMENTO 03 (SBS)											
Camada	Espessura (cm)		Módulo Dinâmico Sigmoidal (kPa)				α^1	Fadiga			
	PROJ	ESP	a	b	d	g		A	B	γ	Δ
SBS	5	4,53	2,905	4,640	2,034	0,327	3,938	1,51E-04	0,724	4,19E+07	-1,630
CONV	10	9,8	0,940	6,614	2,210	0,372	2,502	1,92E-04	0,731	5,06E+05	-1,074
BGS	15	15	457.000 (linear)				-	-	-	-	-
Mac. Seco	21	21	263.000 (linear)				-	-	-	-	-
Subleito	-	-	161.000 (linear)				-	-	-	-	-

Nota: ¹ Taxa de evolução do dano, máxima inclinação do módulo de relaxação por tempo reduzido, escala log-log
Fonte: Autor

A condição PROJ foi aplicada no programa, para um tráfego de 180 meses, resultando nas imagens de dano expostas na Figura 130. Como pode-se observar, o material CONV, aplicado em projeto da profundidade 5 cm até 15 cm em todos segmentos, só obteve resultado pior que o asfalto modificado da camada superior no SEG 01, e ainda assim apresentou um dano acumulado baixo. No SEG 03, o material SBS teve danificação superior ao longo do tempo que o material CONV. Devido a isso, de acordo com a simulação, é provável que haja aparecimento de trincas do tipo *bottom-up* nos segmentos 01 e 02, enquanto que no SEG 03, as trincas surjam de forma *top-down*, ou seja, de cima para baixo.

Figura 130 - Dano nas camadas para a condição PROJ nos períodos de 1 mês, 12 meses, 60 meses e 180 meses para as estruturas: (a) SEG 01; (b) SEG 02; (c) SEG 03

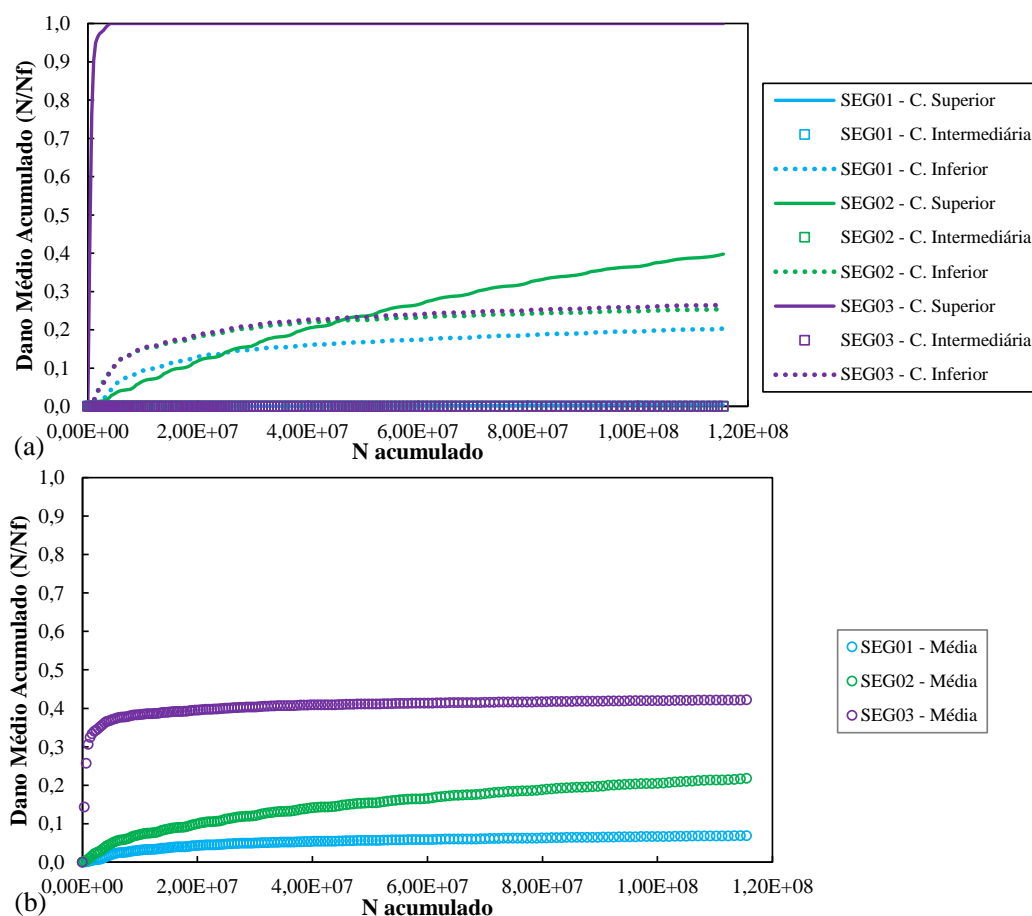


Fonte: Autor

A avaliação de dano médio na camada proposta em Nascimento (2015, 2021) utiliza 110 pontos espalhados entre as camadas, sendo 10 linhas de forma transversal, de -0,3285 cm até 0,3285, e 11 linhas no sentido da profundidade, espalhadas pela espessura total de concreto asfáltico. Como forma de simplificação matemática, as camadas foram divididas em três, de igual espessura, e calculadas separadamente, com 110 pontos distribuídos em cada, e então realizada a média entre elas. A Figura 131.a apresenta o dano médio (N/Nf) para as três camadas separadamente, nos três segmentos, e a Figura 131.b a média de cada segmento. Ambas figuras apresentam os dados extraídos do programa *LVECD* mês a mês.

O que se observa é que a camada superior e inferior são as que danificam ao longo do tráfego, enquanto nenhuma camada intermediária apresenta dano ao final de 180 meses. As camadas inferiores dos três segmentos resultam em N/Nf de maneira quase idêntica, não ultrapassando 0,27 de dano até o final da análise. A camada superior do SEG01 não danifica, a do SEG 02 atinge 0,40 ao final da análise, enquanto a do SEG 03 atinge 0,95 de dano em apenas 4 meses. Por outro lado, como as camadas intermediárias e inferiores estão praticamente íntegras, quando calculada a média do segmento, essa resulta em um dano médio da estrutura do SEG 01, 02 e SEG 03 de 0,07, 0,22 e 0,42 respectivamente, no último mês de análise.

Figura 131 - Dano médio nas estruturas na condição PROJ avaliadas pelo *LVECD*: (a) camadas separadas; (b) média de cada segmento

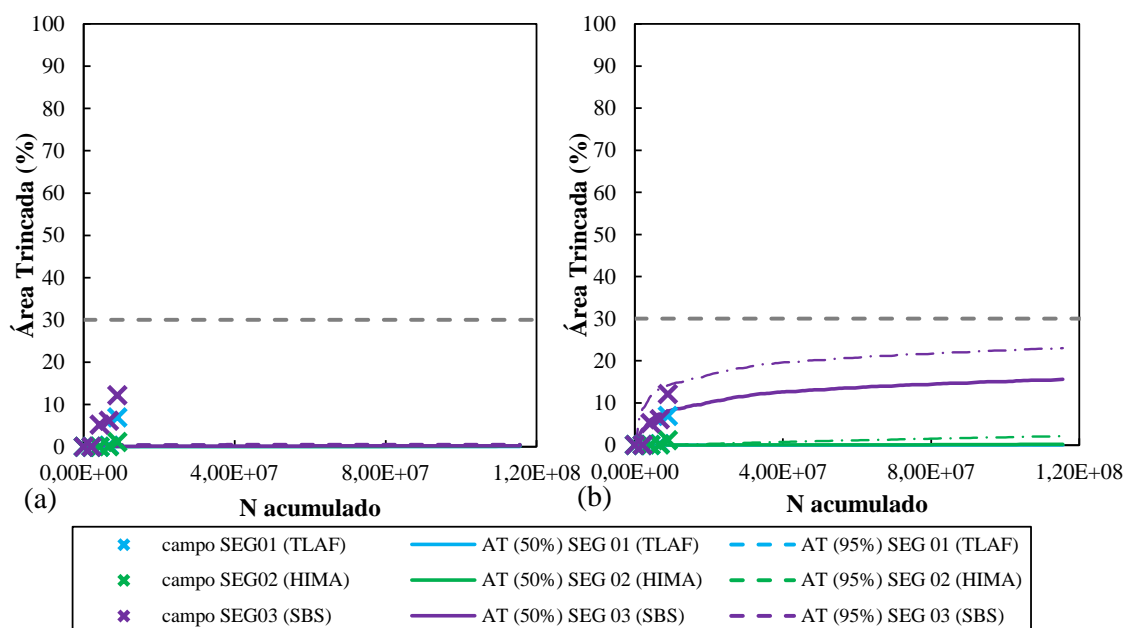


Fonte: Autor

O fato de a camada superior do SEG 03 apresentar danificação alta em tão pouco tempo está relacionado ao material da mistura SBS ser de qualidade inferior em relação aos demais para a fadiga, como apresentado nos resultados de fadiga tração-compressão do capítulo anterior, captado pela metodologia de caracterização aplicadas ao programa. Em conversa com o autor que desenvolveu as funções de transferência de Nascimento (2015, 2021), achou-se prudente utilizar o dano resultante apenas da camada superior na aplicação da função, visto a heterogeneidade da condição da estrutura. Essa opção será comentada mais adiante neste item.

As análises apresentadas na sequência são baseadas no N/N_f resultante da média dos segmentos, aplicando as equações apresentadas na metodologia. A Figura 132.a apresenta a área trincada calculada aplicando Nascimento (2015), enquanto a Figura 132.b a atualização da Equação, apresentada em Nascimento (2021).

Figura 132 - AT(%) resultante do *LVECD* na condição PROJ: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)



Fonte: Autor

As condições da metodologia de Nascimento (2015) levavam em conta um dano reduzido para calcular a área trincada. Para reduzir o dano, o tempo em que a estrutura demora para chegar até a um N/N_f de 0,35 é estimado, até um limite máximo de 80 meses. A função de transferência de 2021, além de contabilizar um banco de dados de trechos mais amplo, não aplica uma redução de N/N_f . Sendo assim, o cálculo da área trincada se dá de maneira direta à uma calibração de valores do dano médio na estrutura.

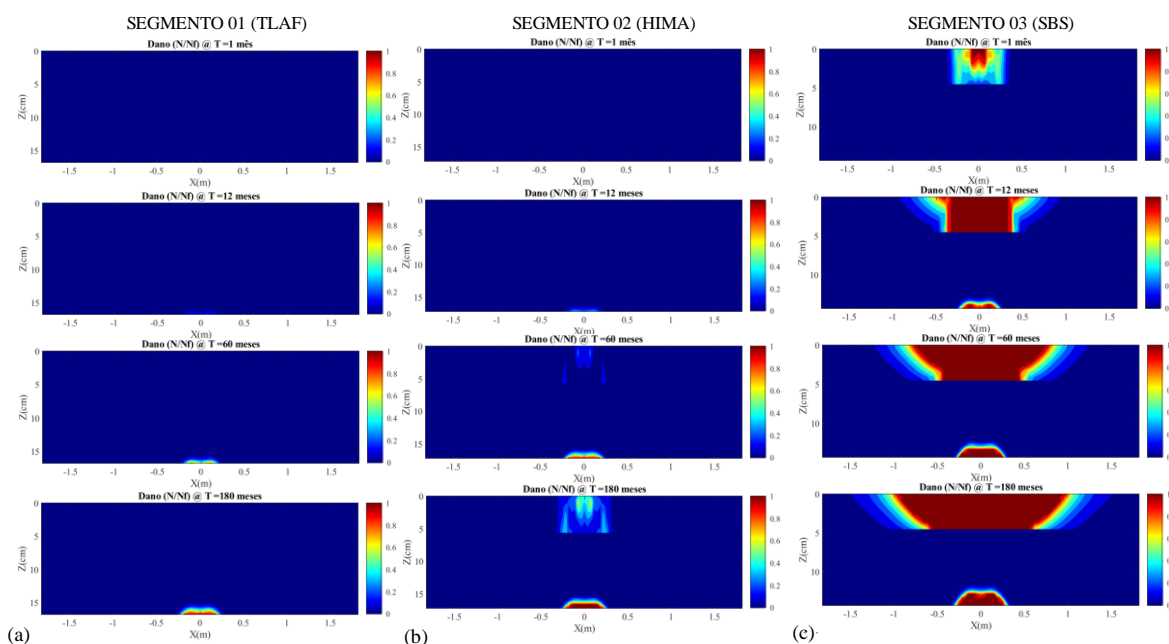
Aplicando a situação proposta pelo autor das funções de transferência, de utilizar o dano médio apenas da camada superior, a resposta de ambas funções de transferência é de 100% de trincamento em 4 e 2 meses, para as funções de 2015 e 2021 respectivamente. Se fosse escolhida uma malha de pontos selecionando apenas as camadas superior e intermediária, o dano médio seria matematicamente igual a 0,50 em 12 meses, sem acréscimo ao longo do tempo. Essa situação também resultaria em uma área trincada assintota horizontal, fora da realidade de pavimentos asfálticos. Sendo assim, preferiu-se utilizar o dano médio das três camadas, nas análises subsequentes.

Aplicando a função de 2015, a estrutura do SEG 03 atingiu o dano médio de 0,35 em apenas 9 meses, estabilizando-se em uma assíntota horizontal ao longo do tempo, enquanto as demais não chegaram aos 0,35. Devido a isso, a área trincada estimada para os três segmentos utilizando a função de 2015 resulta em menos de 0,5% ao final do período de projeto, com 95%

de confiabilidade. Já para a função de 2021, a área trincada estimada para as três estruturas se apresenta distinta entre si. Os segmentos 01 e 02 continuam a apresentar um baixo trincamento ao final do projeto, de valor 0,1% e 2,1% respectivamente, para 95% de confiabilidade. Já para a estrutura do segmento 03, a área trincada estimada ao final do projeto é de 23,1% para a confiabilidade de 95%, satisfazendo o critério de 30% de área trincada máxima.

Na sequência, são apresentadas as análises de dano médio na camada para a condição ESP, que utiliza as espessuras efetivamente encontradas nas extrações de campo (Figura 133 e Figura 134). Como comentado anteriormente, as estruturas dos segmentos 01 e 02 estão 12% mais robustas que o projeto, resultando em danos nas camadas superiores e inferiores menores que na condição anterior. Já para a estrutura do SEG 03, a camada superior está 9,5% mais esbelta, enquanto as camadas inferiores estão também 2% mais esbeltas.

Figura 133 - Dano nas camadas para a condição ESP nos períodos de 1 mês, 12 meses, 60 meses e 180 meses para as estruturas: (a) SEG 01; (b) SEG 02; (c) SEG 03

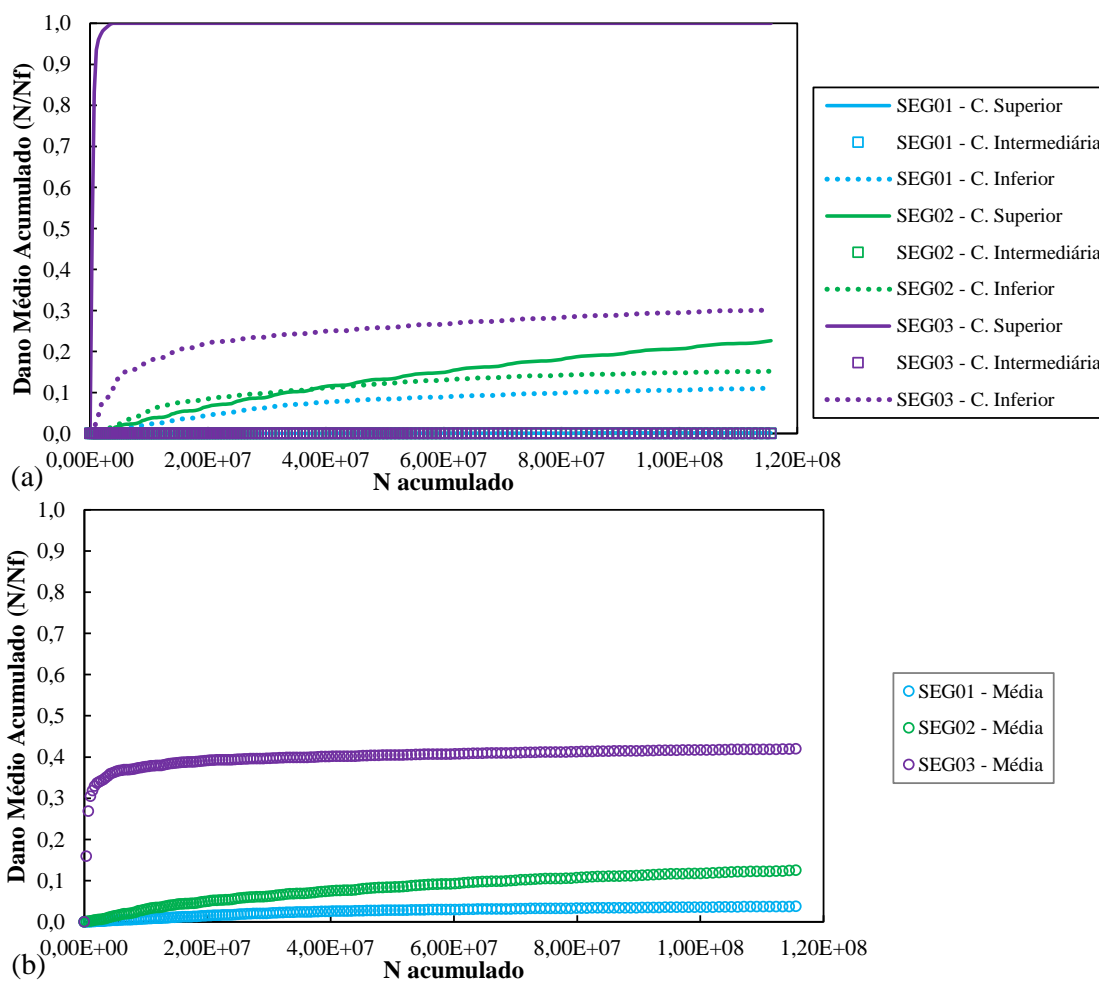


Fonte: Autor

Novamente, as camadas superiores e inferiores são as que danificam ao longo do tráfego, enquanto nenhuma camada intermediária apresenta dano ao final de 180 meses. As camadas inferiores dos segmentos 01 e 02 não final dos 180 meses. A camada superior do SEG 01 não danifica, a do SEG 02 atinge 0,23 ao final da análise, enquanto a do SEG 03 atinge novamente 0,95 de dano em apenas 4 meses. Por fim, quando calculada a média do segmento,

essa resulta em um dano médio da estrutura do SEG 01, 02 e SEG 03 de 0,04, 0,13 e 0,42 respectivamente, no último mês de análise.

