

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

Modelagem da deformação permanente de misturas asfálticas a partir de princípios viscoplásticos

Natália Guterres Mensch

Porto Alegre

2022

NATÁLIA GUTERRES MENSCH

**MODELAGEM DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE
MISTURAS ASFÁLTICAS A PARTIR DE PRINCÍPIOS
VISCOPLÁSTICOS**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade
Federal do Rio Grande do Sul, como requisito final para obtenção
do título de Doutora em Engenharia.

Porto Alegre

2022

NATÁLIA GUTERRES MENSCH

**MODELAGEM DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE
MISTURAS ASFÁLTICAS A PARTIR DE PRINCÍPIOS
VISCOPLÁSTICOS**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito final para obtenção do título de
Doutora em Engenharia.

Porto Alegre, 01 de dezembro 2022

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito
PhD. pela University of Nottingham
Orientador

Ângela Danilevicz
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
Dr. pela UFRJ

Juceline Batista dos Santos Bastos (IFCE)
Dra. pela UFC

Luciano Pivoto Specht (UFSM)
Dr. pela UFRGS

Luís Alberto Herrmann do Nascimento (Petrobrás)
Dr. pela NCSU

Dedico este trabalho a minha família: Rogério, Ivete e Leonardo, por todo o amor, compreensão e acolhimento, bem como, a minha prima Janine pelo carinho e zelo em todos os momentos e a afilhada Maria Alice para que a realização desta tese sirva de exemplo para que ela continue sempre sendo uma boa aluna.

AGRADECIMENTOS

Depois de 5 anos, por onde eu começo os agradecimentos? Vamos pela base. Queridos pais, vocês, que com todo o amor, compreensão e carinho do mundo, me acolheram nos momentos difíceis, vibraram comigo nos momentos de alegria, confiaram em mim mais que eu mesma, meu mais sincero e profundo, muito obrigada. Meu irmão Leonardo, obrigada por ser esse irmão presente e sempre tão temeroso por nossa família.

A todo o time LAPAV, meus mais sinceros agradecimentos, sem vocês eu não conseguiria! Aos técnicos Livia e Matheus pelo auxílio na moldagem de mais de 400 amostras. A Helena Dapper pelo companheirismo no início dos trabalhos da tese. As melhores colegas de sala, Bethânia, Larissa e Gracieli, com quem eu pude compartilhar assuntos técnicos e mundanos, e que muitas vezes secaram minhas lágrimas e escutaram minhas reclamações diárias. A pequena pupila Deborinha e ao meu amigo Pivetta, que chegaram quase no final deste trabalho, mas que foram essenciais na conclusão das análises. Aos colegas Lucas Heller e Henrique que auxiliariam na determinação do tráfego e nas análises no *Pavement ME*. A toda a extensa equipe de bolsistas de iniciação científica, mestrandos e doutorandos, que de uma forma ou outra auxiliariam para o desenvolvimento do trabalho.

Ao meu orientador, Lélío Brito, que me acompanha desde o TCC, que é um exemplo de profissional, o meu muito obrigada. Sem a sua generosidade na hora de transmitir o seu conhecimento eu não seria a profissional que sou hoje.

Ao Professor Jorge Ceratti, que iniciou a orientação dessa tese, por toda a oportunidade, incentivo e confiança na realização dessa pesquisa.

A minha prima Janine, ao compadre Guto e a minha afilhada Maria Alice que me acolheram nos momentos difíceis e sempre zelaram pelo meu bem-estar. As minhas amigas Vanessa e Fernanda, que após muitos carnavais permanecem sendo minha segunda família, muito obrigada por toda a atenção e carinho neste período. Aos meus afilhados Paula e Álvaro que vibraram comigo nos momentos das conquistas e sempre me deram carinho e suporte como se fossem da minha família.

As de sempre, para sempre, Cássia, Carine, Jéssica e Patrícia, obrigada pelos momentos de alegria e descontração.

Aos fornecedores de ligantes e agregados dessa pesquisa, a Greca asfaltos, CBB e Mineração Eldorado.

A CAPES e aos Recursos de desenvolvimento tecnológico (RDT) da ANTT pelo auxílio com bolsa de pesquisa.

A ANTT e a VIA-040 pelos resultados disponibilizados do RDT desenvolvido em parceria com o LAPAV/UFRGS.

A Rede tecnológica de asfaltos, administrado pelo CENPES/PETROBRAS, especialmente em nome do Luís Nascimento, pelos dados da BR-290 disponibilizados.

A NCSU, em nome do prof. Dr. Kim, pela disponibilização da licença do FlexPAVE.

Por último, e não menos importante, a Deus por ter me mostrado que possuo mais força e determinação que eu mesma acreditava.

Quando os ventos de mudança sopram, umas pessoas levantam barreiras, outras constroem moinhos de vento.

Érico Veríssimo

RESUMO

MENSCH, N. G. Modelagem da deformação permanente de misturas asfálticas a partir de princípios viscoplásticos. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

A deformação permanente é um dos principais defeitos dos pavimentos asfálticos brasileiros, ocasionando uma degradação acelerada do pavimento, redução do conforto do usuário da rodovia e maiores riscos de acidentes. Estas deformações se caracterizam por uma parcela viscoelástica, ou seja, associada ao tempo de carregamento, e uma parcela plástica, que rege a capacidade de recuperação das deformações da mistura asfáltica, sendo tais efeitos mais proeminentes em altas temperaturas e baixas frequências de carregamento. Esta tese propõe avaliar as características viscoplásticas das misturas asfálticas utilizando o modelo viscoplástico do *ShiftModel* determinado no ensaio SSR (*Stress Sweep Rutting*) e o ensaio de *flow number* (FN) com os objetivos de avaliar: o comportamento da mistura asfáltica a partir da variação de parâmetros do ensaio conforme previsto pela proposta de norma brasileira e a AASHTO TP 134; o parâmetro RSI e o FN como identificador das variações no comportamento frente a deformação permanente de oito misturas asfálticas com diferentes ligantes asfálticos e faixas granulométricas; e por último, avaliar através de simulação no HDM-4, *PavementME* e *FlexPAVE* considerando dois trechos experimentais. Os resultados das 8 misturas asfálticas indicaram que a mistura com melhor desempenho no ensaio de *flow number* (FN) foi a com AMP 60/85. Já quando analisadas as mesmas misturas pelo RSI não foi possível constatar uma correlação entre FN e RSI, porém observou-se que a partir do RSI as misturas com AB8 obtiveram uma melhor resposta. Os resultados da análise paramétrica apontaram que o processo de serragem e alteração da tensão confinante possuem uma alta interferência no RSI, ao contrário da alteração de drenagem. As simulações demonstraram a importância da calibração local para auxiliar em uma melhor previsão do afundamento em campo. A recalibração da função de transferência brasileira proposta por Barros (2022) foi executada adicionando os dois trechos experimentais desse estudo.

Palavras-chave: Deformação Permanente; Ensaio triaxial de varredura de tensões; Modelos de previsão da deformação permanente; *Shift model*.

ABSTRACT

MENSCH, N. G. Modeling of asphalt mixtures permanent deformation from viscoplastic principles. 2022. Thesis (PhD in civil engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

Permanent deformation is one of the main defects of Brazilian asphalt pavements, causing accelerated degradation of the pavement, reduced road user comfort and greater risk of accidents. These deformations are characterized by a viscoelastic portion, that is, associated with the loading time, and a plastic portion, which is related to the ability to recover from the deformations of the asphalt mixture, with such effects being more visible. at high temperatures and low frequencies. This thesis proposes to evaluate the viscoplastic characteristics of asphalt mixtures using the viscoplastic model ShiftModel determined in the SSR test (Stress Sweep Rutting) and the flow number test (FN) with the objectives of: evaluating the behavior of the asphalt mixture from the alteration of parameters of the tests by the Brazilian standard proposal and the AASHTO TP 134, through the RSI parameter identify variations in the behavior against permanent deformation of 8 asphalt mixtures with different asphalt binders and aggregate gradation, and finally, to validate the simulations in HDM-4, PavementME and FlexPAVE considering two experimental sections. The results of the 8 asphalt mixes indicated that the mix with the best performance in the flow number (FN) test was the one with AMP 60/85. When analyzing the same mixtures by the RSI, it was not possible to verify a correlation between FN and RSI, however it was observed that from the RSI the mixtures with AB8 obtained a better response. The results of the parametric analysis showed that the sawing process and alteration of the confining tension have a high interference in the RSI, unlike the alteration of drainage. The simulations demonstrated the importance of local calibration to assist in a better prediction of sinking in the field. The recalibration of the Brazilian transfer function proposed by Barros (2022) was performed by adding the two experimental sections of this study.

Key-words: Permanent Deformation; Stress Sweep Rutting; Permanent deformation prediction models; Shift model.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	34
1.1. PROBLEMA DA PESQUISA	38
1.2. OBJETIVOS	38
1.2.1. Objetivos específicos	38
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	39
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	41
2.1. MODELOS DE PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	41
2.1.1. Modelo estatístico-empírico	42
2.1.2. Modelos mecânicos-empíricos	47
2.2. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	54
2.2.1. Ensaios de parâmetro índice	57
2.2.2. Ensaio de modelagem.....	62
2.2.3. Ensaios de simulação.....	71
2.2.4. Análise final.....	75
2.3. EXPERIÊNCIA BRASILEIRA NA ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO.....	77
2.4. MISTURAS ASFÁLTICAS COM ASFALTO BORRACHA.....	84
2.4.1. Breve histórico sobre o asfalto borracha	85
2.4.2. Experiências estrangeiras com a utilização de asfalto borracha	87
2.4.3. Experiência nacional com asfalto borracha.....	94
2.5. PARÂMETROS DE AVALIAÇÃO E EFEITOS NOS ENSAIOS MECÂNICOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS	98
2.5.1. Tempo de repouso entre blocos de tensão desvio	98

2.5.2.	Processo de serragem.....	99
2.5.3.	Alteração de tensão confinante.....	102
2.5.4.	Alteração na drenagem	105
3.	APARATO DE ENSAIO TRIAXIAL	107
4.	METODOLOGIA	115
4.1.	MATRIZ EXPERIMENTAL.....	115
4.2.	TRECHOS EXPERIMENTAIS	120
4.2.1.	BR - 290/RS (2010 - 2019)	120
4.2.2.	BR - 040/MG (2019 – 2020)	123
4.3.	PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS.....	124
4.3.1.	Caracterização dos materiais	124
4.3.2.	Seleção granulométrica Bailey	125
4.3.3.	Dosagem SuperPAVE	127
4.3.4.	Dano por umidade induzida.....	129
4.3.5.	Ensaio mecânicos	130
4.3.6.	Ensaio de módulo dinâmico	133
4.3.7.	Ensaio uniaxial de carga repetida.....	137
4.3.8.	Ensaio triaxial de varredura de tensão (SSR).....	140
4.4.	ANÁLISE DE ESTATÍSTICA DOS DADOS	141
5.	RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DA MATRIZ EXPERIMENTAL PARA BANCO DE RESULTADOS.....	144
5.1.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAS	144
5.1.1.	Agregado Granítico	144
5.1.2.	Ligantes asfálticos	147