Figura 134 - Dano médio nas estruturas na condição ESP avaliadas pelo LVECD: (a) camadas separadas; (b) média de cada segmento



Fonte: Autor

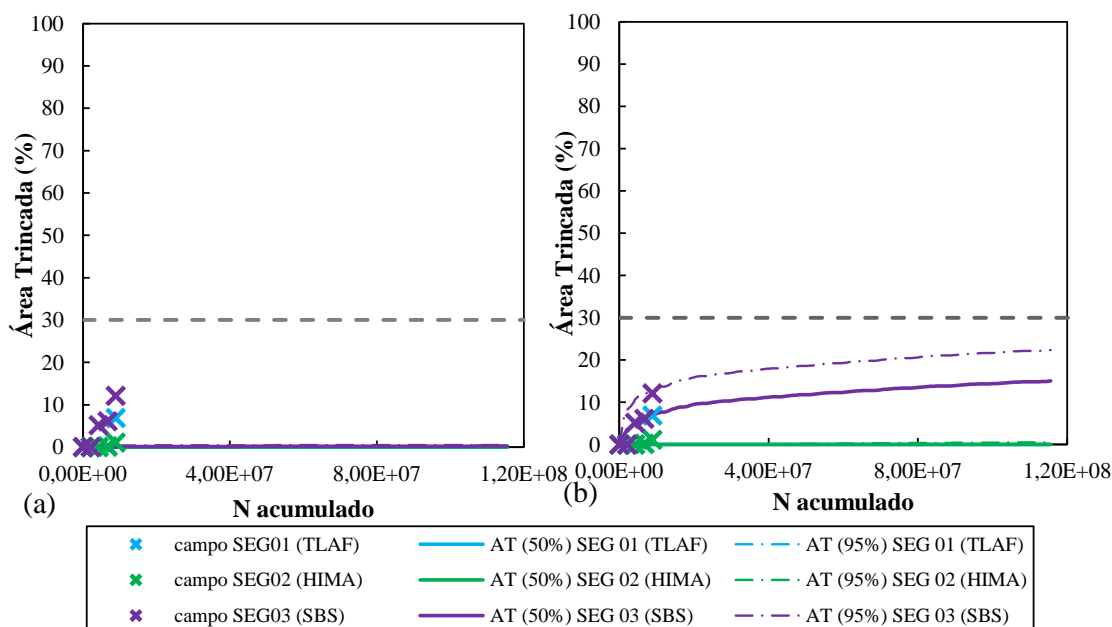
Assim como anteriormente, a função de transferência de Nascimento (2015) utiliza o dano reduzido com o parâmetro de tempo em que a estrutura atinge 0,35 de N/N_f . As estruturas do SEG 01 e 02 não atingem esse critério em menos de 80 meses, enquanto a estrutura do SEG 03 atinge em 11 meses, dois a mais que na condição PROJ.

Por convenção, é esperado que uma estrutura mais esbelta, que é o caso do SEG03.ESP, dê um dano maior ao longo do tempo, que a estrutura SEG03.PROJ. Entretanto, a diferença é que a camada superior, que é a mais danificada, está mais esbelta, enquanto as camadas intermediárias e inferiores, que não danificam, estão com quase a mesma espessura. Sendo

assim, o dano médio na camada “diminuiu”, muito embora, ao final dos 180 meses, o N/Nf final continue atingindo 0,42 igualmente à condição anterior.

A Figura 135 apresenta a área trincada estimada para os segmentos ao longo do período de projeto, para as duas funções de transferência. As considerações do dano reduzido da função de Nascimento (2015) continuam a estimar área trincada menor que 0,3% para o final da vida de projeto com 95% de confiabilidade. Para o caso da função atualizada de 2021, a área trincada final esperada é de 0,0%, 0,6% e 22,4% para os segmentos 01, 02 e 03 respectivamente, com 95% de área trincada.

Figura 135 - AT(%) resultante do *LVECD* na condição ESP: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)



Fonte: Autor

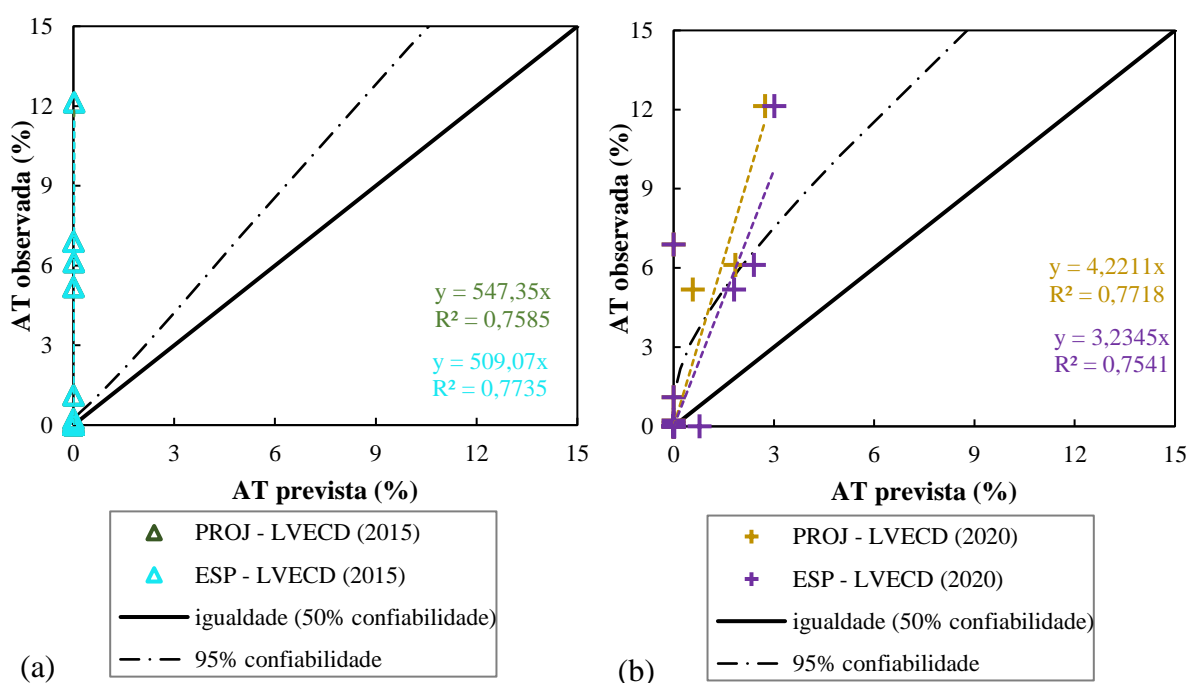
Como comentado anteriormente, a área trincada esperada para os segmentos 01 e 02 diminuíram, enquanto a do SEG 03 manteve-se quase constante. A leve diminuição da AT(%) para o último segmento utilizando a estrutura mais esbelta ocorre em função do que foi citado anteriormente, de que a camada que mais danifica está mais esbelta, enquanto as que pouco danificam estão quase com a mesma espessura.

Referente ao ranqueamento por fadiga, as misturas HIMA e CONV apresentavam as melhores características por fadiga, seguida da mistura TLAF e por fim, a mistura SBS, com fadiga comparável a uma mistura 100% RAP. A elevada rigidez das misturas CONV e TLAF, aliado às elevadas espessuras de projeto resultaram em dois grupos de resultados para as

simulações de área trincada pelo *LVECD*. Pela função de transferência de 2015, nenhuma estrutura deveria apresentar trincamento ao final de 180 meses, o que não foi observado em campo. Já para a função de 2021, ambas estruturas do SEG 01 e 02 não apresentariam trincamento, enquanto a estrutura 03, apresentaria trincamento na mistura SBS, e pouco na mistura CONV, ficando de acordo com o esperado pelos resultados das misturas asfálticas.

Por fim, uma comparação entre área trincada estimada e observada em campo foi realizada, e apresentada na Figura 136. A função de transferência de 2015 não foi capaz de prever a área trincada em campo, provavelmente devido aos baixos danos médios nas estruturas. A função atualizada de 2021, utilizando os módulos retroanalizados, conseguiu prever de maneira satisfatória o trincamento na estrutura do SEG 03, ficando em boa parte dentro dos limites de 95% de confiabilidade. Entretanto, como visto no item anterior, os módulos das camadas do subleito diminuíram devido as más condições de drenagem da rodovia, não sendo coerente fazer suposições e simulações concisas sem uma nova bateria de levantamentos deflectométricos.

Figura 136 - Comparação entre as considerações utilizadas no programa *LVECD*: (a) Nascimento (2015); (b) Nascimento (2021)



Fonte: Autor

Ainda assim, quando comparadas as condições utilizando os módulos retroanalizados para os dois programas, ou seja, as PROJ.RETR e ESP.RETR do *MeDiNa* e as PROJ e ESP da

função de transferência atualizada do *LVECD*, as duas últimas estão mais próximas da linha de igualdade. Ainda, dentre essas a condição ESP do *LVECD* 2021 foi a que resultou em melhor acurácia. Por outro lado, as simulações realizadas pelo programa *MeDiNa* estipulam que haverá um crescimento gradativo da área trincada ao longo do tempo, enquanto as do *LVECD* avaliam que o trincamento não crescerá até o final do período de 180 meses, mantendo-se constante. Essas verificações só poderão ser realizadas com a continuidade dos levantamentos de área trincada em campo, podendo assim, ajudar a compor o banco de dados existe para ambos programas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Essa pesquisa foi conduzida com objetivo de avaliar a influência de ligantes modificados aplicados à prática rodoviária. Para tal, três segmentos experimentais foram executados na BR 116/RS, onde cada um aplica um ligante modificado diferente. Os materiais estudados foram comparados em laboratório quanto aos comportamentos de rigidez, deformação permanente e fadiga, na escala de ligantes e misturas; e em pista quanto aos levantamentos estruturais e funcionais, em conjunto com as respectivas simulações computacionais das estruturas dos trechos.

Primeiramente, os ligantes asfálticos modificados e convencionais coletados foram caracterizados pela metodologia *Superpave*, resultando em PG_H 58 S, PG_H 76 S, PG_H 70 H, PG_H 70 E e PG 64_H H, para os asfaltos CAP 50-70, CAP 50-70 extraído, TLAFlex, Stylink HiMA e AMP 55/75-E respectivamente. De acordo com os níveis requisitados pela rodovia, apenas os ligantes CAP 50-70 e AMP 55/75-E não supririam os níveis de condições climáticas e de tráfego da rodovia. Por outro lado, pelos resultados do ensaio LAS, todos os ligantes modificados, e o convencional extraído, possuem boas características à fadiga. Sendo assim, para as misturas que contenham ligante modificado, não seriam esperados defeitos precoces por fadiga, enquanto apenas a mistura com AMP 55/75-E poderia apresentar alguma fraqueza à deformação permanente por não atingir o nível exigido de MSCR e estar na camada superior.

As massas asfálticas foram coletadas diretamente no momento da execução das camadas em pista. Assim, por mais que a granulometria entre as misturas modificadas seja a mesma em projeto e muito próxima em execução, os teores de asfalto de projeto não foram cumpridos na execução das massas asfálticas. Dito isso, o fato de as misturas TLAF (com ligante TLAFlex) e HIMA (com ligante Stylink HiMA) possuírem 0,47% a menos que o previsto na dosagem, e a mistura SBS (com ligante AMP 55/75-E) possuir 1,31% abaixo do estabelecido ocasiona um efeito significativo no desempenho dos materiais. Em virtude disso, as condições controladas de laboratório não puderam mais ser observadas, e a comparação direta entre os ligantes modificados não pôde ser realizada na escala de misturas asfálticas.

A caracterização avançada das massas asfálticas se deu em termos de rigidez, pelos ensaios de MR e Módulo Complexo, em que a mistura mais rígida foi a TLAF, seguida da SBS, e por fim, CONV e HIMA. Para a deformação permanente, pelo ensaio de *Flow Number*, todas misturas modificadas atingiram praticamente o máximo de ciclos que o ensaio permite, enquanto a mistura convencional também apresentou um resultado positivo quanto a esse

critério de ruptura, suprindo as necessidades da rodovia e na camada em que os materiais foram aplicados.

Tanto para fadiga por compressão diametral, quanto para tração-compressão, a melhor mistura avaliada foi a HIMA, seguida da CONV. A mistura TLAF se mostrou uma mistura intermediária dentre as da pesquisa, porém ruim quando comparada a de outros trabalhos. Ambos ensaios mostraram que a mistura SBS obteve um desempenho inferior ao esperado pelo seu ligante asfáltico constituinte, e uma das piores no ranqueamento quando comparadas a outras misturas realizadas no grupo GEPPASV. Por mais que o desempenho à fadiga das misturas modificadas tenha ficado abaixo do esperado, a alta rigidez dessas misturas diminuiu as deformações sofridas e pode compensar parcialmente a baixa qualidade do material para esse critério de ruptura.

As constantes do modelo 2S2P1D foram comparadas entre os ligantes e misturas asfálticas respectivas, bem como os parâmetros de deformação permanente e de fadiga por Fator de Fadiga de Ligante (FFL) e Fator de Fadiga de Mistura (FFM). Infelizmente, pouca correlação foi encontrada devido ao teor insuficiente de ligante nas misturas asfálticas.

Em paralelo às avaliações laboratoriais, a pesquisa obteve sucesso em catalogar a evolução de levantamentos funcionais nos segmentos em pista. O desenvolvimento da macro e microtextura, irregularidade longitudinal, afundamento em trilha de roda (ATR) e área trincada em campo AT(%) foram acompanhados semestralmente, desde a abertura ao tráfego, até o período de 2 anos. Em conjunto a isso, os dados deflectométricos do período da abertura foram utilizados para se obter os módulos das camadas constituintes, bem como ensaios triaxiais nos materiais disponíveis. Ademais, os dados de tráfego da praça de pedágio também foram contabilizados em termos de N_{USACE} , possibilitando aplicação nas metodologias empírico-mecanicistas de previsão de desempenho.

Para simular computacionalmente as estruturas dos segmentos, os programas *MeDiNa v.1.1.5.0* foi utilizado para avaliar o desenvolvimento do ATR em campo. Seguindo evidências de pista, foram testadas simulações em que o subleito não se encontrava nas condições de umidade ótimas, sendo verificado que esse fator influenciou nos valores de campo de ATR. Ainda, a área trincada por fadiga também foi avaliada, tanto em condições de retroanálise, quanto em condições onde a umidade foi contabilizada, indicando que o trincamento encontrado em campo também está relacionado às condições de umidade em campo. As estruturas também foram avaliadas pelo programa *LVECD Beta 1.1*, em conjunto com as funções de transferência de Nascimento (2015, 2021). Concluiu-se que a atualização da função de transferência, versão de 2021, foi mais assertiva em prever as estruturas.

Dentre as duas metodologias mecanísticas-empíricas, que utilizam diferentes ensaios para avaliar as misturas asfálticas, diferentes abordagens quanto as condições climáticas no trecho, quanto as considerações de aderência entre camadas, algumas conclusões podem ser tomadas. Ao avaliar as condições de espessura de projeto em comparação com as espessuras executadas em campo, as simulações mais fidedignas são as que consideram o real executado em campo. Quando comparadas as condições de retroanálise em ambos programas, a função que utiliza o *LVECD*, aliada a função de Nascimento (2021), foi a mais assertiva para os dados observados em campo deste trabalho. Entretanto, dentre todas condições avaliadas pela pesquisa, a que utiliza os materiais de suporte ensaiados no equipamento triaxial, com considerações quanto a umidade, foi a que mais se aproximou da linha de igualdade entre estimado e observado. Por outro lado, as circunstâncias de pista não convergiram com as condições controladas esperadas pelos dados de laboratório. Se esses fatores forem corretamente considerados, as simulações podem precisamente prever o desenvolvimento da AT(%).

Por fim, esse trabalho conduziu a caracterização dos três ligantes asfálticos modificados propostos para a pesquisa, e massas asfálticas aplicadas em campo. As simulações computacionais foram realizadas e assertivas quando as condições alheias aos materiais foram devidamente consideradas. Devido às condições de execução, não se pôde comparar diretamente a escolha entre os ligantes asfálticos propostos, nem o potencial das misturas asfálticas, demonstrando que o controle tecnológico adequado é essencial para se obter máximo proveito de materiais mais caros, como os asfaltos modificados. Por outro lado, com os materiais devidamente caracterizados e estruturas simuladas, o trabalho se apresenta como uma adição ao banco de dados de trechos monitorados para ambas metodologias mecanístico-empíricas: *MeDiNa* e *LVECD*.

Como sugestão a trabalhos futuros, o autor destaca os seguintes itens:

- Compor novas misturas nos teores devidamente dosados, para avaliar a influência na escolha do ligante modificado e potencial desses materiais;
- Continuar a monitorar os segmentos, como forma de compor o banco de dados dos métodos mecanístico-empíricas, e auxiliar na sua recalibração;
- Avaliar a deformação permanente utilizando ensaios triaxiais para os materiais de base, de forma a enriquecer as avaliações apresentadas no item 4.3.4.1;

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES, ANTT. Programa de Exploração das Rodovias PER Rodovias BR-116/RS e BR-392/RS Pólo Pelotas, 2015.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS E BIOCMBUSTÍVEIS, ANP. Resolução ANP n°19, 2005.

AIREY, G. D., RAHIMZADEH, B., COLLOP, A. C. Linear rheological behavior of bituminous paving materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(3): 212-220, 2004.

ALMEIDA Jr, P. O. B. Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem. 2016. 217p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2016.

ALMEIDA Jr, P. O. B., BOEIRA, F. D., SPECHT, L. P., CERVO, T. C., PEREIRA, D. da S., CENTOFANTE, R., BARBOZA Jr, V., & SILVA, C. C. Avaliação laboratorial do tipo e teor de ligante e da granulometria na deformação permanente de misturas asfálticas. *Revista Transportes*. Vol. 26, 2017.

ALMEIDA Jr. P. O. B. Avaliação da recuperação das propriedades de ligantes e misturas integralmente recicladas com foco na fadiga. Projeto de Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2019.

AMERI, M., JELODAR, Y. A. K., & MONIRI, A. Relationship between elastic recovery and linear amplitude sweep as asphalt binder fatigue tests. *Journal of Applied Environmental and Biological Sciences*, 5, 7-10. 2015.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO M 320-17. Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder. Washington, D. C. 2017.

____. AASHTO M 332. Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2019.

____. AASHTO T 313-19. Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR). Washington, D. C., 2019.

____. AASHTO T 315-19. Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). Washington, D. C., 2019.

____. AASHTO T 324. Standard Method of Test for Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Asphalt Mixtures. Washington, D. C., 2019.

____. AASHTO T 342-11. Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. Washington, D. C., 2011.

____. AASHTO T 350-19. Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). Washington, D. C., 2019.

____. AASHTO T 378-17. Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). Washington, D. C., 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 2872. Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). West Conshohocken, PA, 2019.

____. ASTM D 4123 Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures (Withdrawn 2003), 1995.

____. ASTM D 5404. Standard Practice for Recovery of Asphalt from Solution Using the Rotary Evaporator, West Conshohocken, PA, 2017.

____. ASTM D 6307. Standard Test Method for Asphalt Content of Asphalt Mixture by Ignition Method, West Conshohocken, PA, 2019.

____. ASTM D 6521. Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV), West Conshohocken, PA, 2019.

____. ASTM E 965. Standard Test Method for Measuring Pavement Macrottexture Depth Using a Volumetric Technique, West Conshohocken, PA, 2019.

____. ASTM E 303 Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester, West Conshohocken, PA, 2018.

____. ASTM E 950. Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer-Established Inertial Profiling Reference, West Conshohocken, PA, 2018.

____. ASTM E 1960. Standard Practice for Calculating International Friction Index of a Pavement Surface, West Conshohocken, PA, 2015.

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

ASPHALT INSTITUTE & EUROBITUME. The bitumen industry - A global perspective: Production, chemistry, use, specification and occupational exposure (IS-230) (2nd ed.). Lexington, KY: Asphalt Institute Inc. and European Bitumen Association-Eurobitume. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6296:2012. Produtos betuminosos semissólidos — Determinação da massa específica e densidade relativa, Rio de Janeiro, 2012.

____. ABNT NBR 6560:2016. Ligantes asfálticos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola. Rio de Janeiro, 2016.

____. ABNT NBR 6576:2007. Materiais asfálticos - Determinação da penetração. Rio de Janeiro, 2007.

____. ABNT NBR 11341:2014. Derivados de petróleo – Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland. Rio de Janeiro, 2014.

____. ABNT NBR 15086: 2006. Materiais betuminosos - Determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro. Rio de Janeiro, 2006.

____. ABNT NBR 15166:2004. Asfalto modificado - Ensaio de separação de fase. Rio de Janeiro, 2004.

____. ABNT NBR 15184. Materiais betuminosos – Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 2004.

____. ABNT NBR 15619. Misturas asfálticas – Determinação da massa específica medida em amostras não compactadas. Rio de Janeiro. 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. ABPv. Informativo técnico sobre avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil. Rio de Janeiro, n 18, 1999.

BAAJ, H., DI BENEDETTO, H., CHAVEROT, P. Fatigue of mixes: an intrinsic damage approach. In: Proceedings of the 6th International RILEM Symposium (pp. 394-400). Zurich: RILEM, 2003.

BAAJ, H., DI BENEDETTO, H., CHAVEROT, P. Effect of binder characteristics on fatigue of asphalt pavement using an intrinsic damage approach, Road Materials and Pavement Design, Vol. 6, Issue 2, 2005.

BABADOPULOS, L. F. A. L. A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage. M. Sc. Thesis, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brazil, 2014.

BAEK, C. Top-down cracking mechanisms using the viscoelastic continuum damage finite element program, Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC. 2010.

BAHIA, H. U., ZHAI, H., BONNETTI, K., KOSE, S. Non-linear viscoelastic and fatigue properties of asphalt binders. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 68: 1- 34, 1999.

BAHIA, H. U., HANSON, D. I., ZENG, M., ZHAI, H., KHATRI, M. A., ANDERSON, R. M. Characterization of modified asphalt binders in Superpave mix design (Report No. 459). Washington, DC: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). 2001.

BAHIA, H. U., TABATABAEE, H. A., MANDAL, T., FAHEEM, A. Field evaluation of Wisconsin modified binder selection guidelines – phase II (Project No. 0092-13-02). Madison, WI: University of Wisconsin Madison – Modified Asphalt Research Center. 2013.

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

BANKOWSKI, W. Analysis of fatigue life of asphalt concretes considering different types of mixtures and binders. Roads and Bridges - Drogi i Mosty 17. 253 – 270. DOI: 10.7409/rabdim.018.016. 2018.

BARBOZA, V. dos S. Efeito deletério da água em misturas asfálticas com adição de ligante modificado com polímero e de cal. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

BARROS, L. M. Deformação permanente de revestimentos asfálticos com diferentes ligantes: comparação de desempenho através do parâmetro Flow Number. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), Universidade Federal do rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2014.

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

BASTOS, J. B. S., SOARES, J. B., 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, p 19-40, 2017.

BEHNOOD, A. SHAH, A., MCDANIEL, R. S. High-temperature properties of asphalt binders: Comparison of multiple stress creep recovery and performance grading systems. *Transportation Research Record*, v. 2574, p. 131- 143. DOI: <https://doi.org/10.3141/2574-15>. 2016.

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. *Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro, Petrobras: ABEDA, 2010.

BESSA, I. S., VASCONCELOS, K. L., CASTELO BRANCO, V. T. F., BERNUCCI, L. L. B., Fatigue resistance of asphalt binders and the correlation with asphalt mixture behaviour, *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2019.1633741. 2019.

BETUNEL Tecnologia em Asfaltos. Camada de rolamento RP 18266 Mac Engenharia BR 116 Div. S/RS Rio Pelotas – Jaguarão (Front. Brasil/Uruguai) Pedreira Mac - Pelotas/RS DNIT 031/2006-ES Faixa C Estudo de Dosagem de Mistura Asfáltica com STYLINK PG 70-22®. Centro de Desenvolvimento Tecnológico. Ribeirão Preto/SP. 2018a.

BETUNEL Tecnologia em Asfaltos. Camada de rolamento RP 18283 Mac Engenharia BR 116 Div. S/RS Rio Pelotas – Jaguarão (Front. Brasil/Uruguai) Pedreira Mac - Pelotas/RS DNIT 031/2006-ES Faixa C Estudo de Dosagem de Mistura Asfáltica com CAP Modificado TLA Flex. Centro de Desenvolvimento Tecnológico. Ribeirão Preto/SP. 2018b.

BETUNEL Tecnologia em Asfaltos. Camada de rolamento RP 18284 Mac Engenharia BR 116 Div. S/RS Rio Pelotas – Jaguarão (Front. Brasil/Uruguai) Pedreira Mac - Pelotas/RS DNIT 031/2006-ES Faixa C Estudo de Dosagem de Mistura Asfáltica com STYLINK PG 82-28® - HIMA. Centro de Desenvolvimento Tecnológico. Ribeirão Preto/SP. 2018c.

BETUNEL Tecnologia em Asfaltos. Produtos: Asfaltos. Catálogo de asfaltos. Disponível em <https://betunel.com.br/site/lista/1/asfaltos> . Acessado dia 19/06/2020.

BLASS, L. Modelagem matemática de respostas estruturais em pavimentos flexíveis considerando a variação sazonal de temperatura. Dissertação de Mestrado, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, RS, 2011.

BLAZEJOWSKI, K., WOJCIK-WISNIEWSKA, M., PECIAKOWSKI, H., OLSZACKI, J. The performance of highly modified binders for heavy duty asphalt pavements. In: 6th Transport Research Arena April 18-21, *Transportation Research Procedia* 14, 679 – 684, 2016.

BOCK, A. L. Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 2012.

BODIN, D. F., *Modèle d'endommagement cyclique: application à la fatigue des enrobés bitumineux*. Tese de Doutorado. École Central de Nantes et L'Université de Nantes, 2002.

BOEIRA, F. D. Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas com ligantes modificados. Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

BOHN, K. A. Avaliação de misturas asfálticas recicladas mornas com uso de ligantes convencional e modificado por polímero. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2017.

- BORDIN, D. T. Avaliação da deformabilidade e resistência de misturas 100% RAP com ligante convencional e modificado por polímero. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2017.
- BORDIN, D. T. Implantação e análise de desempenho de trechos monitorados em Santa Maria – RS. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 2020.
- BRITISH STANDARDS. BS EN 12591:2009. Bitumen and bituminous binders. Specifications for paving grade bitumens. 2009.
- BRITISH STANDARDS. BS EN 12697-24:2018. Bituminous mixtures. Test methods. Resistance to fatigue. 2018.
- BRITO, L. A. T. Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2006.
- BUDNY, J. Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas. 155p. Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Reio de Janeiro, 2012.
- BUENO, L. D. Avaliação deflectométrica e de rigidez: Estudo de caso em três trechos monitorados em Santa Maria/RS. 471 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.
- BUENO, L. D. Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em pavimentos asfálticos. Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.
- BUENO, L. D., SCHUSTER, S. L., SPECHT, L. P., PEREIRA, D. S., NASCIMENTO, L. A. H., KIM, Y. R., BRENNER, M. G. B. Asphalt pavement design optimization: a case study using viscoelastic continuum damage theory. *International Journal of Pavement Engineering*, 2020a. DOI: 10.1080/10298436.2020.1788030
- BUENO, L. D., VESTENA, P. M., PAVI, D. R., PEREIRA, D. S., SPECHT, L. P., DRUZIAN, E. L., BOEIRA, F. K., FACCIN, C., ZUCCHI, F. L. Procedimento para verificação da repetitividade e exatidão de um perfilômetro inercial a laser. *Revista Estradas*, N° 25, p. 54-60, 2020b.
- CARDONA, D. A. R., POUGET, S., DI BENEDETTO, H., OLARD, F. Viscoelastic behaviour characterization of gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen. *Materials Research*, Vol 18, 2015.
- ÇELOGLU, M. E., YALÇIN, E., KOK, B. V., ALATAS, T., NORAMBUENA-CONTRERAS, J., GARCIA, A., YILMAZ, M. Effects of different bitumen modifiers on the rutting and cracking resistance of hot mix asphalts. *International Journal of Pavement Engineering*. DOI: 10.1080/10298436.2018.1506122. 2018.
- CENTOFANTE, R. Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

CERATTI, J. A. Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

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

CHAVES, B. de S. Análise da influência da temperatura na previsão de desempenho à fadiga de pavimentos asfálticos a partir da modelagem viscoelástica. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2021.

CHEN, J. S., LIANO, M. C., HUANG, C. C., WANG, C. H. Fundamental characterization of engineering properties of Gussasphalt mixtures. American Society of Civil Engineers. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000339. 2011.

CHRISTENSEN, R. M. Theory of viscoelasticity. Dover Publications, Inc., 1st ED, New York, NY, EUA, 1982.

COLPO, G. B. Análise de fadiga de misturas asfálticas através do ensaio de flexão em viga quatro pontos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 2014.

COMINSKY, R. J., HUBER, G. A., KENNEDY, T. W., ANDERSON, M. The Superpave mix design manual for new construction and overlays. (Report SHRP-A-407). Washington, DC: Strategic Highway Research Program, National Research Council. 1994.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES, CNT. Pesquisa CNT de rodovias 2019. Brasília, CNT : SEST SENAT, 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES, CNT. Anuário de Transportes CNT Estatísticas consolidadas 2020. Brasília, CNT : SEST SENAT, 2020.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO, CONTRAN. Resolução nº 12/98. Brasília, DF, 1998.

CORREA, B. M. Análise de rigidez e danificação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes tipos e teores de RAP. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

CORTÉ, J. F., BROSSEAUD, Y., SIMONCELLI, J. P., CAROFF, G. Investigation of rutting of asphalt surface layers: influence of binder and axle loading configuration. Transportation Research Record. No 1436, p. 28-37, 1994.

CORTE, J. F., DI BENEDETTO, H.. Matériaux routiers bitumineux 1: Description et propriétés des constituants [Bituminous paving materials 1: Description and constituent properties]. Paris: Hermes-Lavoisier. [in French]. 2005.

CUNHA, M. C.; ZEGARRA, J. R. E.; FERNANDES JR., J. L. Revisão da seleção do grau de desempenho (PG) de ligantes asfálticos por estados do Brasil. In: Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 21., Rio de Janeiro: ANPET, 2007.

D'ANGELO, J. ROBERT, K., DONGRE, R. N., STEPHENS, K., ZANZOTTO, L. Revision of the Superpave high temperature binder specification: the multiple stress creep recovery test (with discussion). Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 76, p. 123-162, 2007.

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

DELAVY, F. S. Desempenho de revestimento em terceira faixa executados com ligante HiMA e SBS: Estudo de caso de segmentos monitorados na SC-114. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 053/94. Misturas Betuminosas – Percentagem de Betume. Rio de Janeiro, RJ, 1998.

____. DNER POR 273/96: Determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer”, Rio de Janeiro, RJ, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. 006/2003 PRO. Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.

____. DNIT 007/2003 - PRO. Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.

____. DNIT 031/2006 - ES. Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006a.

____. DNIT 095/2006 - EM. Cimento asfáltico de petróleo - Especificação de material. Rio de Janeiro, 2006b.

____. DNIT - IPR 702. Manual de restauração de pavimentos asfálticos. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 313 p. Rio de Janeiro, 2006c.

____. DNIT. Manual de Estudos de Tráfego. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 384 p. Rio de Janeiro. 2006d.

____. DNIT 111/2009 - EM. Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de material. Rio de Janeiro, 2009.

____. DNIT 129/2011 - EM. Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico - Especificação de material. Rio de Janeiro, 2011a.

____. DNIT. Manual de gerência de pavimentos. Publicação IPR 745. Rio de Janeiro, RJ, 2011b.

____. DNIT 168/2013 - EM. Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico de petróleo modificado por asfalto natural do tipo TLA (Trinidad Lake Asphalt) - Especificação de material. Rio de Janeiro, 2013.

____. DNIT 134: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018a.

____. DNIT 135: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018b.

____. DNIT 136: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018c.

____. DNIT 183: Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada - Método de ensaio. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 15 p.. Rio de Janeiro, 2018d.

____. DNIT 184: Pavimentação asfáltica - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente - Método de ensaio. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 10 p.. Rio de Janeiro, 2018e.

____. DNIT 433: Pavimentação - Levantamento do percentual de área trincada e afundamento de trilha de roda de pavimentos asfálticos em trechos experimentais, monitorados ou trechos homogêneos de curta extensão - Procedimento. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 9p. Rio de Janeiro, 2021.

DI BENEDETTO, H. Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux: résultats expérimentaux et formulation rhéologique. In 4^o Int. RILEM symposium, pg 387 - 401, Budapest. Hungriam outubro 1990

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. Fatigue of Bituminous Mixtures. *Materials and Structures*, v. 37, p. 202-216, 2004a.

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

DI BENEDETTO, H. e CORTÉ, J. F. Matériaux routiers bitumineux 2: Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges [Bituminous paving materials 2: Constitution and thermomechanical properties of mixtures]. Paris: Hermes-Lavoisier. [in French]. 283p. 2005.

DI BENEDETTO, H., DELAPORTE, B., & SAUZÉAT, C. Three-dimensional linear behaviour of bituminous materials: Experiments and modeling. *International Journal of Geomechanics*, 7, 149-157. DOI: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:2(149). 2007.

DRESSEN, S., PONSARDIN, M., PLANCHE, J. P., DUMONT, A. G., PITTET, M. Durability study: Field aging of conventional and cross-linked polymer modified bitumens, LJMU (Liverpool John Moores University) conference, 2011.

ECOSUL, ROADRUNNER ENGENHARIA LTDA. Relatório de avaliação e diagnóstico de recebimento de obras do DNIT BR-116/RS km 508,850 ao km 489,360, rev 0, Outubro de 2019.

ENECON. Controle de Camadas. Rodovia BR 116/RS, trecho Porto Alegre - Pelotas RS, Subtrecho: Ponte Arrio Santa Isabel – Ponte Arrio Pelotas, Lote: 09 MAC, 2014.

ESLAMINIA, M., THIRUNAVUKKARASU, S., GUDDATI, M.N. Layered Viscoelastic Continuum Damage Program. Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC. 2011.

ESLAMINIA, M., THIRUNAVUKKARASU, S., GUDDATI, M. N., KIM, Y. R. Accelerated pavement performance modeling using layered viscoelastic analysis. In: 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements, pp. 497-506. DOI:10.1007/978-94-007-4566-7_48. 2012.

FACCIN, C. Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 270p, 2018.

FACCIN, C., SPECHT, L. P., SCHUSTER, S. L., BOEIRA, F. D., BUENO, L. D., BRONDANI, C., PEREIRA, D. as S., NASCIMENTO, L. A. H. Flow Number parameter as a performance criteria for asphalt mixtures rutting: evaluation to mixes Applied in Brazil Southern region. *International Journal of*

Pavement Engineering, 2021a. DOI: 10.1080/10298436.2021.1880580

FACCIN, C., SCHUSTER, S. L., Almeida Jr., P. O. B. de, VESTENA, P. M., SPECHT, L. P., BUENO, L. D., LEITE, L. F. M. Gradu de Desempenho (PG) de ligantes asfálticos para o Brasil. In.: 35º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2021b.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, FHWA. Background of Superpave asphalt mixture design and analysis. Federal Highway Administration, FHWA-SA-95-003. Lexington, KY, USA, 1994.

FERNANDES, I. S. Avaliação do comportamento mecânico da camada de brita graduada “in situ”, 199 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2000.

FERRY, J. D., Viscoelastic properties of polymers. 3rd ed. New York, NY, John Wiley & Sons. 1980.

FINN, F. N., YAPP, M. T., COPLANTZ, J. S., DURRANI, A. Z. Asphalt properties and relationship to pavement performance (Summary Report No. SR-ARE-A-003A-89-3). Berkeley, CA: University of California–Berkeley. 1990.

FOURNIER, P. Georgia DOT chooses highly modified asphalt for busy intersection, Dixie Contactor Edition, Volume 84, Number 10, 2010.

FOURNIER P. Oregon tries advanced pavement overlay, Asphalt Review, Roads, Pacific Builder and Engineer, Volume 118, Number 8, 2012.

FOURNIER P. New Pavement Technologies Tried in Twin Cities, Asphalt Review, Roads, published by the Australian Asphalt Pavement Association, Volume 103, Number 4, 2013.

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

FRANCO, F. A. C. P. Um sistema para análise mecânica de pavimentos asfálticos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

FRANCO, F. A. C. P. Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007.

FRANCO, F. A. C. P, MOTTA, L. M. G. da. Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecânico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Relatório META 4 (a). Programas MeDiNa, AEMC e BackMedina. Manual de Utilização. IPR. Rio de Janeiro, 2018.

FRANCO, F. A. C. P, MOTTA, L. M. G. da. Manual de Ajuda - Programa MeDiNa versão 1.1.5. Rio de Janeiro, 2020.

FRANCO, F. A. C. P. Aplicações do método MeDiNa no dimensionamento de pavimentos asfálticos. Apresentação Online. Workshop XIII Encontros Semanais da Rede de Tecnologia em Asfalto. Dia 26 de junho de 2020.

FRITZEN, M. A. Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2016.

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

GERSHKOFF, D. R., CARSWELL, J., NICHOLLS, J. C. *Rheological properties of polymer-modified binders for use in rolled asphalt wearing course*. London: ICE Publishing. 1997.

GIBSON, N., QI, X., SHENOY, A., AL-KHATEEB, G., KUTAY, M. E., ANDRIESCU, A., *et al.* Performance testing for Superpave and structural validation (Report No. FHWA-HRT-11-045). McLean, VA: Federal Highway Administration. 2012.

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

GONTIJO, P. R. A. A fadiga de misturas betuminosas – condição essencial no dimensionamento racional de pavimentos flexíveis. In: *XV Reunião Anual de Pavimentação, ABPv*, vol 15, p. 1-55. Belo Horizonte, MG, 1980.

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 de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS*, 2015.

GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. *Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ*, 2009.

HABBOUCHE, J., HAJJ, E. Y., SEBAALY, P. E. *Structural coefficient for high polymer modified asphalt mixes*. Florida Department of Transportation, 2019.

HAJEK, J. J., KAZMIEROWSKI, T. J., MUSGROVE, G. A switch to the international roughness index. In *77th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC, 1998.

HE, R., ZHENG, S., CHEN, H., KUANG, D. Investigation of the physical and rheological properties of Trinidad lake asphalt modified bitumen. *Construction and Building Materials*. Volume 203, Pages 734-739. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.120>

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

HINTZ, C., BAHIA, H. U. Simplification of linear amplitude sweep test and specification parameter. *Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board*, 2370, 10–16. 2013.

HOMSI, F. *Endommagement des enrobés bitumineux sous chargements multiessieux [Damaging of bituminous mixtures under multi-axle loading]* Doctoral dissertation. École Centrale de Nantes, Nantes. [in French], 2011.

HONDROS, G. The evaluation of poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by Brazilian test, *Australian Journal of Applied Science* 243-268, 1959.

HOPMAN, P. C., KUNST, P. A. J., & PRONK, A. C. (1989). A renewed interpretation method for fatigue measurements: verification of Miner's rule. In *Proceedings of the 4th Eurobitume Symposium*, Volume 1, 1989.

HOU, T. *Fatigue performance prediction of North Carolina mixtures using simplified viscoelastic continuum damage model*. Ms.C. thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC. 2009.

- HUANG, Y.H. Pavement Analysis and Design, 2nd edn. Prentice-Hall, Englewood Cliffs. 2004.
- HUET, C. Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés [Study of viscoelastic behavior of hydrocarbon-treated materials by means of an impedance method]. Université de Paris, Paris. [in French], 1963.
- HUNTER, R. N.; SELF, A.; READ, P. J. The Shell Bitumen Handbook. Fifth Edition, 2015.
- HVEEM, F. N. Pavement deflections and fatigue failures. Highway Research Board, Washington, D. C., EUA, 1955.
- IA – INSTITUTO DO ASFALTO. Manual do Asfalto. Rio de Janeiro, 2001.
- IPC GLOBAL. Universal Testing Software UTS Test No 006 SPT Dynamic Modulus. Version 2.21, 2011.
- IPC GLOBAL. DWT Hamburg type Double Wheel Tracker. Disponível em: https://www.controls-group.com/spa/asfaltomezcla-bituminosa-testing-equipment/dwt-hamburg-type-double-wheel-tracker_.php. Acessado dia: 19/01/2021.
- JOHNSON, C. M. Estimating asphalt binder fatigue resistance using an accelerated test method (Doctoral dissertation). University of Wisconsin–Madison, Madison, WI. 2010.
- JOHNSTON, M., COLPO, G. B., BRITO, L. A. T., CERATTI, J. A. P., RIBEIRO, R. Estudo de fadiga em laboratório de misturas asfálticas mornas com utilização de ensaios de tração indireta por compressão diametral. In.: XVIII Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto, Bariloche, Argentina, 2015.
- KATAWARE, A. V.; SINGH, D. A study on rutting susceptibility of asphalt binders at high stresses using MSCR test. Innovative Infrastructure Solutions, v. 2, p. 4. DOI: <https://doi.org/10.1007/s41062-017-0051-1>. 2017.
- KHOURY, I., SARGAND, S., GREEN, R., JORDAN, B., CICHOCKI, P. Rutting resistance of asphalt mixes containing highly modified asphalt (HiMA) binders at the accelerated pavement load facility in Ohio. Springer International Publishing Switzerland. J.P. Aguiar-Moya et al. (eds.), The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability, DOI 10.1007/978-3-319-42797-3_28. 2016.
- KIM, Y.-R., LEE, H. J., LITTLE, D. N. Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 66, 520-569, 1997.
- KIM, Y. R., D. N. LITTLE, R. L. LYTTON. Fatigue and healing characterization of asphalt mixtures. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 15 (1), 75-83, 2003.
- KIM, Y. R., BAEK, C., UNDERWOOD, B. S., SUBRAMANIAN, V., GUDDATI, M., LEE, K.. Application of Viscoelastic Continuum Damage Model Based Finite Element Analysis to Predict the Fatigue Performance of Asphalt Pavements. KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 12, pp. 109-120. 2008a.
- KIM, Y. R., GUDDATI, M.N., UNDERWOOD, B.S., YUN, T.Y., SUBRAMANIAN, V., SAVADATTI, S. Development of a multiaxial VEPCD-FEP++. Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC. 2008b.
- KIM, Y. R. Modeling of asphalt concrete. American Society of Civil Engineers, McGraw-Hill Construction, 1st ed. 2009.