5.2.	DOSAGEM SUPERPAVE.....	148
5.3.	ENSAIOS MECÂNICOS.....	150
5.4.	<i>FLOW NUMBER</i>	154
5.4.1.	Correlações do parâmetro FN com o método Bailey	160
5.5.	STRESS SWEEP RUTTING (SSR).....	163
6.	ANÁLISE PARAMÉTRICA DO ENSAIO SSR.....	172
6.1.	TEMPO DE REPOUSO ENTRE BLOCOS DE TENSÃO DESVIO	172
6.2.	PROCESSO DE SERRAGEM	176
6.3.	ALTERAÇÃO DE TENSÃO CONFINANTE.....	178
6.4.	ALTERAÇÃO NA DRENAGEM	180
7.	RESULTADOS E ANÁLISES DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS..	183
7.1.	TRECHO EXPERIMENTAL DA BR-290.....	183
7.1.1.	Resultados de ensaios da BR-290.....	183
7.1.2.	Análise de tráfego para a BR-290	186
7.1.3.	Simulação no HDM-4 do trecho da BR-290	191
7.1.4.	Simulação no <i>PavementME</i> do trecho da BR-290	197
7.1.5.	Simulação FlexPAVE do trecho da BR-290	201
7.2.	TRECHO EXPERIMENTAL DA BR-040.....	205
7.2.1.	Resultados de ensaios da BR-040.....	205
7.2.2.	Simulação no HDM-4 do trecho da BR-040	209
7.2.3.	Análise de tráfego para a BR-040	214
7.2.4.	Simulação no <i>PavementME</i> do trecho da BR-040	219
7.2.5.	Simulação no FlexPAVE do trecho da BR-040	221
7.3.	FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA PRELIMINAR BRASILEIRA	225

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	229
8.1. CONCLUSÕES	229
8.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	232
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	234
APÊNDICES.....	247
1. APÊNDICE 1 - QUADRO RESUMO COEFICIENTES DE CALIBRAÇÃO LOCAL DO DNIT	248
2. APÊNDICE 2 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO <i>STRESS SWEEP RUTTING</i> (SSR)..	250
3. APÊNDICE 3 – QUADRO RESUMO DE VALORES DE <i>FLOW NUMBER</i> UTILIZADOS NA FIGURA 27 E FIGURA 91	268

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Deformação aplicada a carregamento estático.....	34
Figura 2: Resposta da deformação devido ao carregamento dinâmico	35
Figura 3: Relação entre a deformação permanente acumulada, taxa de deformação e número de ciclos.....	35
Figura 4: Evolução do afundamento da trilha de roda conforme modelo do HDM-4 para a densificação inicial e a deformação estrutural.....	44
Figura 5: Mapa de distribuição das regiões climáticas para os fatores de calibração do HDM-4	47
Figura 6: Comparação entre ATR medidos e previstos resultantes da calibração global	50
Figura 7: Exemplo de construção da curva mestra de módulo dinâmico	53
Figura 8: Exemplo de utilização do fator de ajuste do tempo de carregamento (a_{cp}).....	53
Figura 9: Exemplo de utilização do fator de ajuste da tensão desvio ($a_{\sigma d}$).....	54
Figura 10: Carregamento aplicado no ensaio uniaxial de carga repetida a 60°C.....	57
Figura 11: Relação entre a deformação total acumulada, a taxa em que as deformações ocorrem e o número de ciclos	58
Figura 12: ATR versus FN confinado e não confinado para os trechos experimentais da MnRoad e FHWA.....	60
Figura 13: Resultado típico de ensaio iRLPD	61
Figura 14: Curva mestra do MSR.....	62
Figura 15: Obtenção dos parâmetros para curva mestra.....	64
Figura 16: Resultado típico de ensaio TSS.....	65
Figura 17: Resultado típico de ensaio SSR	66

Figura 18: Estrutura do pavimento analisada para o parâmetro RSI.....	68
Figura 19: ATR previsto versus medido	69
Figura 20: Comparação entre o ATR de campo e as previsões no FlexPAVE (revestimento) para os trechos analisados.	70
Figura 21: Comparação entre o ATR de campo e as previsões no FlexPAVE (revestimento) para o Trecho 1 e Trecho 2.....	70
Figura 22: simulador francês LCPC	72
Figura 23: Percentual de Afundamento em Trilha de Roda (ATR) em função do número de ciclos para misturas com Seixo Não-Britado (SNB) e Seixo após Britagem (SB) e para as misturas com agregado granítico (granítico).....	72
Figura 24: <i>Asphalt Pavement Analyzer</i> (APA).....	73
Figura 25: <i>Hamburg Wheel-Tracking Device</i>	74
Figura 26: Resultado do ensaio no Hamburg Wheel-Tracking Device.....	74
Figura 27: Resultados de ensaios de FN para misturas asfálticas brasileiras ensaiadas pela NBR 16505	78
Figura 28: Interações individuais dos fatores agregados, faixa granulométrica e ligante asfáltico para o <i>flow number</i>	79
Figura 29: Correlação do FN com a proporção AG	80
Figura 30: Correlação entre o parâmetro AG e o FN: (a) todas as misturas asfálticas e (b) excetuando-se as misturas asfálticas com porosidade FAD marginal.....	81
Figura 31: Deformação permanente versus número de ciclos do ensaio TRLPD adaptado	82
Figura 32: Deformação permanente versus número de ciclos do ensaio TSS adaptado	82
Figura 33: ATR medido versus previstos para as misturas CCR, UFRGS e NCAT.....	83
Figura 34: Faixas <i>gap graded</i> para os estados norte americanos	90