KLAMT, R. A. Influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.

KUENNEN T. Oklahoma Anticipates I-40 Performance Gain with HMA, www.theasphaltpro.com, Asphalt Pro, p.38-43, 2012.

KUENNEN T. Winning the Race Track Challenge, Asphalt Pavement Magazine, Published by the National Asphalt Pavement Association, Volume 20, Number 6, p.18-23. 2015.

LAFORCE, R. P. E., I 70 Glenwood canyon overlay with Trinidad lake asphalt/steel slag Hot mix asphalt. Report No. CDOT-DTD-R-2005-13, Final Report. Colorado Department of Transportation Research Branch. 2006.

LEE, H. J. Uniaxial constitutive modeling of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory. Ph.D. dissertation, North Carolina State University, Raleigh, NC. 1996.

LEE, H. J., KIM, Y. R. A uniaxial viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, N° 1, pp. 32-40. 1998.

LEITE, L. F. M. Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros. 266f. Tese de Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros, Instituto de Macromoléculas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1999.

LEITE, L. F. M.; Tonial, I. A. Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP. In.: 12º Encontro do Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo, 1994.

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

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

LOULIZI, A.; FLINTSCH, G. W.; ALQADI, I. L.; MOKAREM, D. Comparison between resilient modulus and dynamic modulus of hot-mix asphalt as material properties from flexible pavement design. Transportation Research Board. Washington, D. C., V. 1970, n.1, p. 161-170, 2006.

LUZZI, F. C. Adaptação de usina para reciclagem à quente e avaliação laboratorial das misturas asfálticas produzidas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2019.

MAC Engenharia; TARDELLI. Projeto de mistura betuminosa C.B.U.Q. Faixa “B” ES-031/2006 Camada de ligação. Novembro, 2014a.

MAC Engenharia, TARDELLI. Projeto de Brita Graduada Simples (BGS). BR 116/RS Turuçu-Pelotas Km 489+000 ao Km 511+760 Lote 9, 2014b.

MAHMOUD, A. F. F., BAHIA, H. Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures. Wisconsin Highway Research Program 0092-01-02. University of Wisconsin-Madison, Wisconsin, EUA, 2004.

MANGIAFICO, S. Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends. Tese de Doutorado. École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE) de l'Université de Lyon (UdL), Vaulx-ex-Velin. 2014.

MANGIAFICO, S., SAUZÉAT, C., DI BENEDETTO, H. 2S2P1D model calibration error from user panel for one bitumen and one bituminous mixture. *Advances in Materials Science and Engineering*. Volume 2019, Article ID 6547025, <https://doi.org/10.1155/2019/6547025>, 2019.

MARTINS, A. T. Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

MEDINA, J., MOTTA, L., M., G., *Mecânica dos Pavimentos*. 3ª edição. Editora Interciências, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

MENDES, P. R. S., ALICKE, A. A., THOMPSON, R. L. Parallel-plate geometry correction for transient rheometric experiments. *Journal of Applied Rheology*, 24(5): 52721, 2014

MINER, M. A. Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 67, 159-164. 1945.

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA, MInfra. Anuário Estatístico de Transportes 2010-2020, Brasília, 2020. Disponível em: <https://www.gov.br/infraestrutura/pt-br/assuntos/dados-de-transportes/AnuarioEstatisticodeTransportes2020QRcode21.06.2020.pdf>. Acesso em: 25/09/2021

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA, MInfra. Após Infra Week, MInfra projeta mais R\$ 84 bilhões em investimentos ainda em 2021, 2021. Disponível em <https://www.gov.br/infraestrutura/pt-br/assuntos/noticias/apos-infra-week-minfra-projeta-mais-r-84-bilhoes-em-investimentos-ainda-em-2021>. Acesso em: 25/09/2021.

MODARRES, A.; HAMED, H. Effect of waste plastic bottles on the stiffness and fatigue properties of modified asphalt mixes. *Materials & Design*, v. 61, p. 8-15. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.04.046>. 2014.

MOURA, E. Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório. 299f. Tese de Doutorado em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2010.

MOTTA, L. M. G. Métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

NAKAHARA, S. H., LEE HO, L., BALBO, J. T. Desenvolvimento de modelos de previsão de irregularidade através da análise de medidas repetidas. In: XX congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, V. 2. P. 1329-1340. Brasília, DF, 2006.

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

NASCIMENTO, L. A. H., ROCHA, S. M. N., NASCIMENTO, C. E. H., KIM, Y. R., CHACUR, M., MARTINS, A. T. Uso da mecânica do dano contínuo na caracterização de misturas asfálticas brasileiras. *Proceedings of the 21st Brazilian Petroleum Institute Asphalt Meeting*, Rio de Janeiro, Brazil, 2014.

NASCIMENTO, L. A. H. Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil. Dissertation (Doctor of Philosophy). Graduate Faculty of North Carolina State University, 2015.

NASCIMENTO, L. A. H. Apresentação Petrobrás - Nova função de transferência. Reunião do dia 16/08/2021, 2021.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2004.

NEWCOMB, D. E., WILLIS, R., TIMM, D. H. Perpetual asphalt pavements a synthesis. (IM 40) Lanham, MD: Asphalt Pavement Alliance. 2010.

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

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos laterítico. São Paulo: Editora Villibor, 240 p., 1995.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. Nova conceituação do coeficiente c' da classificação geotécnica MCT. In: Reunião Anual de Pavimentação, RAPv 32, 2000.

NUNN, M., & FERNE, B. W. Design and assessment of long-life flexible pavements. Transportation Research Circular, 503, 32–49. ISSN: 0097-8515. 2001,

OLARD, F. Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à bases temperatures: Relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé [Thermomechanical behavior of bituminous mixtures at low temperatures: Relations between binder and mixture properties]. ENTPE-INSA Lyon, Lyon. [in French], 2003.

OLARD, F., & DI BENEDETTO, H. General "2S2P1D" model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes. Road Materials and Pavement Design, 4, 185-224. DOI: 10.1080/14680629.2003.9689946. 2003.

OLARD, F., DI BENEDETTO, H., DONY, A., VANISCOTE, J. C. Properties of bituminous mixtures at low temperatures and relations with binder characteristics. Materials and structure, Vol 38. p 121-126. 2005.

OSMARI, P. H., LEITE, L. F. M., ARAGÃO, F. T. S., CRAVO, M. C. C., DANTAS, L. N., MACEDO, T. F., Cracking resistance evaluation of asphalt binders subjected to diferente laboratory and field aging conditions, Road Materials and Pavement Design, DOI: 10.1080/14680629.2019.1618530. 2019.

PAGLIOSA, C. Determinação experimental de propriedades viscoelásticas de material polimérico. Dissertação de Mestrado em Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2004.

PALMGREN A. Die Lebensdauer von Kugellagem, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 68, 339-341. 1924.

PAPAZIAN, H. S. The response of linear viscoelastic materials in the frequency domain with emphasis on asphaltic concrete. In: International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Michigan, EUA, 1962.

PASCOAL, P. T. Comportamento mecânico em micro e macroescala de seis subleitos da BR 116/RS. Projeto de Tese, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2022 (Em Andamento).

- PAVI, D. R. Identificação de fatores construtivos que contribuem para o aumento da irregularidade longitudinal a partir do monitoramento de implantação e restauração de trechos rodoviários. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2019.
- PETERESEN, J. C., ROBERTSON, R. E., BRANTHAVER, J. F., HARNSBERGER, P. M., DUVALL, J. J., KIM, S. S., *et al.* Binder characterization and evaluation (Report SHRP-A-367, Volume 1). Washington, DC: Strategic Highway Research Program, National Research Council. 1994.
- PINTO, S., PREUSSLER, E. S. Módulos resilientes de concretos asfálticos. DNER/IPR. Rio de Janeiro, RJ, 1980.
- PINTO, S., PREUSSLER, E. S. Pavimentação rodoviária: Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. 2 Ed., Rio de Janeiro, RJ, 2002.
- PIRES, D. M. Estudo da deformação permanente de concretos asfálticos aplicados em campo. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.
- PORTOS DO RIO GRANDE DO SUL. Conheça o Porto de Rio Grande. Disponível em: http://www.portosrs.com.br/site/sobre_porto_conheca.php. Acessado dia 03/04/2020
- PORTOS DO RIO GRANDE DO SUL. Movimentação por local de atração. Disponível em: <http://www.portosrs.com.br/site/public/uploads/site/estatisticas/254.pdf>. Acessado dia 26/08/2021.
- POSSEBON, E. P. Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no Brasil. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2018.
- QUEIROZ, C. A. V., VISSER, A. T. Uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos brasileiros. Reunião Anual de Pavimentação, João Pessoa, PR, 1978.
- REESE, R., "Properties of Aged Asphalt Binder Related to Asphalt Concrete Fatigue Life", Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT, vol. 66, pp. 604- 632, 1997.
- ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R., LEE, D. Y., KENNEDY, T. W. Hot mix asphalt materials, mixture, design and construction. 2 ed, Lanham, Maryland, EUA, Napa Educational Foundation, 1996.
- ROSSATO, F. P. Avaliação do fenômeno de fadiga e das propriedades elásticas de misturas asfálticas com diferentes ligantes em variadas temperaturas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2015.
- SABOURI, M. A., KIM, Y. R. Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2447, 117-125, 2014.
- SAFAEI, F., CASTORENA, C. Temperature effects of linear amplitude sweep testing and analysis. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2574: 92-100, 2016.
- SAFAEI, F. Characterization and modeling of asphalt binder fatigue. Doctoral Dissertation, North Carolina State University, Naleigh, NC, EUA, 2017.
- SAID, S. F. Fatigue characteristics of asphalt concrete mixtures (Research Report N° 413 00503-8). 1988.

SANTOS, T. A. dos. A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos. Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 2020.

SANTOS, M. S. dos. Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 2015.

SANTOS, A. B. V., SOARES, J. B., BABADOPULOS, L. F. de A. L., Influência da temperatura e da velocidade de tráfego na previsão de área trincada de pavimentos asfálticos. Transportes, 2020. DOI:10.14295/transportes.v28i4.2394

SARGAND, S., & EDWARDS, W. Accelerated testing of Ohio SHRP sections 390101, 390102, 390105, and 390107. Report FHWA/OH-2004/012 for the Ohio Department of Transportation, Athens, Ohio: Ohio Research Institute for Transportation and Environment (ORITE), Ohio University, December, 2004.

SARGAND, S., FIGUEROA, J. L., EDWARDS, W., & AL-RAWASHDEH, A. S. Performance assessment of warm mix asphalt (WMA) pavements. Report No. FHWA/OH-2009/08 for the Ohio Dept. of Transportation, Athens, OH: Ohio Research Institute for Transportation and the Environment, Ohio University, September, 2009.

SARGAND, S., KHOURY, I., JORDAN, B., SCHEER, M., & CICHOCKI, P. Implementation and thickness optimization of perpetual pavements in Ohio, Report FHWA/OH-2015/17 for Ohio Dept. of Transportation, Athens, OH: Ohio Research Institute for Transportation and the Environment, Ohio University, June, 2015.

SAYEGH, G. Variations des modules de quelques bitumes purs et enrobes bitumineux [Modulus variations of some pure bitumens and bituminous mixtures]. Université de Paris, Paris. [in French]. 1965.

SCHAPERLY, R.A. Correspondence principles and a generalized j-integral for large deformation and fracture analysis of viscoelastic media. International Journal of Fracture, Vol. 25, pp. 195-223. 1984.

SCHAPERLY, R. A. Deformation and fracture characterization of inelastic composite materials using potentials. Polymer Engineering and Science, Vol. 27, Issue 1, pp. 63- 76. 1987.

SCHAPERLY, R. A. A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure. Journal of Mechanics of Physical Solids, Vol. 38, pp. 215-253. 1990,

SCHUSTER, S. L. Estudo da influência da areia natural nas propriedades mecânicas da uma mistura asfáltica. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

SCHUSTER, S. L. Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica de dano contínuo. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 270p, 2018.

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

SMITH K. Kraton's HiMA Trials in Brazil, Asphalt Paving, Reproduced by kind permission of World Highways, Route One Publishing. 2012.

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

SOUZA, M. L. de. Método de projeto de pavimentos flexíveis. 3 ed, Rio de Janeiro, IPR, 1981.

SPECHT, L. P. Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004.

SPECHT, L. P., HIRSH, F., CRONST, F., TUCHUMANTEL, O., BERGMANN, E. C., MATA, H. A. N. Aplicação de revestimento com SBS e TLA sob deck metálico da ponte móvel do Guaíba. In.: 41^a Reunião Anual de Pavimentação RAPv, Fortaleza, CE, 2012.

SPECHT, L. P., BABADOPULOS, L. F. A. L., DI BENEDETTO, H., SAUZÉAT, C., SOARES, J. B. Application of the theory of viscoelasticity to evaluate the resilient modulus test in asphalt mixes. Construction and Building Materials. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.037, 2017.

STASTNA, J., ZANZOTTO, L., & VACIN, O. J. Viscosity function in polymer-modified asphalts. Journal of Colloid and Interface Science, 22, 200-207. DOI: 10.1016/S0021-9797(02)00197-2. 2003.

SYBILSKI D., BAŃKOWSKI W. Comparison of the conventional and energetic fatigue failure criterion for bituminous mixes. Proceedings of The International ISAP Symposium “Asphalt Pavements and Environment”, Zurich, Switzerland, 110-120, 2008.

TABATABAEE, N., & TABATABAEE, H. A. Multiple stress creep and recovery and time sweep fatigue tests: Crumb rubber modified binder and mixture performance. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2180, 67-74. 2010.

TONIAL, I.A.; BASTOS, A.C.R. Rotas de produção de asfalto. Relatório Interno Petrobras, 1995.

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

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

UNDERWOOD, B. S. Multiscale Constitutive Modeling of Asphalt Concrete. Doctoral Dissertation. North Carolina State University, Raleigh. 2011.

UNDERWOOD, B. S., BAEK, C. M., KIM, Y. R. Use of simplified viscoelastic continuum damage model as an asphalt concrete fatigue analysis platform.” Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, N° 2296, pp. 36-45. 2012.

UZAN, J. JULEA. Jacob Uzan Layered Elastic Analysis Program, USA, 1978.

VENDRUSCULO, J. I., VESTENA, P. M., OLIVEIRA, A. A., Almeida Jr, P. O. B., SCHUSTER, S. L., SPECHT, L. P. Comparação de rigidez de misturas asfálticas utilizando módulo resiliência e módulo dinâmico. In.: X Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, Santa Maria, RS, 2019.

VERMATTI, E. Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e Resiliente. Tese de doutorado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 1988.

VESTENA, P. M., BUENO, L. D., FACCIN, C., DRUZIAN, E. L., CERVO, T. C. Comparação entre medidas de afundamento em trilha de roda com diferentes equipamentos. In.: Encontro Nacional de Estudantes de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

VESTENA, P. M. Misturas integralmente recicladas: comportamento à fadiga e degree of binder activity. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 2019.

VESTENA, P. M., SCHUSTER, S. L., ALMEIDA Jr., P. O. B. de, FACCIN, C., SPECHT, L. P., PEREIRA, D. da S. Dynamic modulus mastercurve construction of asphalt mixtures: Error analysis in diferente models and field scenarios. *Construction and Building Materials*, 2021. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124343

WANG, C., CASTORENA, C., ZHANG, J., KIM, Y. R. Unified failure criterion for asphalt binder under cyclic fatigue loading. *Road Materials and Pavement Design*, 2015. DOI: 80/14680629.2015.1077010

WANG, C., XIE, W., CHEN, Y., DIAB, A., YOU, Z. Refining the calculation method for fatigue failure criterion of asphalt binder from linear amplitude sweep test. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2017. DOI: .1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002147.

WANG, Y. D., GHANBARI, A., UNDERWOOD, B. S., KIM, Y. R. Development of preliminary transfer functions for performance predictions in FlexPAVE™. *Construction and Building Materials*, 2020. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121182

WEATHER SPARK. Pelotas, Rio Grande do Sul, Brasil. Disponível em: <https://pt.weatherspark.com/y/29607/Clima-caracter%C3%ADstico-em-Pelotas-Brasil-durante-o-ano#Sections-Temperature>. Acessado dia 13/05/2020.

WESSELING, D. H. Estudo do comportamento mecânico de misturas em concreto asfáltico com incorporação de resíduos industriais. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2005.

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

WILLIAMS, B. A., COPELAND A., & ROSS, T. C. Annual Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage. 8th Annual Survey (IS 138). National Asphalt Pavement Association, Lanham, Maryland. DOI: 10.13140/RD.2.2.30240.69129. 2017.

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

WITCZAK, M. W., FONSECA, O. A. Revised predictive model for dynamic (complex) modulus of asphalt mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1540, DOI: 10.3141/1540-03, 1996.

YILDIRIM, Y. Polymer modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, v. 21, p. 66-72. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.007>. 2007.

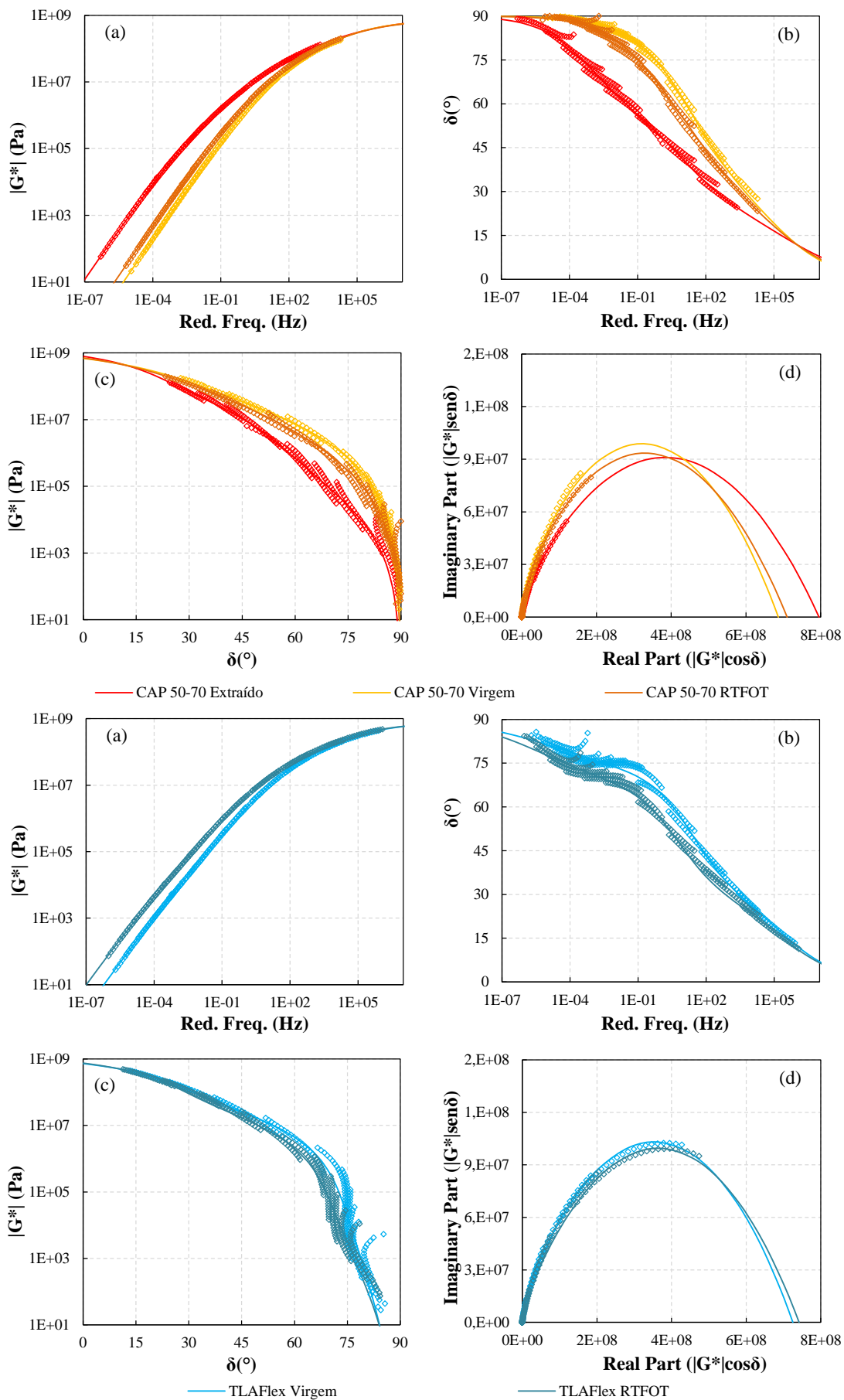
YILMAZ, M., ÇELOGLU, M. E. Effect of SBS and different natural asphalts on the properties of bituminous binders and mixtures. *Construction and Building Materials*, 533-540. 2013.