Figura 35: Resultado do ensaio de simulação WTT.....	91
Figura 36: Resultado do ensaio triaxial cíclico de compressão.....	91
Figura 37: Resultados do ensaio de módulo dinâmico.....	92
Figura 38: Resultados de <i>flow number</i> para a Stockholm Swedish E18 Highway	93
Figura 39: Resultado do simulador WTT	94
Figura 40: <i>Flow number</i> das misturas asfálticas	95
Figura 41: Resultados do <i>Hamburgo test</i> para misturas a quente com ligante AB8 – Faixa granulométrica B DNIT e DAER/RS	96
Figura 42: Resumo dos resultados de FN para diferentes misturas com ligante AB8 ensaiados pela norma brasileira de FN (DNIT 184/18)	97
Figura 43: Máximo afundamento na trilha de roda em ambos os sentidos da RJ-122.....	97
Figura 44: Fabricação e extração de amostras de Vale (2020).....	100
Figura 45: Acúmulo de deformação permanente em a) M1 e b) M2; c) <i>Flow number</i> médio.	101
Figura 46: SSR médio para M1 a) moldados e extraídos, M2 b) moldados e extraídos.	102
Figura 47: Distribuição da deformação volumétrica viscoplástica	103
Figura 48: Efeito da tensão confinante no ensaio de TRLPD	104
Figura 49: Efeito da poro-pressão no estado de tensões do solo	106
Figura 50: Sistemas de drenagem em câmara triaxial.....	106
Figura 51: Sensores de deslocamento axial.....	107
Figura 52: Montagem da câmara triaxial.....	108
Figura 53: Tampa da câmara triaxial.....	109
Figura 54: Lateral da câmara triaxial.....	110

Figura 55: Base da câmara triaxial	110
Figura 56: Cabeçote.....	111
Figura 57: Haste de aplicação de carga	111
Figura 58: Barras roscadas	112
Figura 59: Sistema pneumático	113
Figura 60: Fixadores magnéticos com furo rebaixado	113
Figura 61: Aparato de colagem	114
Figura 62: Fixador	114
Figura 63: Matriz experimental para banco de resultados.....	116
Figura 64 Localização dos Trechos Experimentais UFRGS na BR-290/RS.....	120
Figura 65: Faixa granulométrica do trecho experimental BR-290	121
Figura 66: Resultado do ensaio de módulo dinâmico da BR-290	122
Figura 67: Evolução de ATR ao longo do período de monitoramento	123
Figura 68: Composição granulométrica da mistura asfáltica do trecho experimental na BR-040	124
Figura 69: Visão geral das divisões dos agregados	126
Figura 70: Esquema de carregamento e plano de ruptura típica no ensaio de RT	131
Figura 71: Prensa para ensaio de RT	131
Figura 72: Equipamento para ensaio de MR	133
Figura 73: Condicionamento do corpo de prova e prensa MTS utilizada para ensaio	135
Figura 74: CP dummy com sensor de temperatura interno e externo	138
Figura 75: Correlação entre valores de FN com leitura dos extensômetros e do atuador	139

Figura 76: Deformação axial versus número de ciclos apresentados durante o ensaio.....	140
Figura 77: Distribuição dos intervalos de confiança	141
Figura 78: Curva granulométrica agregados graníticos.....	145
Figura 79: Composição granulométrica para a TMN 19mm.....	145
Figura 80: Composição granulométrica para a TMN 12,5m.....	146
Figura 81: Composição granulométrica <i>gap graded</i>	147
Figura 82: Resistência à tração por compressão diametral por mistura	150
Figura 83: Intervalo de confiança para a resistência a tração.....	151
Figura 84: Módulo de resiliência das misturas no teor de projeto	152
Figura 85: Intervalo de confiança para o módulo de resiliência.....	153
Figura 86: Resistência à tração retida no ensaio de dano por umidade induzida	154
Figura 87: Resultados de <i>flow number</i> por mistura.....	155
Figura 88: Intervalo de confiança para o <i>flow number</i>	156
Figura 89: Gráfico de de médias de <i>flow number</i> com os resultados desta tese e de outros autores para os tipos de ligantes asfálticos analisados	158
Figura 90: Gráfico de de médias de <i>flow number</i> com os resultados desta tese e de outros autores para as faixas granulométricas analisados	158
Figura 91: Comparativo entre resultados de FN com outros autores pela literatura brasileira	159
Figura 92: Correlação entre parâmetro AG e <i>flow number</i> das misturas estudadas nesta tese	160
Figura 93: Correlação entre parâmetro AG e <i>flow number</i> das misturas estudadas por Faccin (2018), Bastos (2016), Barros (2022) e desta tese.....	162

Figura 94: Correlação entre parâmetro AG e flow number das misturas com CAP 50/70 por Faccin (2018), Bastos (2016), Barros (2022) e desta tese	163
Figura 95: Exemplo de deformação permanente e taxa de deformação no primeiro bloco (689kPa) de tensão do ensaio SSR na temperatura alta (CAP 50/70 – TMN 12,5mm – CP 53)	164
Figura 96: Exemplo de deformação permanente e taxa de deformação no segundo bloco (483kPa) de tensão do ensaio SSR na temperatura alta (CAP 50/70 – TMN 12,5mm – CP 53)	164
Figura 97: Exemplo de deformação permanente e taxa de deformação no terceiro bloco (896kPa) de tensão do ensaio SSR na temperatura alta (CAP 50/70 – TMN 12,5mm – CP 53)	165
Figura 98: Tensão versus deformação na temperatura alta (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 108).....	166
Figura 99: Tensão versus deformação na temperatura baixa (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 109).....	166
Figura 100: Módulo <i>versus</i> número de ciclos na temperatura alta (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 108).....	167
Figura 101: Módulo <i>versus</i> número de ciclos na temperatura baixa (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 109).....	167
Figura 102: Valores de RSI para as misturas estudadas no clima da estação 63567 (próxima a BR-290)	168
Figura 103: Deformação permanente versus número de ciclos para as misturas representativas do banco de resultados.....	169
Figura 104: Valores de RSI <i>versus</i> FN normalizados pela média.....	171
Figura 105: Ensaio SSR na temperatura alta com 30 segundos de repouso entre os blocos de tensão desvio	173

Figura 106: Ensaio SSR na temperatura baixa com 30 segundos de repouso entre os blocos de tensão desvio	173
Figura 107: Ensaio SSR na temperatura alta com 1 minuto de repouso entre os blocos de tensão desvio.....	174
Figura 108: Ensaio SSR na temperatura baixa com 1 minuto de repouso entre os blocos de tensão desvio	174
Figura 109: Ensaio SSR na temperatura alta com 5 minutos de repouso entre os blocos de tensão desvio.....	175
Figura 110: Ensaio SSR na temperatura baixa com 5 minutos de repouso entre os blocos de tensão desvio	175
Figura 111: Exemplo de amostras utilizadas no estudo	176
Figura 112: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura alta para diferentes tipos de serragem da amostra.....	177
Figura 113: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura baixa para diferentes tipos de serragem da amostra.....	177
Figura 114: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura alta para os protocolos de tensão propostos pela AASHTO TP 134 e Bastos (2016)	179
Figura 115: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura baixa para os protocolos de tensão propostos pela AASHTO TP 134 e Bastos (2016)	179
Figura 116: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura alta utilizando a drenagem inferior e superior e somente a drenagem inferior	181
Figura 117: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura baixa utilizando a drenagem inferior e superior e somente a drenagem inferior	181
Figura 118: Curva granulométrica agregados basálticos.....	184
Figura 119: Resultado do ensaio de módulo dinâmico para mistura da BR-290 em comparação com a mistura original	185

Figura 120: Resultado do ensaio SSR para a mistura da BR-290	186
Figura 121: Carga total pesada por mês no sistema WIM da BR-290	187
Figura 122: Volume diário de veículos comerciais pesados no sistema WIM da BR-290	187
Figura 123: Distribuição das pesagens ao longo do dia para o sistema WIM da BR-290	188
Figura 124: Classes de veículos mais comumente observadas na balança, conforme classificação DNIT para o sistema WIM da BR-290	189
Figura 125: Classes de veículos mais comumente observadas na balança, conforme classificação FHWA para o sistema WIM da BR-290	189
Figura 126: Distribuição e quantidade dos diferentes tipos de eixo observados na BR-290 .	190
Figura 127: Espectro de cargas observado pelo sistema WIM da BR-290, em função do peso bruto total.....	191
Figura 128: Configurações adotadas no HDM-4 para o clima local da BR-290.....	192
Figura 129: Características dos veículos no HDM-4 para a BR-290	192
Figura 130: Configuração das definições do trecho da BR-290 no software HDM-4	193
Figura 131: Configuração da geometria do trecho da BR-290 no software HDM-4	193
Figura 132: Configuração do pavimento do trecho da BR-290 no software HDM-4	194
Figura 133: Configuração das condições do trecho da BR-290 no software HDM-4.....	195
Figura 134: Parâmetros inseridos no HDM-4 referente ao grupo Outros	195
Figura 135: Configuração do tráfego motorizado do trecho da BR-290 no software HDM-4	196
Figura 136: Resultado da simulação do ATR pelo software do HDM-4 para a BR-290.....	197
Figura 137: Simulação <i>PavementME</i> para a BR-290 com coeficientes de calibração global conforme versão 2.5.5+7117.27682 e coeficientes e calibração regional igual 1	199