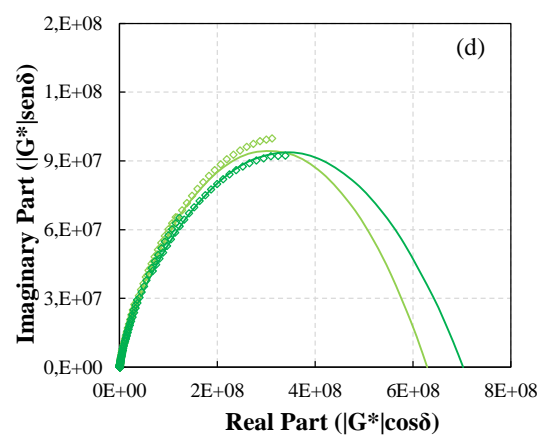
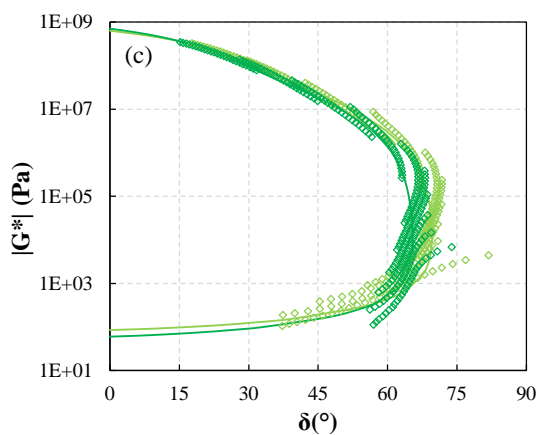
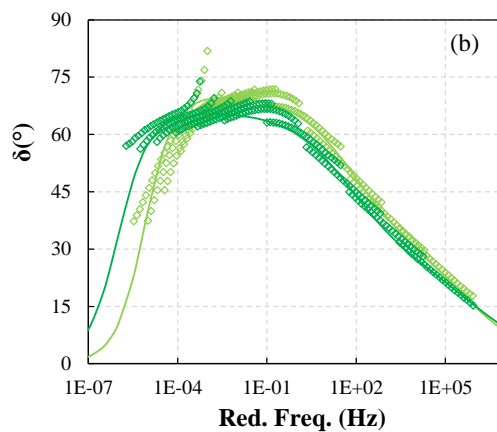
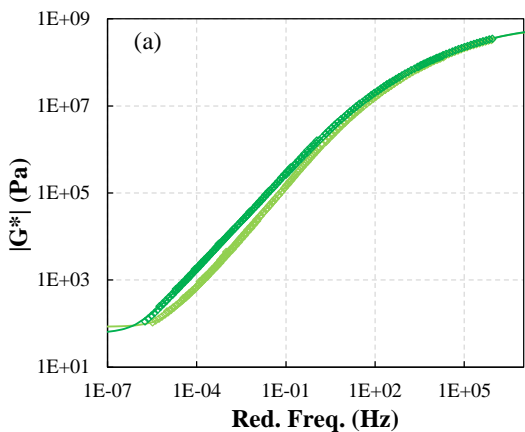
YODER, E. J., & WITCZAK, M. W. Principles of pavement design. John Wiley & Sons, Inc. New York, Second Edition, 1975.

ZANZOTTO, L., STASTNA, J., & VACIN, O. J. Thermomechanical properties of several polymer modified asphalts. *Applied Rheology*, 10, 185-191. DOI: 10.3933/AppIRheol-10-185. 2000.

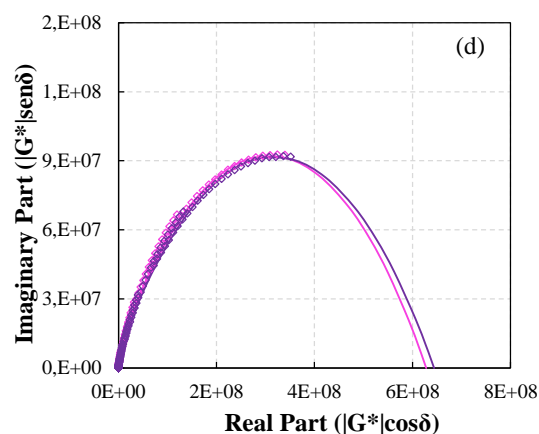
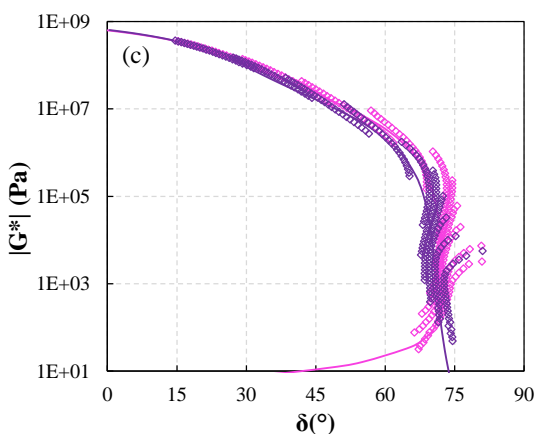
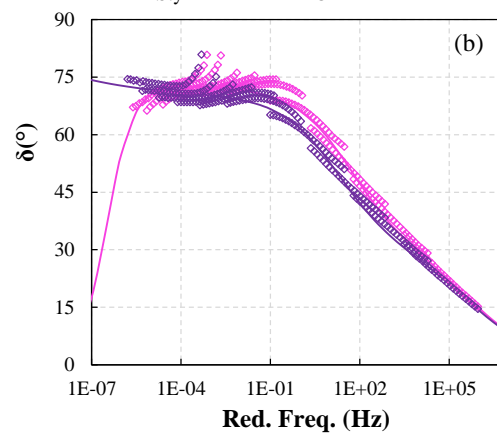
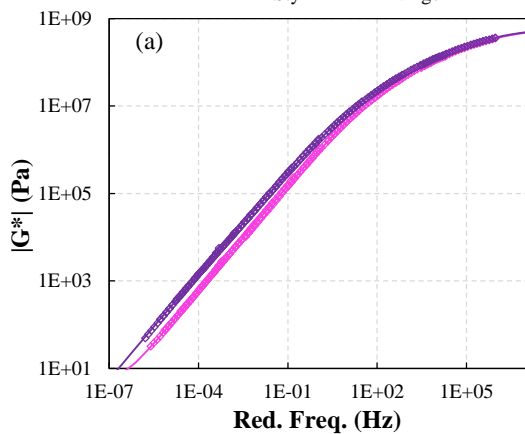
ZHANG, J., M., SABOURI, M., KIM, Y. R., GUDDATI, M. N. Development of a failure criterion for asphalt mixtures under fatigue loading. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, Vol. 82, pp. 1-22. 2013.

ANEXO A - MODELAGEM 2S2P1D LIGANTES





— Stylink HiMA Virgem



— AMP 55/75-E Virgem

— AMP 55/75-E RTFOT

Ligante	G_{00} (MPa)	G_0 (MPa)	k	h	δ	$\log \tau_E$ (s)	β	C1	C2 (°C)	Tref (°C)
CAP 50-70 Virgem	0	687,06	0,335	0,676	3,805	3,93E-05	12	14,03	120,33	25
CAP 50-70 RTFOT	0	710,26	0,307	0,652	3,627	3,65E-05	30	15,36	129,70	25
CAP 50-70 Extraído	0	795,69	0,279	0,631	5,438	1,21E-04	201	20,29	160,90	25
TLAFlex Virgem	0	725,08	0,346	0,783	6,209	1,08E-04	47	15,37	131,66	25
TLAFlex RTFOT	0	741,98	0,329	0,746	7,064	2,60E-04	109	16,71	136,25	25
Stylink HiMA Virgem	0,000085	628,70	0,364	0,785	5,940	3,83E-05	20000	12,97	112,16	25
Stylink HiMA RTFOT	0,000060	702,55	0,325	0,734	6,000	3,87E-05	20000	15,59	133,26	25
AMP 55/75-E Virgem	0,000006	628,02	0,358	0,800	6,532	5,17E-05	435	14,51	125,40	25
AMP 55/75-E RTFOT	0	643,81	0,349	0,778	7,359	9,09E-05	693	15,92	135,17	25

Fonte: Autor

**ANEXO B - MISTURAS UTILIZADAS NO BANCO DE DADOS DOS ENSAIOS
DE *FLOW NUMBER*, FADIGA COMPRESSÃO DIAMETRAL E FADIGA
TRAÇÃO-COMPRESSÃO**

Fonte	Laboratório	Nomenclatura	Tipo Ligante	Faixa Granulométrica	Teor ligante (%)
Specht (2004)	LAPAV (UFRGS)	AB - 14	AB-14	FX IV-B IA (19,0 mm)	5,15
Specht (2004)	LAPAV (UFRGS)	AB - 41	AB-41	FX IV-B IA (19,0 mm)	5,75
Specht (2004)	LAPAV (UFRGS)	AB - 68	AB-68	FX IV-B IA (19,0 mm)	6,25
Specht (2004)	LAPAV (UFRGS)	Referência	CAP 20	FX IV-B IA (19,0 mm)	4,75
Wesseling (2005)	LAPAV (UFRGS)	Referência (0/0/100)	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,75
Bock (2012) / Granich (2015)	LAPAV (UFRGS)	Mistura CC	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,20
Bock (2012) / Granich (2015)	LAPAV (UFRGS)	Mistura CD	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,20
Bock (2012) / Granich (2015)	LAPAV (UFRGS)	Mistura CS	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,60
Bock (2012) / Granich (2015)	LAPAV (UFRGS)	Mistura MC	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,50
Bock (2012) / Granich (2015)	LAPAV (UFRGS)	Mistura MS	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,70
Bock (2012) / Granich (2015)	LAPAV (UFRGS)	Mistura MD	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,50
Barros (2014)	LAPAV (UFRGS)	CAP 60/85-E	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (9,5 mm)	6,20
Barros (2014)	LAPAV (UFRGS)	CAP AB-8	AB-8	FX C - DNIT (9,5 mm)	6,20
Barros (2014, 2017)	LAPAV (UFRGS)	CAP 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (9,5 mm)	5,50
Barros (2014, 2017)	LAPAV (UFRGS)	CAP 50/70 com evotherm	CAP 50-70	FX C - DNIT (9,5 mm)	5,50
Colpo (2014)	LAPAV (UFRGS)	CA-E	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,50
Colpo (2014)	LAPAV (UFRGS)	CA-TLA	TLA FLEX	FX C - DNIT (9,5 mm)	5,10
Johnston et. al. (2015)	LAPAV (UFRGS)	HMA	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,50
Johnston et. al. (2015)	LAPAV (UFRGS)	HMA 2h	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,70
Johnston et. al. (2015)	LAPAV (UFRGS)	WMA	CAP 50-70 + A.M.M.	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,50
Johnston et. al. (2015)	LAPAV (UFRGS)	WMA 2h	CAP 50-70 + A.M.M.	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,70
Rossato (2015)	GEPPASV (UFSM)	CALab 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	6,90
Rossato (2015)	GEPPASV (UFSM)	CALab 60/85- E	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	7,40
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFSM)	M BAI FX B 50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,25
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFSM)	M BAI FX B 60/85	AMP 60/85-E	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,50
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFSM)	M BAI FX C 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,40
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFSM)	M BAI FX C 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,50
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFSM)	M CON FX B 50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,25
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFSM)	M CON FX B 60/85	AMP 60/85-E	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,60

Fonte	Laboratório	Nomenclatura	Tipo Ligante	Faixa Granulométrica	Teor ligante (%)
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	M CON FX C 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,50
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	M CON FX C 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,70
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S BAI FX B 50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	3,65
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S BAI FX B 60/85	AMP 60/85-E	FX B - DNIT (19,0 mm)	3,75
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S BAI FX C 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,00
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S BAI FX C 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	3,92
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S CON FX B 50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	3,70
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S CON FX B 60/85	AMP 60/85-E	FX B - DNIT (19,0 mm)	3,90
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S CON FX C 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,00
Almeida Jr (2016)	GEPPASV (UFMS)	S CON FX C 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,12
Centofante (2016)	GEPPASV (UFMS)	CAF10	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,60
Centofante (2016)	GEPPASV (UFMS)	CAF20	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,15
Centofante (2016)	GEPPASV (UFMS)	CAF30	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	3,65
Centofante (2016)	GEPPASV (UFMS)	CARef	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,70
Schuster (2016) / Vieira (2019)	GEPPASV (UFMS)	0% Areia	CAP 50-70	FX B - DAER (19,0 mm)	4,85
Schuster (2016) / Vieira (2019)	GEPPASV (UFMS)	2% Areia	CAP 50-70	FX B - DAER (19,0 mm)	4,85
Schuster (2016) / Vieira (2019)	GEPPASV (UFMS)	4% Areia	CAP 50-70	FX B - DAER (19,0 mm)	4,85
Schuster (2016) / Vieira (2019)	GEPPASV (UFMS)	6% Areia	CAP 50-70	FX B - DAER (19,0 mm)	4,85
Barros (2017)	LAPAV (UFRGS)	HMA 1 -AMP 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,90
Barros (2017)	LAPAV (UFRGS)	HMA 2 - CAP TLA - 30/45	TLA 30-45	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,70
Barros (2017)	LAPAV (UFRGS)	HMA 5 - CAP 30/45 - C	CAP 30-45	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,50
Barros (2017)	LAPAV (UFRGS)	WMA 1 - AMP 60/85	AMP 60/85-E + A.M.M.	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,90
Barros (2017)	LAPAV (UFRGS)	WMA 2 - CAP TLA - 30/45	TLA 30-45 + A.M.M.	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,70
Barros (2017)	LAPAV (UFRGS)	WMA 5 - CAP 30/45 - C	CAP 30-45 + A.M.M.	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,50
Bohn (2017)	GEPPASV (UFMS)	Convencional 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,09
Bohn (2017)	GEPPASV (UFMS)	Convencional 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,03
Bohn (2017)	GEPPASV (UFMS)	Morna 25% Fresado 50/70	CAP 50-70 + RAP + A.M.M.	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,05
Bohn (2017)	GEPPASV (UFMS)	Morna 25% Fresado 60/85	AMP 60/85-E + RAP + A.M.M.	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,64
Bohn (2017)	GEPPASV (UFMS)	Morna 50% Fresado 50/70	CAP 50-70 + RAP + A.M.M.	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,23

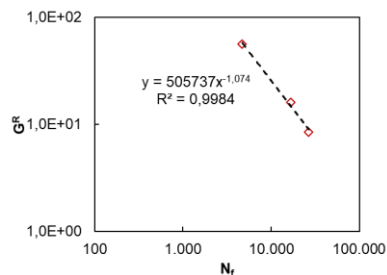
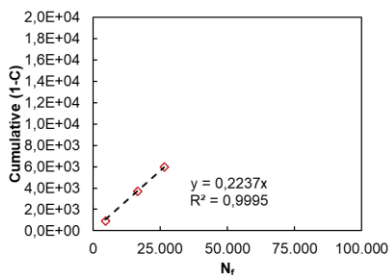
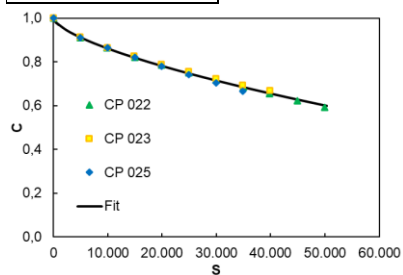
Fonte	Laboratório	Nomenclatura	Tipo Ligante	Faixa Granulométrica	Teor ligante (%)
Bohn (2017)	GEPPASV (UFSM)	Morna 50% Fresado 60/85	AMP 60/85-E + RAP + A.M.M.	FX C - DNIT (TMN 9,5 mm)	5,20
Bohn (2017)	GEPPASV (UFSM)	Morna 50/70	CAP 50-70 + A.M.M.	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,92
Bohn (2017)	GEPPASV (UFSM)	Morna 60/85	AMP 60/85-E + A.M.M.	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,82
Bordin (2017) / Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	100% RAP A 100°C	100% RAP	TMN 4,8 mm	4,85
Bordin (2017) / Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	100% RAP A 140°C	100% RAP	TMN 4,8 mm	4,85
Bordin (2017) / Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	100% RAP A 170°C	100% RAP	TMN 4,8 mm	4,85
Bordin (2017) / Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	100% RAP B 100°C	100% RAP	TMN 9,5 mm	4,41
Bordin (2017) / Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	100% RAP B 140°C	100% RAP	TMN 9,5 mm	4,41
Bordin (2017) / Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	100% RAP B 170°C	100% RAP	TMN 9,5 mm	4,41
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	BC 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	3,60
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	BC 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	3,65
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	BS 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,15
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	BS 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,45
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	GC 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	3,70
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	GC 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	3,75
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	GS 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,30
Barboza (2018)	GEPPASV (UFSM)	GS 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,35
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	M BAI FX B HIMA	HIMA	FX B - DNIT (19,0 mm)	5,00
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	M BAI FX C HIMA	HIMA	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,60
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	M CON FX B HIMA	HIMA	FX B - DNIT (19,0 mm)	5,00
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	M CON FX C HIMA	HIMA	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,80
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	S BAI FX B HIMA	HIMA	FX B - DNIT (19,0 mm)	3,80
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	S BAI FX C HIMA	HIMA	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,20
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	S CON FX B HIMA	HIMA	FX B - DNIT (19,0 mm)	3,90
Boeira (2018)	GEPPASV (UFSM)	S CON FX C HIMA	HIMA	FX C - DNIT (19,0 mm)	4,10
Faccin (2018)	GEPPASV (UFSM)	U10-DNIT- FXC-50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,84
Faccin (2018)	GEPPASV (UFSM)	U11-DAER- FXA-50/70	CAP 50-70	FX A - DAER (9,5 mm)	5,55
Faccin (2018)	GEPPASV (UFSM)	U12-DAER- FXB-60/85	AMP 60/85-E	FX B - DAER (19,0 mm)	5,00
Faccin (2018)	GEPPASV (UFSM)	U12-DAER- FXC-60/85	AMP 60/85-E	FX C - DAER (25,0 mm)	5,15
Faccin (2018)	GEPPASV (UFSM)	U13-DNIT- FXB-50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,83
Faccin (2018)	GEPPASV (UFSM)	U14-DNIT- FXB-50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,60

Fonte	Laboratório	Nomenclatura	Tipo Ligante	Faixa Granulométrica	Teor ligante (%)
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U14-DNIT-FXC-50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,00
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U14-DNIT-FXC-60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,10
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U1-DAER-FXA-50/70	CAP 50-70	FX A - DAER (9,5 mm)	5,03
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U2-DAER-FXB-50/70	CAP 50-70	FX B - DAER (19,0 mm)	5,10
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U2-DNIT-FXC-60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,15
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U2-DNIT-FXC-65/90	AMP 65/90-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,15
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U3-DAER-FXB-ECO	AB-8	FX B - DAER (19,0 mm)	6,76
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U4-DNIT-FXB-50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,70
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U4-DNIT-FXC-50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,10
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U5-DAER-FXB-ECO	AB-8	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,80
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U5-DNIT-FXB-60/85	AMP 60/85-E	FX B - DNIT (12,5 mm)	6,20
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U5-DNIT-FXB-ECO	AB-8	FX B - DAER (19,0 mm)	6,02
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U6-DNIT-FXC-60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,40
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U7-DNIT-FXC-60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,40
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U8-DNIT-FXB-50/70	CAP 50-70	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,60
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U8-DNIT-FXC-50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,00
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U9-DNIT-FXC-60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,24
Faccin (2018)	GEPPASV (UFMS)	U9-DNIT-FXC-TLAF	TLAFlex	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,49
Possebon (2018)	GEPPASV (UFMS)	30/45 REGAP 50/70	CAP 30-45	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,47
Possebon (2018)	GEPPASV (UFMS)	LUBNOR	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,42
Possebon (2018)	GEPPASV (UFMS)	50/70 REFAP	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,72
Possebon (2018)	GEPPASV (UFMS)	50/70 REGAP	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,55
Possebon (2018)	GEPPASV (UFMS)	50/70 REPAR	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,85
Possebon (2018)	GEPPASV (UFMS)	50/70 REVAP	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,66
Bordin (2019)	GEPPASV (UFMS)	V509 M1	CAP 50-70	FX B - DAER (12,5 mm)	4,74
Bordin (2019)	GEPPASV (UFMS)	V509 M2	CAP 50-70	FX B - DAER (9,5 mm)	5,96
Bordin (2019)	GEPPASV (UFMS)	V509 M6	AB-8	FX B - DAER (12,5 mm)	7,39
Bueno (2019)	GEPPASV (UFMS)	UFMS 1 50/70 12,5mm	CAP 50-70	TMN 12,5 mm	6,90
Bueno (2019)	GEPPASV (UFMS)	UFMS 2 50/70 12,5mm	CAP 50-70	TMN 12,5 mm	5,90
Bueno (2019)	GEPPASV (UFMS)	UFMS 3 50/70a 12,5mm	CAP 50-70	TMN 12,5 mm	5,39
Bueno (2019)	GEPPASV (UFMS)	UFMS 3 50/70b 12,5 mm	CAP 50-70	TMN 12,5 mm	5,85

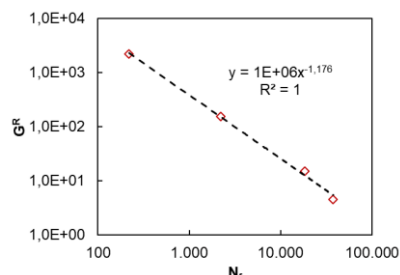
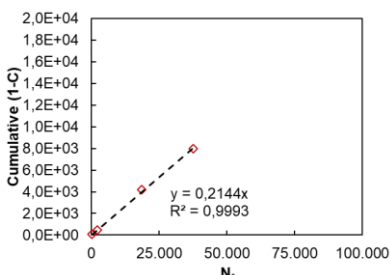
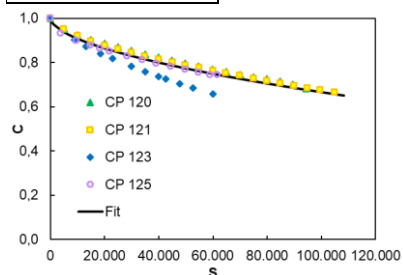
Fonte	Laboratório	Nomenclatura	Tipo Ligante	Faixa Granulométrica	Teor ligante (%)
Bueno (2019)	GEPPASV (UFSM)	UFSM 4 AB 12,5mm	AB-8	TMN 12,5 mm	6,80
Luzzi (2019)	GEPPASV (UFSM)	M0	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,01
Luzzi (2019)	GEPPASV (UFSM)	M10	AMP 60/85-E + RAP	FX C - DNIT (12,5 mm)	4,89
Luzzi (2019)	GEPPASV (UFSM)	M20	AMP 60/85-E + RAP	FX C - DNIT (9,5 mm)	4,87
Luzzi (2019)	GEPPASV (UFSM)	M30	AMP 60/85-E + RAP	FX C - DNIT (9,5 mm)	5,39
Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	REF (RAP A 140°C)	CAP 50-70	TMN 4,8 mm	4,85
Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	REF (RAP A 170°C)	CAP 50-70	TMN 4,8 mm	4,85
Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	REF (RAP B 100°C)	AMP 60/85-E	TMN 9,5 mm	4,41
Vestena (2019)	GEPPASV (UFSM)	REF (RAP B 140/170°C)	AMP 60/85-E	TMN 9,5 mm	4,41
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	10% RAP 50/70	CAP 50-70 + RAP	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,64
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	10% RAP 60/85	AMP 60/85-E + RAP	FX C - DNIT (12,5 mm)	6,00
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	20% RAP 50/70	CAP 50-70 + RAP	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,73
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	20% RAP 60/85	AMP 60/85-E + RAP	FX C - DNIT (9,5 mm)	5,99
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	30% RAP 50/70	CAP 50-70 + RAP	FX C - DNIT (12,5 mm)	6,11
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	30% RAP 60/85	AMP 60/85-E + RAP	FX C - DNIT (9,5 mm)	5,59
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	REF 50/70	CAP 50-70	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,35
Correa (2020)	GEPPASV (UFSM)	REF 60/85	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,75
Dapper (2020)	LAPAV (UFRGS)	TMN 12.5 HMA	AB-8	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,10
Dapper (2020)	LAPAV (UFRGS)	TMN 12.5 WMA	AB-8 + Ad. M. Morna	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,10
Dapper (2020)	LAPAV (UFRGS)	TMN 19 HMA	AB-8	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,90
Dapper (2020)	LAPAV (UFRGS)	TMN 19 WMA	AB-8 + Ad. M. Morna	FX B - DNIT (19,0 mm)	4,90
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M1-PG58-19	CAP 50-70	FX B - DAER (19,0 mm)	4,95
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M2-PG64- SBS-19	AMP 60/85-E	FX B - DAER (19,0 mm)	5,04
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M3-PG58-19	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,54
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M4-PG70- SBS-12.5	AMP 60/85-E	FX B - DAER (12,5 mm)	5,30
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M5-PG70- SBS-12.5	AMP 60/85-E	FX C - DNIT (12,5 mm)	5,70
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M6-PG58-19	CAP 50-70	FX C - DNIT (19,0 mm)	5,30
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M7-PG64- SBS-12.5	AMP 60/85-E	FX B - DAER (12,5 mm)	5,50
Pires (2020)	GEPPASV (UFSM)	M8-PG64- RUB-12.5	AB-8	FX B - DAER (12,5 mm)	6,76

ANEXO C - PROTOCOLO S-VECD AMOSTRAS SEPARADAS

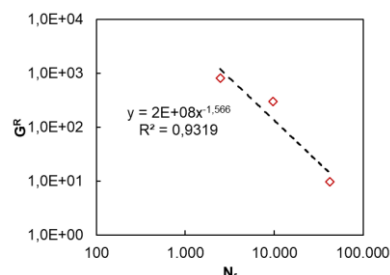
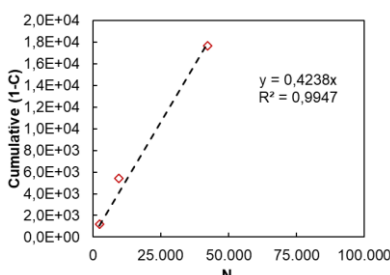
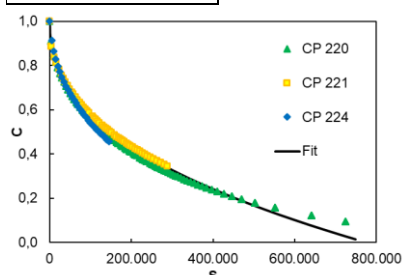
CONV



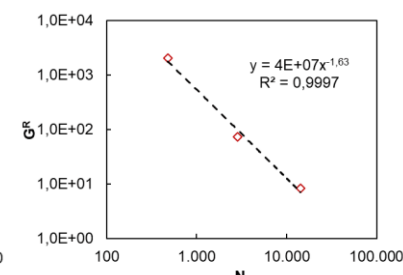
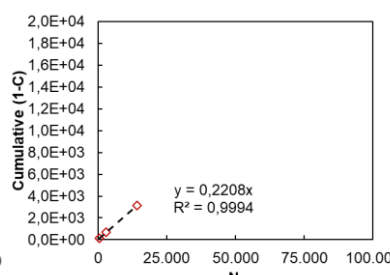
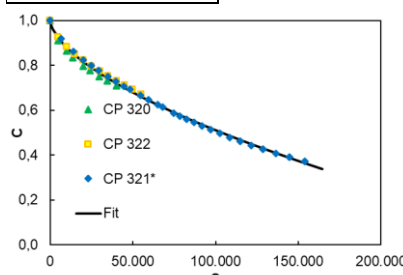
TLAF



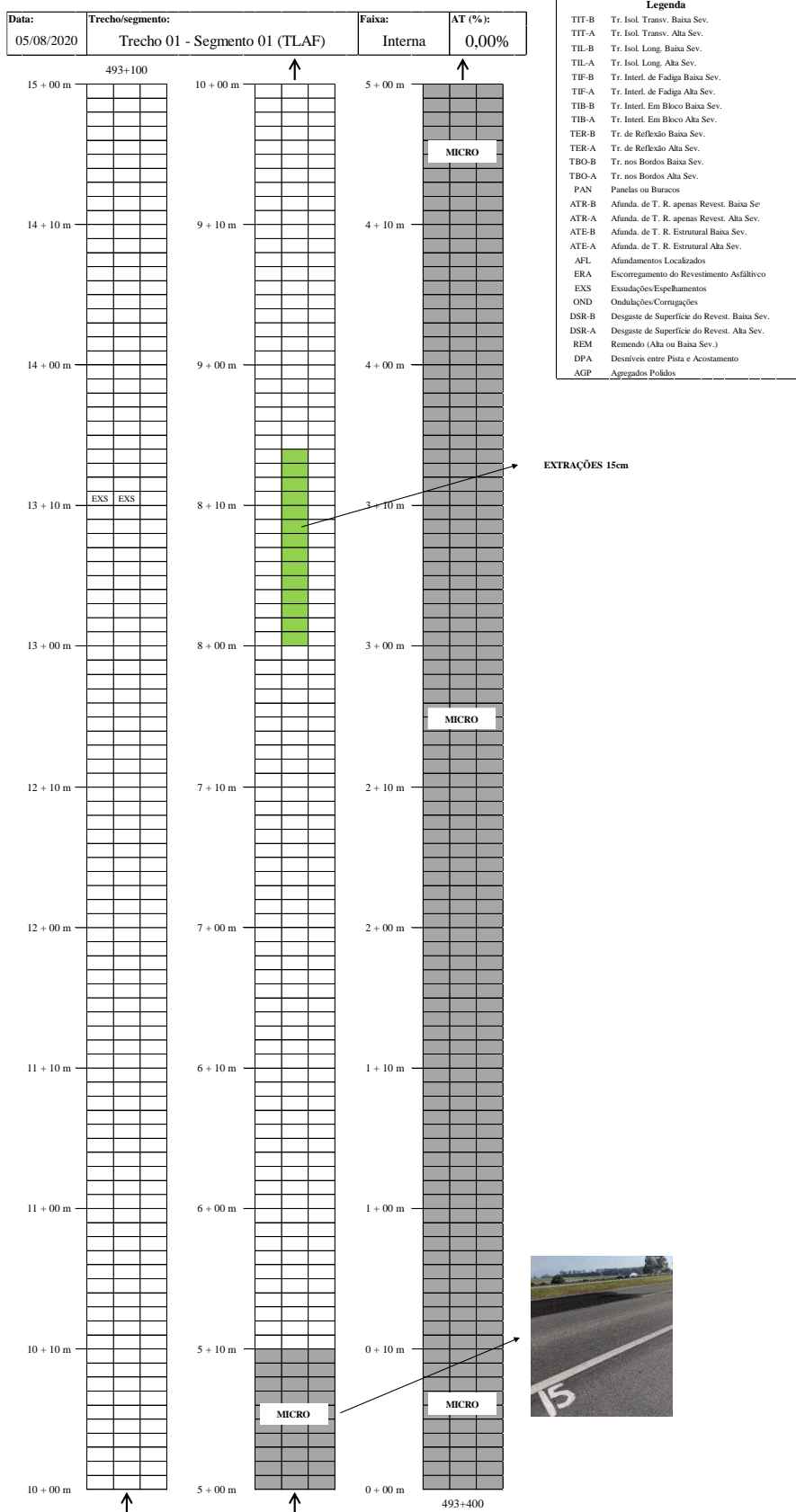
HIMA



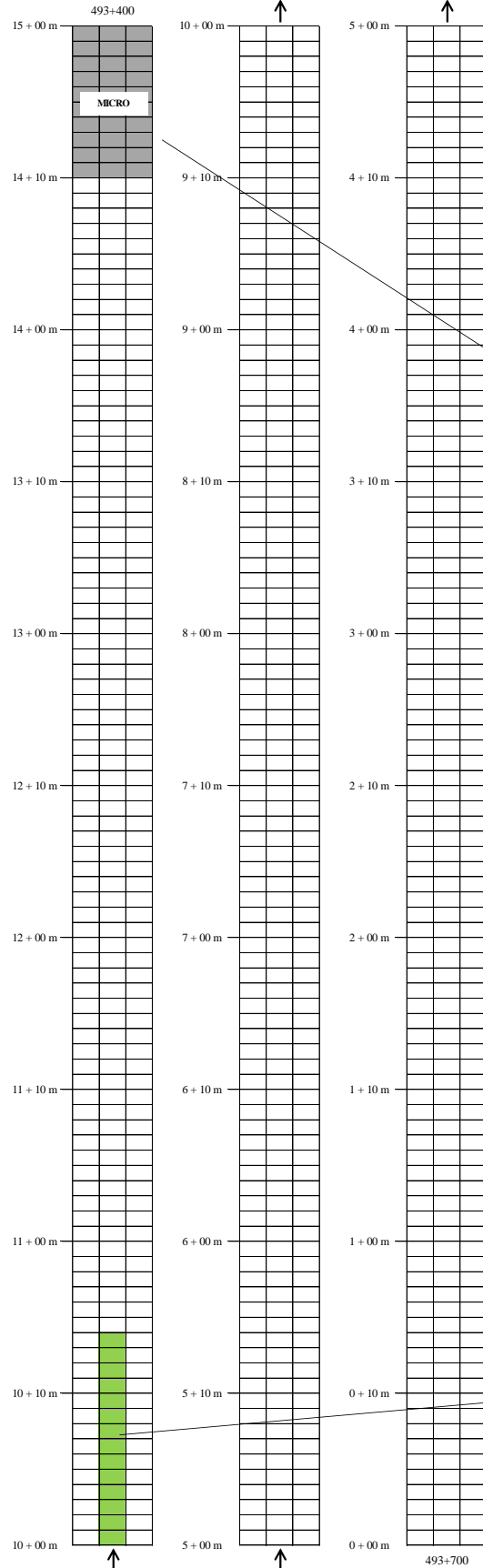
SBS



ANEXO D - LEVANTAMENTOS DE DEFEITOS PERÍODO: 12 MESES



Data: 05/08/2020	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 02 (HIMA)	Faixa: Interna	AT (%): 0,00%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------

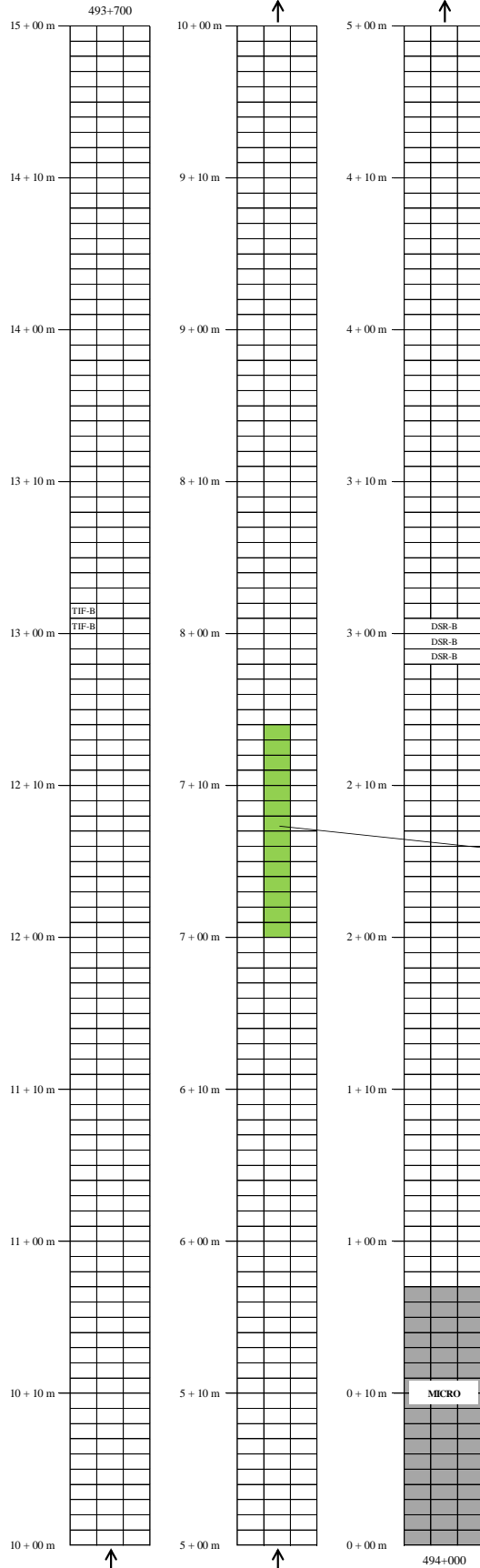


Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panelas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações Espelhamentos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



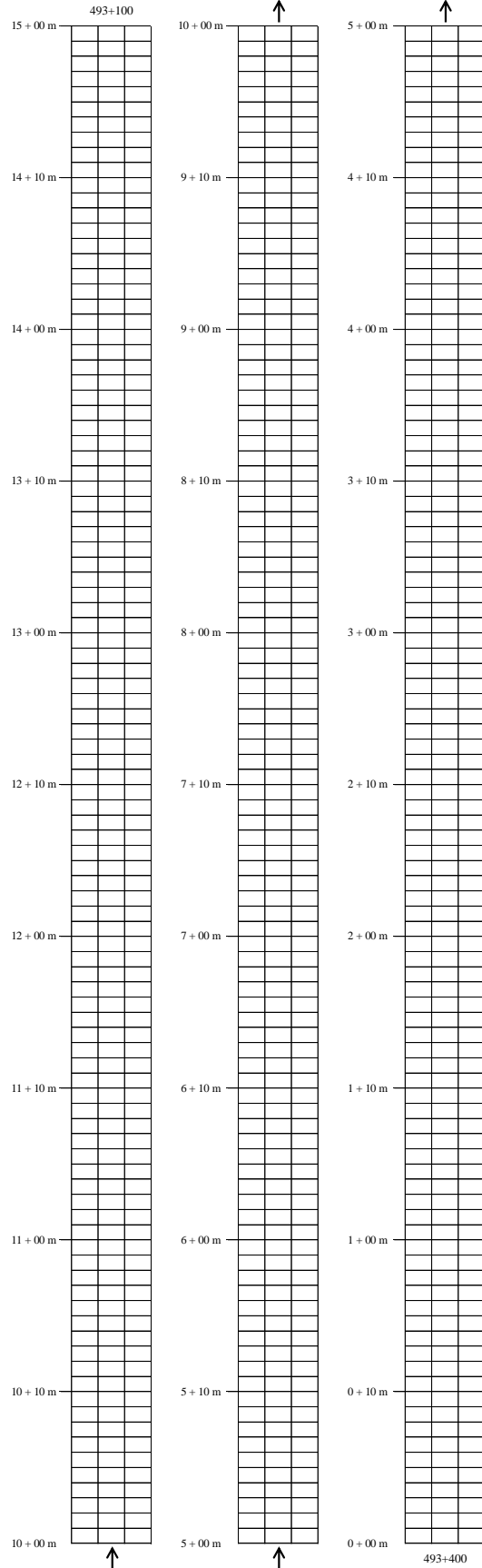
EXTRAÇÕES 15cm

Data: 05/08/2020	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 03 (SBS)	Faixa: Interna	AT (%): 0,24%
----------------------------	--	--------------------------	-------------------------