Figura 138: Simulação <i>PavementME</i> para a BR-290 utilizando fatores de calibração local calculados	200
Figura 139: Simulação FlexPAVE para a BR-290.....	202
Figura 140: Simulação no FlexPAVE para a BR-290 aplicando as funções de transferência de Barros (2022) e Wang et al (2020)	203
Figura 141: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da AASHTO e a carga real dos veículos (Cenário a).....	203
Figura 142: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e a carga real dos veículos (Cenário b)	204
Figura 143: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da AASHTO e todos os veículos carregados (Cenário c)	204
Figura 144: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e todos os veículos carregados (Cenário d).....	205
Figura 145: Curvas mestras de módulo dinâmico na temperatura de referência de 20°C	206
Figura 146: Curvas mestras do ângulo de fase na temperatura de referência de 20°C	207
Figura 147: Resultado do ensaio de <i>flow number</i> para a mistura da BR-040	208
Figura 148: Resultado do ensaio SSR para a mistura da BR-040	209
Figura 149: Configurações adotadas no HDM-4 para o clima local da BR-040.....	210
Figura 150: Inserção do ESALF calculado no HDM-4.....	210
Figura 151: Configuração das Definições do trecho da rodovia no software HDM-4.....	211
Figura 152: Configuração da Geometria do trecho da BR-040 no software HDM-4	211
Figura 153: Configuração do Pavimento do trecho da BR-040 no software HDM-4.....	212
Figura 154: Determinação do SNP para o trecho da BR-040	212

Figura 155: Configuração da condição do trecho da BR-040 no ano de 2019 software HDM-4	213
Figura 156: Configuração do Tráfego Motorizado do trecho da BR-040 no software HDM-4	213
Figura 157: Resultado da simulação do ATR pelo software do HDM-4 para a BR-040.....	214
Figura 158: Carga total pesada por mês na balança de Carandaí	215
Figura 159: Volume diário de veículos comerciais pesados na balança de Carandaí	215
Figura 160: Distribuição das pesagens ao longo do dia na balança de Carandaí	216
Figura 161: Classes de veículos mais comumente observadas na balança de Carandaí, conforme classificação DNIT	217
Figura 162: Classes de veículos mais comumente observadas na balança de Carandaí, conforme classificação FHWA.....	217
Figura 163: Distribuição e quantidade dos diferentes tipos de eixo observados para a balança de Carandaí.....	218
Figura 164: Espectro de cargas observado na balança de Carandaí, em função do peso bruto total	219
Figura 165: Simulação <i>PavementME</i> para a BR-040.....	220
Figura 166: Simulação <i>FlexPAVE</i> para a BR-040.....	222
Figura 167: Simulação <i>FlexPAVE</i> para a BR-040 utilizando as formulações da AASHTO e a carga real dos veículos (Cenário a).....	223
Figura 168: Simulação <i>FlexPAVE</i> para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e a carga real dos veículos (Cenário b)	223
Figura 169: Simulação <i>FlexPAVE</i> para a BR-290 utilizando as formulações da AASHTO e todos os veículos carregados (Cenário c)	224

Figura 170: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e todos os veículos carregados (Cenário d).....	224
Figura 171: Função de transferência com os dados de Barros (2022) e desta tese exceto os trechos da UFSM em uma função polinomial.....	226
Figura 172: Função de transferência com os dados de Barros (2022) e desta tese exceto os trechos da UFSM em uma função linear.....	227
Figura 173: Função de transferência com os dados de Barros (2022) e desta tese.....	228

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Limites de valores de FN do MeDiNa.....	42
Tabela 2: coeficientes de a_0 a a_4 para o modelo de previsão da densificação inicial	43
Tabela 3: coeficientes de a_0 a a_4 para o modelo de previsão da deformação estrutural	45
Tabela 4: Exemplos de ensaios para o PEMD.....	55
Tabela 5: Característica dos ensaios de deformação permanente para o PEMD.....	56
Tabela 6: Comparação entre FN mínimo para diferentes níveis de tráfego	58
Tabela 7: Número de ciclos para a sequência de ensaios.....	63
Tabela 8: Temperaturas baixas de ensaio recomendadas para cada PG.....	67
Tabela 9: Classificação do RSI conforme nível de tráfego	68
Tabela 10: Resumo dos ensaios de laboratório para previsão da deformação permanente em misturas asfálticas.....	76
Tabela 11: Distribuição granulométrica das partículas de borracha por diferentes estados norte americanos	89
Tabela 12: Resumo dos estados de tensão em estudos de simulação.....	103
Tabela 13: Comparativo de tensões para o ensaio SSR por Choi (2013) e Bastos et al. (2016)	105
Tabela 14: Análise de parâmetros do ensaio SSR	118
Tabela 15: Propriedades do ligante asfáltico AMP 60/85 do trecho experimental da BR-290	121
Tabela 16: Propriedades dos agregados	125
Tabela 17: Normativas utilizadas na determinação das propriedades dos cimentos asfálticos	125

Tabela 18: Peneiras de controle para diferentes valores de TMN.....	126
Tabela 19: Valores recomendados para os índices.....	127
Tabela 20: Faixas granulométricas SuperPAVE.....	128
Tabela 21: Requisitos de compactação SuperPAVE.....	128
Tabela 22: Requisitos volumétricos do SuperPAVE.....	129
Tabela 23: Faixa granulométrica <i>gap graded</i>	129
Tabela 24: Calibração da estufa.....	135
Tabela 25: Fatores Controláveis.....	142
Tabela 26: Propriedades do agregado granítico.....	144
Tabela 27: Dados da seleção granulométrica Bailey para a TMN 19mm e TMN 12,5mm ...	146
Tabela 28: Propriedades do CAP 50/70.....	147
Tabela 29: Propriedades do AMP 60/85.....	147
Tabela 30: Propriedades do AB8.1 e AB8.2.....	148
Tabela 31: Propriedades das misturas asfálticas na faixa contínua TMN 12,5mm.....	149
Tabela 32: Propriedades das misturas asfálticas na faixa contínua TMN 19mm.....	149
Tabela 33: Propriedades das misturas asfálticas na faixa descontínua tipo <i>gap graded</i>	149
Tabela 34: Análise de variância (ANOVA) da RT conforme o ligante asfáltico.....	151
Tabela 35: Análise de variância (ANOVA) da RT conforme a faixa granulométrica.....	151
Tabela 36: Análise de variância do MR conforme o ligante asfáltico.....	152
Tabela 37: Análise de variância do MR conforme a faixa granulométrica.....	153
Tabela 38: Análise de variância do FN conforme o ligante asfáltico.....	155