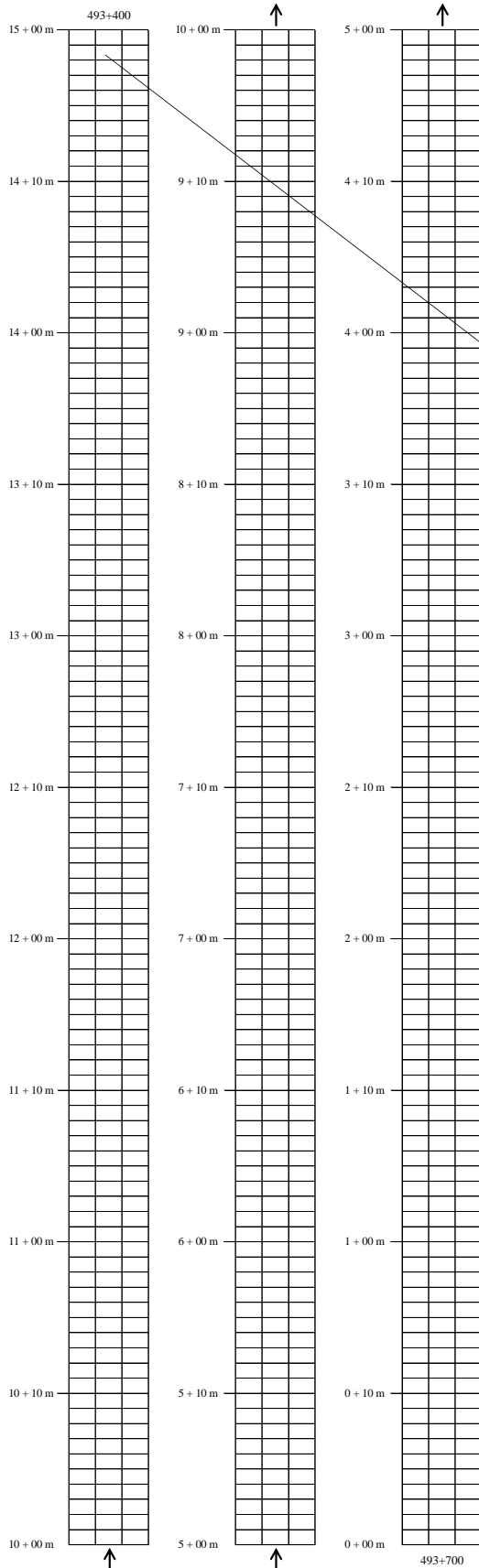
Legenda	
TIF-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Pancas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Esudações/Espeinhamentos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

Data: 05/08/2020	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 01 (TLAF)	Faixa: Externa	AT (%): 0,00%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------



Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Paredas ou Buraços
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

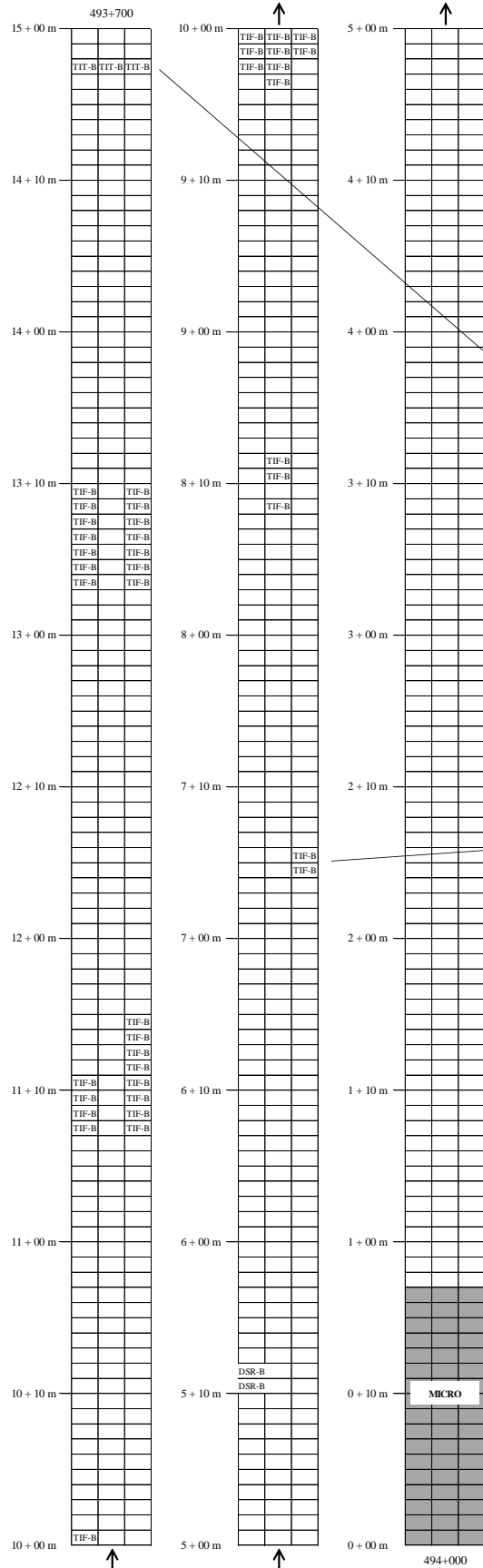
Data: 05/08/2020	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 02 (HIMA)	Faixa: Externa	AT (%): 0,00%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------



Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interf. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interf. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interf. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interf. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panelas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregimento do Revestimento Asfáltico
EXS	Estuções-Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



Data: 05/08/2020	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 03 (SBS)	Faixa: Externa	AT (%): 5,18%
----------------------------	--	--------------------------	-------------------------



Legenda

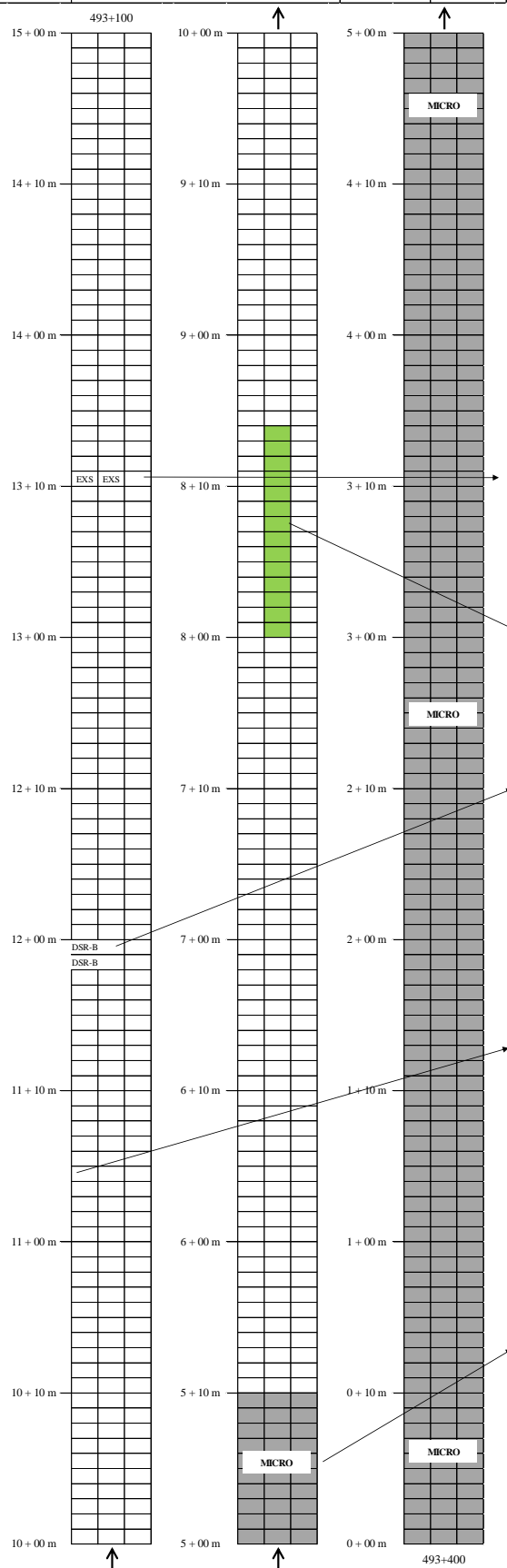
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Paneda ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



ANEXO E - LEVANTAMENTOS DE DEFEITOS PERÍODO: 18 MESES

Data:	Trecho/segmento:	Faixa:	AT (%):
24/02/2021	Trecho 01 - Segmento 01 (TLAF)	Interna	0,00%

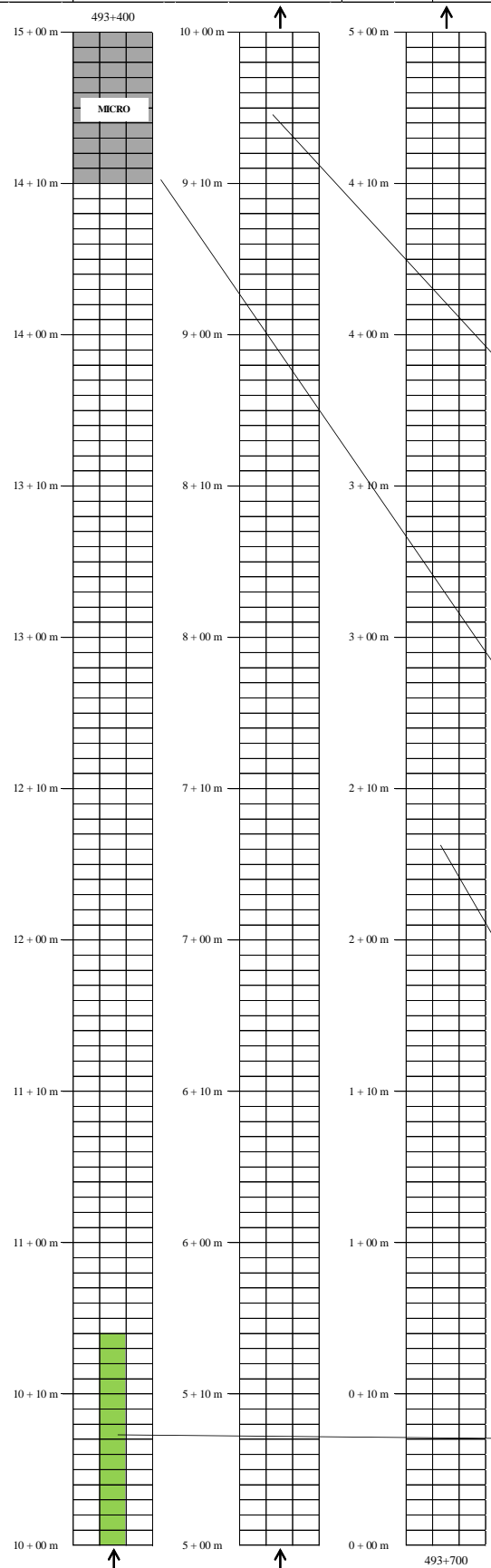
Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panelas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



EXTRAÇÕES 15cm



Data: 24/02/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 02 (HIMA)	Faixa: Interna	AT (%): 0,00%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------



Legenda

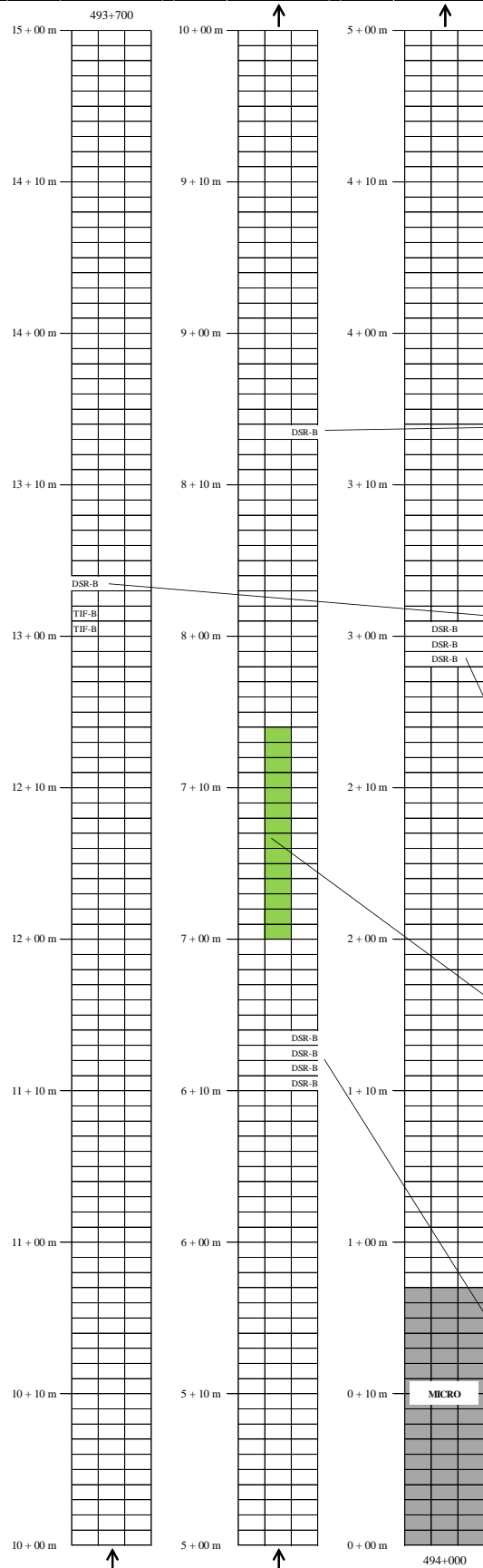
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panetas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



EXTRAÇÕES 15cm

Data: 24/02/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 03 (SBS)	Faixa: Interna	AT (%): 0,24%
----------------------------	--	--------------------------	-------------------------

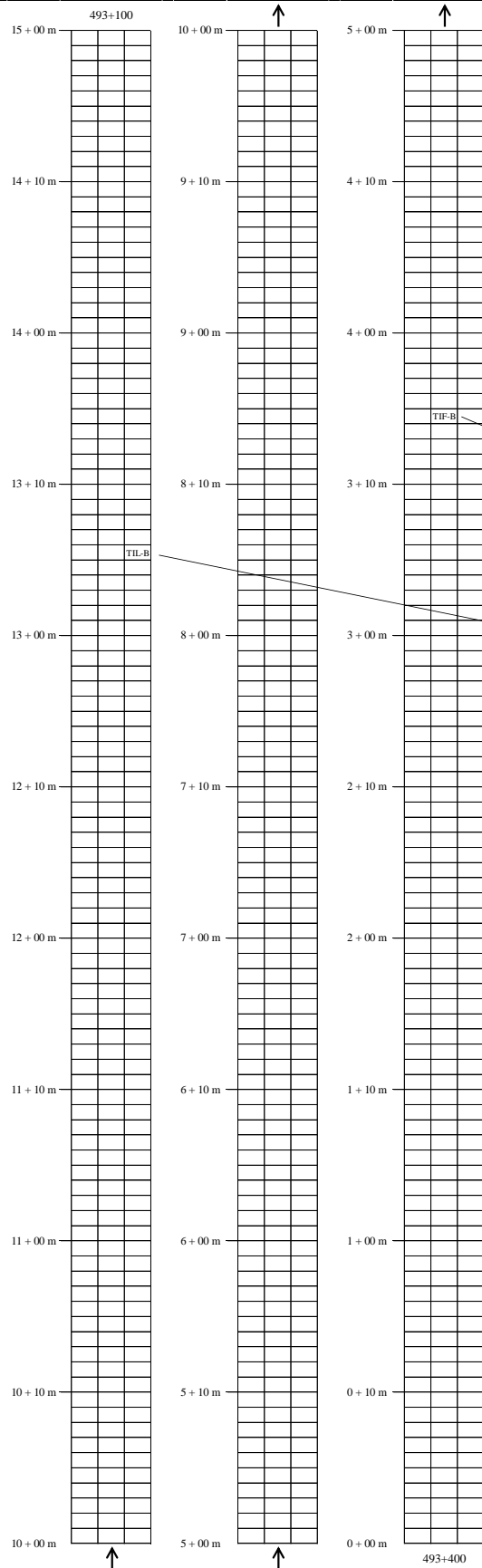
Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiça Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiça Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAI	Pancas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Esudações/Espeinhamentos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



EXTRAÇÕES 15cm



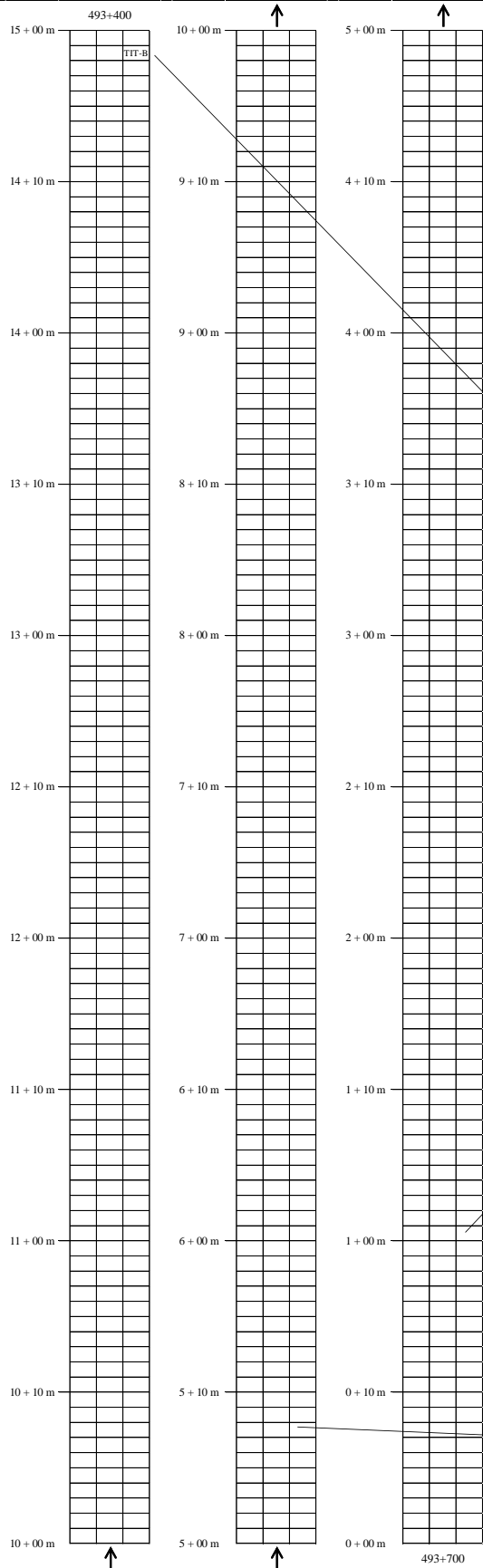
Data: 24/02/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 01 (TLAF)	Faixa: Externa	AT (%): 0,22%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------



Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panetas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



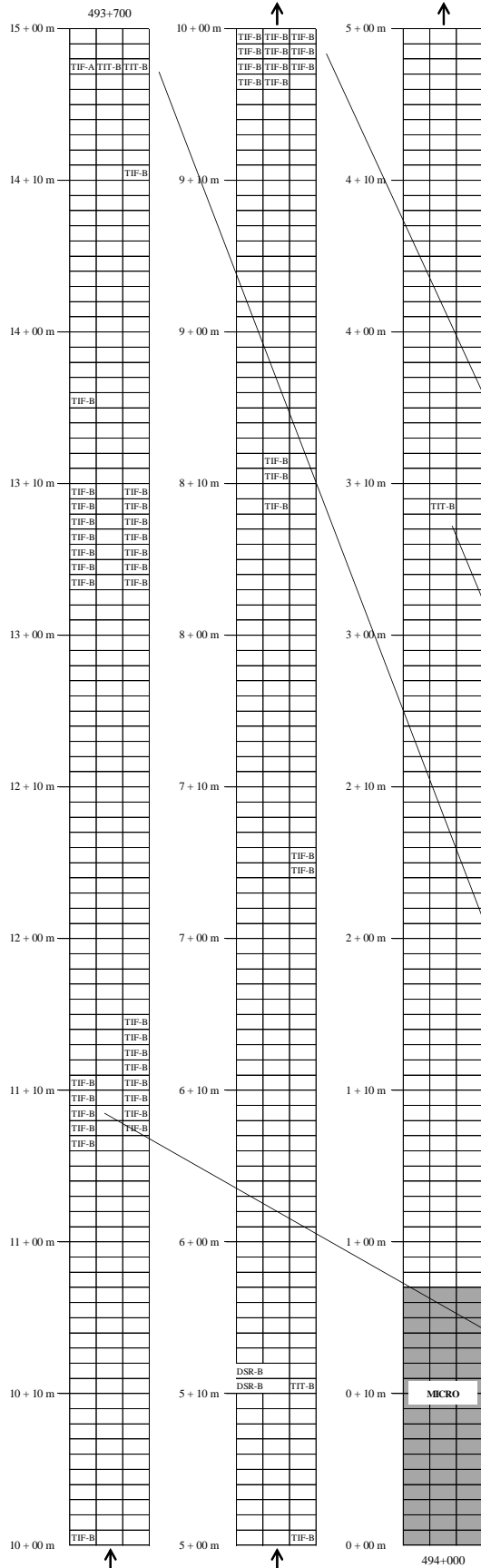
Data:	Trecho/segmento:	Faixa:	AT (%):
24/02/2021	Trecho 01 - Segmento 02 (HIMA)	Externa	0,11%



Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Pancas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Esudações/Espeelhamentos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



Data: 24/02/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 03 (SBS)	Faixa: Externa	AT (%): 6,12%
----------------------------	--	--------------------------	-------------------------



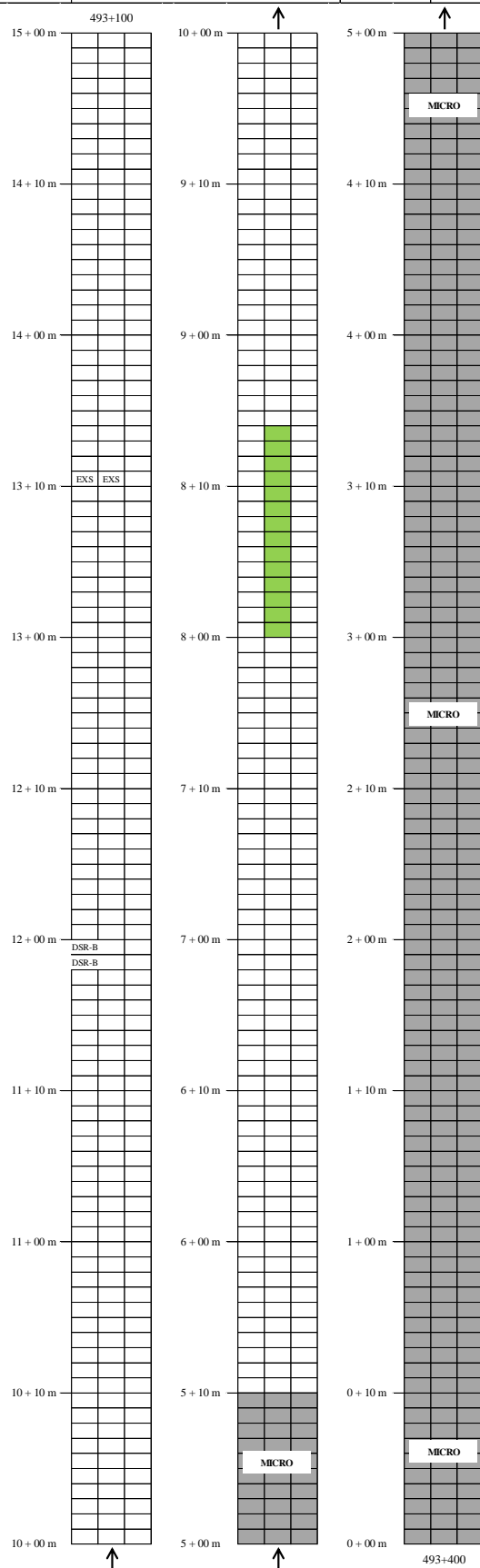
Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panetas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



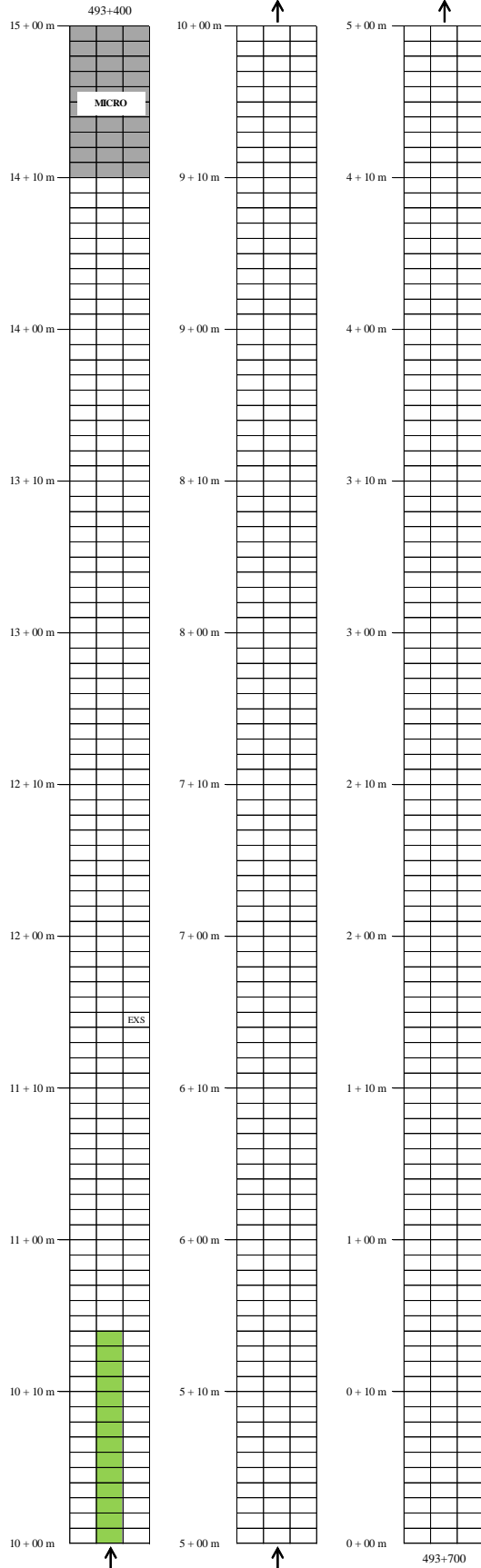
ANEXO E - LEVANTAMENTOS DE DEFEITOS PERÍODO: 24 MESES

Data:	Trecho/segmento:	Faixa:	AT (%):
31/08/2021	Trecho 01 - Segmento 01 (TLAF)	Interna	0,00%

Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panelas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

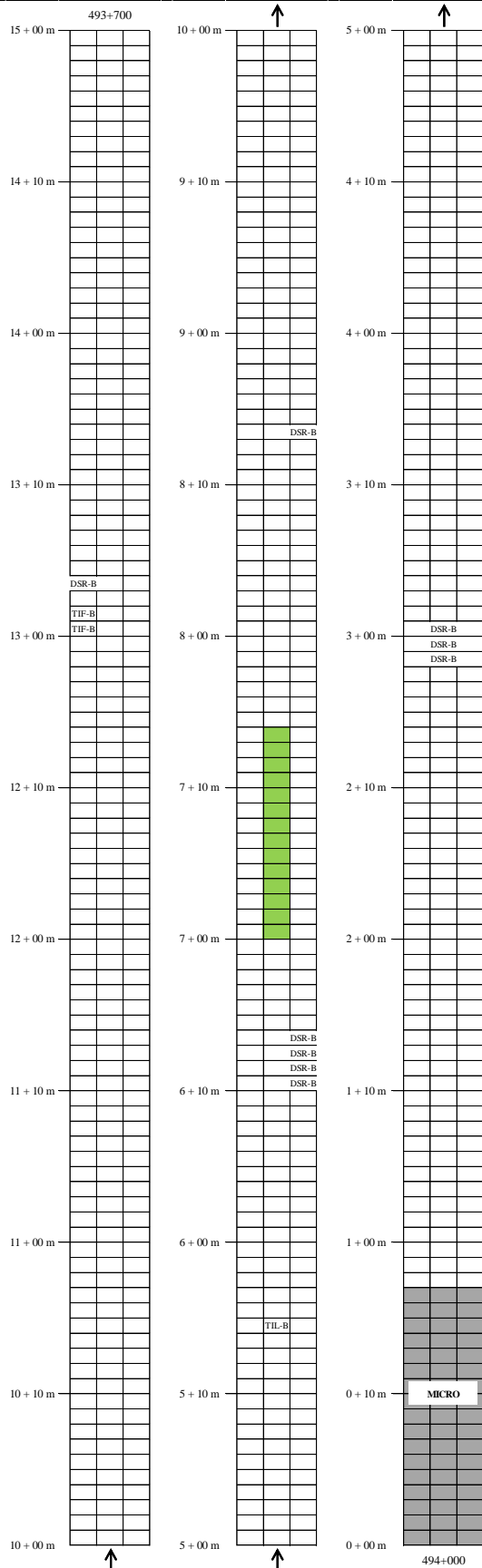


Data: 31/08/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 02 (HIMA)	Faixa: Interna	AT (%): 0,00%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------



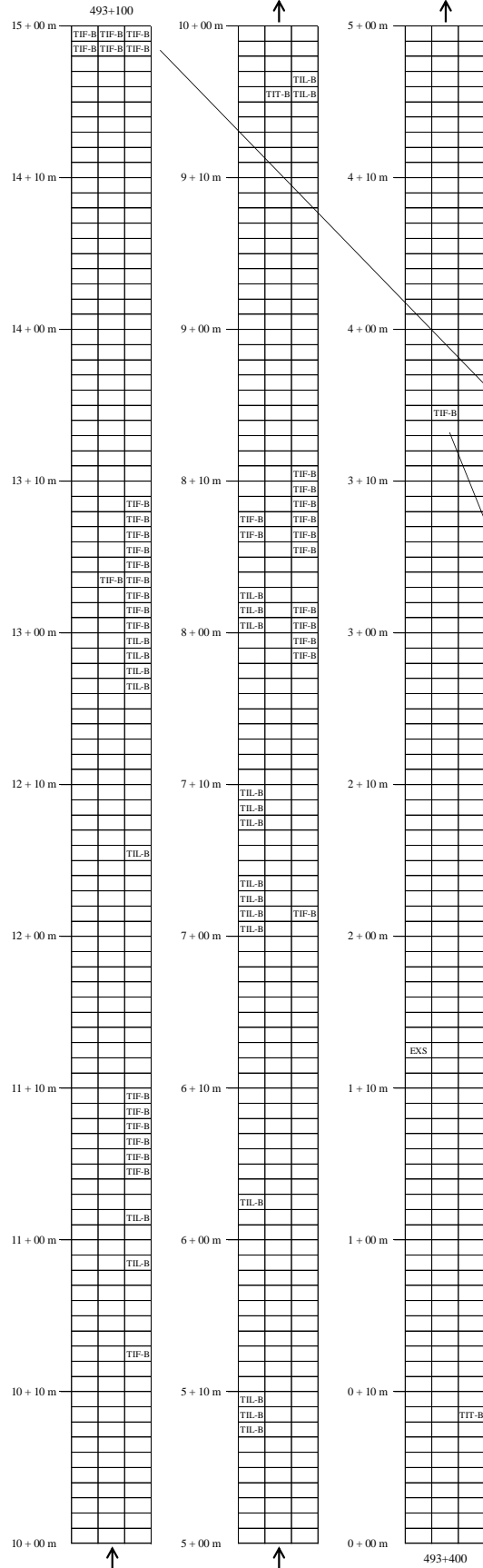
Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panelas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

Data:	Trecho/segmento:	Faixa:	AT (%):
31/08/2021	Trecho 01 - Segmento 03 (SBS)	Interna	0,35%



Legenda	
TIF-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAV	Pavimento
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelemientos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

Data: 31/08/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 01 (TLAF)	Faixa: Externa	AT (%): 6,89%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------

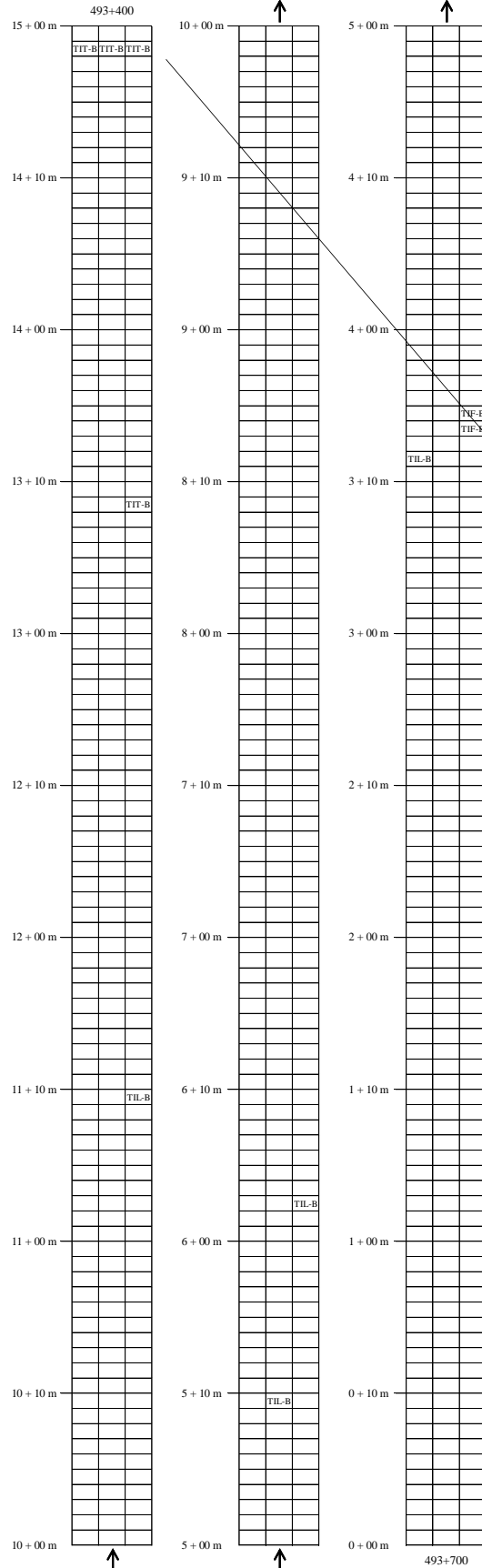


Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Pandais ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

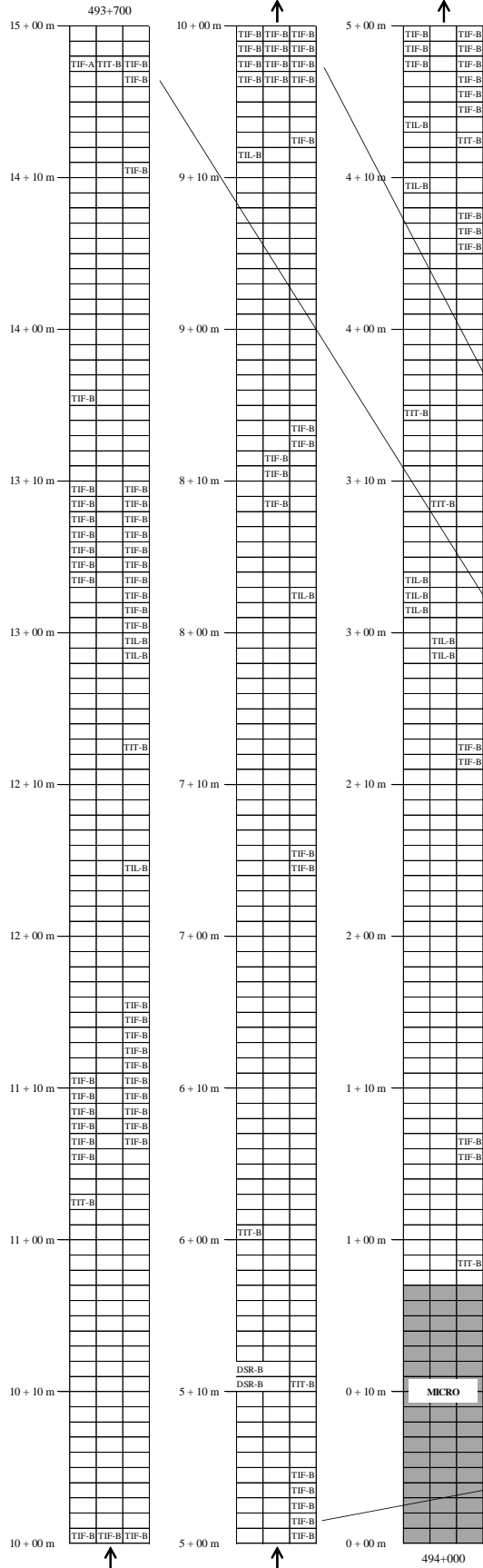


Data: 31/08/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 02 (HIMA)	Faixa: Externa	AT (%): 1,11%
----------------------------	---	--------------------------	-------------------------

Legenda	
TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PA	Pancas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Esudações/Espeinhamentos
OND	Ondulações/Corruções
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos



Data: 31/08/2021	Trecho/segmento: Trecho 01 - Segmento 03 (SBS)	Faixa: Externa	AT (%): 12,13%
----------------------------	--	--------------------------	--------------------------



Legenda

TIT-B	Tr. Isol. Transv. Baixa Sev.
TIT-A	Tr. Isol. Transv. Alta Sev.
TIL-B	Tr. Isol. Long. Baixa Sev.
TIL-A	Tr. Isol. Long. Alta Sev.
TIF-B	Tr. Interl. de Fadiga Baixa Sev.
TIF-A	Tr. Interl. de Fadiga Alta Sev.
TIB-B	Tr. Interl. Em Bloco Baixa Sev.
TIB-A	Tr. Interl. Em Bloco Alta Sev.
TER-B	Tr. de Reflexão Baixa Sev.
TER-A	Tr. de Reflexão Alta Sev.
TBO-B	Tr. nos Bordos Baixa Sev.
TBO-A	Tr. nos Bordos Alta Sev.
PAN	Panetas ou Buracos
ATR-B	Afunda. de T. R. apenas Revest. Baixa S
ATR-A	Afunda. de T. R. apenas Revest. Alta Sev.
ATE-B	Afunda. de T. R. Estrutural Baixa Sev.
ATE-A	Afunda. de T. R. Estrutural Alta Sev.
AFL	Afundamentos Localizados
ERA	Escorregamento do Revestimento Asfáltico
EXS	Exsudações/Espelhamentos
OND	Ondulações/Corrugações
DSR-B	Desgaste de Superfície do Revest. Baixa Sev.
DSR-A	Desgaste de Superfície do Revest. Alta Sev.
REM	Remendo (Alta ou Baixa Sev.)
DPA	Desníveis entre Pista e Acostamento
AGP	Agregados Polidos