Tabela 39: Análise de variância do FN conforme a faixa granulométrica	155
Tabela 40: Classificação das misturas quanto à deformação permanente conforme autores brasileiros	157
Tabela 41: Base de resultados do parâmetro AG e FN de Faccin (2018), Bastos (2016), Barros (2022) e desta tese	161
Tabela 42: Classificação das misturas quanto á deformação permanente de acordo com os valores de RSI.....	170
Tabela 43: Percentual de recuperação da deformação plástica para as temperaturas alta e baixa e os tempos de repouso de 30 segundos, 1 minuto e 5 minutos	172
Tabela 44: Valores de RSI para amostras analisadas no estudo do processo de serragem	178
Tabela 45: Tensões propostas pela AASHTO TP 134 e por Bastos (2016).....	178
Tabela 46: Valores de RSI para amostras analisadas no estudo da alteração da tensão confinante	180
Tabela 47: Valores de RSI para amostras analisadas no estudo da alteração da drenagem ...	182
Tabela 48: Propriedades do agregado basáltico	184
Tabela 49: Ligante AMP 60/85 para a BR-290.....	185
Tabela 50: Resumo da estrutura adotada no <i>PavementME</i>	199
Tabela 51 : Fatores de calibração utilizados para ATR.....	200
Tabela 52: Resumo da estrutura adotada no FlexPAVE para a BR-290.....	201
Tabela 53: ESAL para a BR-290 para os fatores veiculares da AASHTO e USACE e a carga real e a todos os veículos carregados.....	203
Tabela 54: Propriedades do agregado gnaisse.....	206
Tabela 55: Valores da série de prony para a mistura da BR-040	207
Tabela 56: Resumo da estrutura adotada no <i>PavementME</i>	220

Tabela 57: Resumo da estrutura adotada no FlexPAVE para a BR-040.....	221
Tabela 58: ESAL para a BR-040 para os fatores veiculares da AASHTO e USACE e a carga real e a todos os veículos carregados.....	222

Lista de abreviaturas

AADT - *Annual average daily traffic*

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AB – Asfalto com borracha de pneus inservíveis

ABCR - Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

AG – Agregado graúdo

ALF - *Axle Load Factor*

AMP – Asfalto modificado por polímero

AMPT - *Asphalt Mixture Performance Test*

ANOVA - Análise de variância

ANP - Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

ANTT - Agência Nacional de Transportes Terrestres

APA - *Asphalt Pavement Analyzer*

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

ATR – Afundamento na trilha de roda

BGS – Brita graduada simples

BR – Rodovia brasileira

CA – Concreto asfáltico

CALTRANS - *California Department of Transportation*

CAP – Cimento asfáltico de petróleo

CBUQ – Concreto betuminoso usinado a quente

CCR - Grupo CCR, antiga Companhia de Concessões Rodoviárias

CE –Ceará

CENPES - Centro de Pesquisas Leopoldo Américo Miguez de Mello

CGS - Compactador giratório SuperPAVE

COPPE - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia

CP – Corpo de prova

DAER - Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S/A

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DOT - Department of Transportation

EDD - Eixo duplo direcional

EICM - *Enhanced Integrated Climatic Model*

ELANES - Número de faixas

EN - *European standard*

ERS – Rodovia do estado do Rio Grande do Sul

ESAL – Número equivalente de eixos simples

ESALF - *Equivalent Standard Axle Load Factor*

ESRD - Eixo simples de rodas duplas

ESRS - Eixos simples de rodas simples

ETD – Eixo tandem duplo

ETT – Eixo tandem triplo

EUA - Estados Unidos

F_{Ac} - *Fine aggregate coarse ratio*

F_{AD} - *Frações de agregados dominantes*

F_{Af} - *Fine aggregate fine ratio*

FHWA - *Federal Highway Administration*

FN – *flow number*

HDM - *Highway Development and Management*

HIMA - Asfalto Altamente Modificado

HMA – *Hot mix asphalt*

HWT - *Hamburg Wheel Test*

IFCE – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará

INMET - Instituto Nacional de Meteorologia

iRLPD - *Incremental Repeated-load Permanent Deformation Test*

JULEA - *Jacob Uzan Layered Elastic Analysis*

KEC - *Korean Expressway Corporation*

LAPAV – Laboratório de pavimentação da UFRGS

LCPC - *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LEVCD - *Layered ViscoElastic Analysis for Critical Distresses*

LVDT - Transdutor de deslocamento variável linear

ME – Método de ensaio

MeDiNa – Método de dimensionamento nacional

MEPDG - *Mechanistic-Empirical Pavement Design*

MERRA - *Modern-Era Retrospective analysis for Research and Applications*

MESAL – Um milhão do número equivalente de eixos simples

MG – Minas Gerais

MIT – *Manitoba Institute of Transportation*

MnRoad - *Minnesota's Cold Weather Pavement Testing Facility*

MR - Módulo de resiliência

MSR - *Minimum Strain Rate*

MSS - *Multiple Stress Sweep*

N – Número de repetições do eixo padrão

NASA - Agência Espacial Norte Americana

NBR - Norma Brasileira

NCAT - *National Center of Asphalt Technology*

NCHRP - *National Cooperative Highway Research Program*

NCSU - *North Carolina State University*

PBT – Peso bruto total

PCS - *Primary control sieve*

PEMD - *Performance Engineered Mixture Design*

PG - Grau de performance do ligante asfáltico

R² - Coeficiente de determinação

RDT - Recurso para Desenvolvimento Tecnológico

RRT - Resistência retida a tração

RS – Rio Grande do Sul

RSI - *Rutting Strain Index*

RT - Resistência à tração por compressão diametral

RTFOT - *Rolling Thin-Film Oven Test*

SB - Seixo após Britagem

SCS - Secondary control sieve

SMA - *Stone Matrix Asphalt*

SNB - Seixo Não-Britado

SNP - *Adjusted structural number of the pavement*

SP – São Paulo

SSR - *Stress Sweep Rutting*

TA – Temperatura alta

TB – Temperatura baixa

TCS - *Tertiary control sieve*

TED - Termo de Execução Descentralizada

TI – Temperatura intermediária

TLA - *Trinidad Lake Asphalt*

TLAFLEX - Cimento asfáltico de petróleo por polímero tipo SBS e TLA

TMN – Tamanho máximo nominal

TNM – *TNM Engineering consulting and management*

TRLPD - *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation*

TSS - *Triaxial Stress Sweep*

UA – Unidade de amostragem

UCPRC - *University of California Pavement Research Center*

UFC - Universidade Federal do Ceará

UFG - Universidade Federal de Goiás

UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro

UFMS - Universidade Federal de Santa Maria

USACE - *U.S. Army Corps of Engineers*

VDM - volume médio diário

VMA - vazios do agregado mineral

WIM - *Weigh-in-Motion*

WLF - William, Landel e Ferry

WTT - *Wheel Tracking Test*

1. INTRODUÇÃO

A deformação permanente em pavimentos é um dos defeitos mais recorrentes encontrados nas rodovias brasileiras. Este defeito pode estar associado a camada composta de mistura asfáltica, bem como, as camadas inferiores do pavimento, ocasionado principalmente por densificação e ruptura ao cisalhamento. Este defeito ocasiona uma degradação acelerada do pavimento, redução do conforto do usuário da rodovia e maiores riscos de acidentes, principalmente de aquaplanagem originada pelo acúmulo de água nas trilhas de rodas.

Estas deformações, na camada de revestimento, estão associadas principalmente ao comportamento viscoplástico das misturas asfálticas em altas temperaturas. Tal efeito pode ser verificado na Figura 1 através da aplicação de uma carga estática, também conhecido como *creep compliance*. Inicialmente nota-se a resposta elástica instantânea do material ao carregamento, seguida de um aumento nas deformações devido ao seu comportamento viscoso. No momento em que a tensão é removida se vê a resposta elástica, pela recuperação instantânea da deformação, acompanhada de uma recuperação elástica prolongada. A parcela da deformação que não se recupera é conhecida como deformação plástica ou deformação permanente.

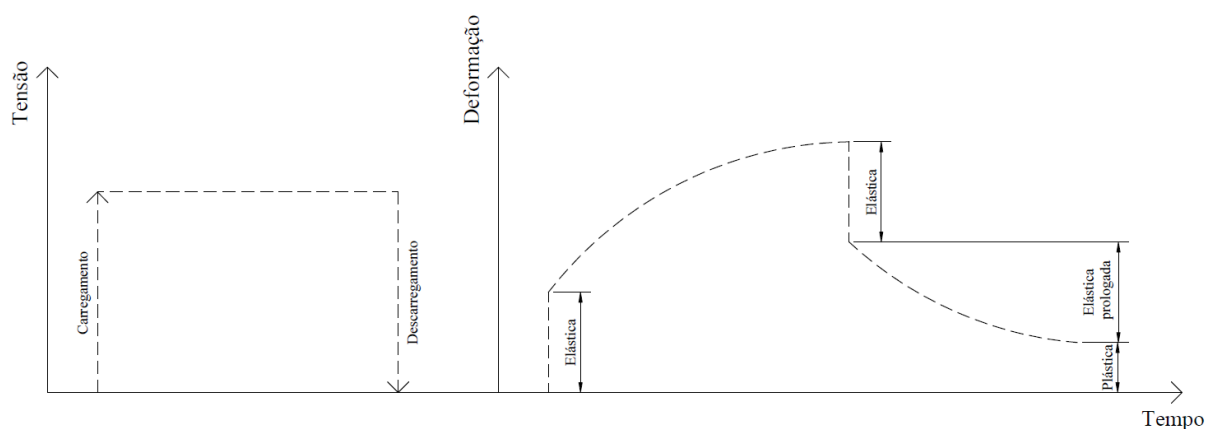


Figura 1: Deformação aplicada a carregamento estático

Já o carregamento encontrado quando um veículo em movimento passa em dado ponto se assemelha ao tipo dinâmico, como encontrado na Figura 2. Neste caso encontram-se as mesmas fases do que o carregamento estático: a resposta elástica instantânea, a viscosidade na translação em relação ao tempo na deformação, bem como, na recuperação da deformação ao final do carregamento. Da mesma forma, constata-se que uma parcela das deformações se mantem.

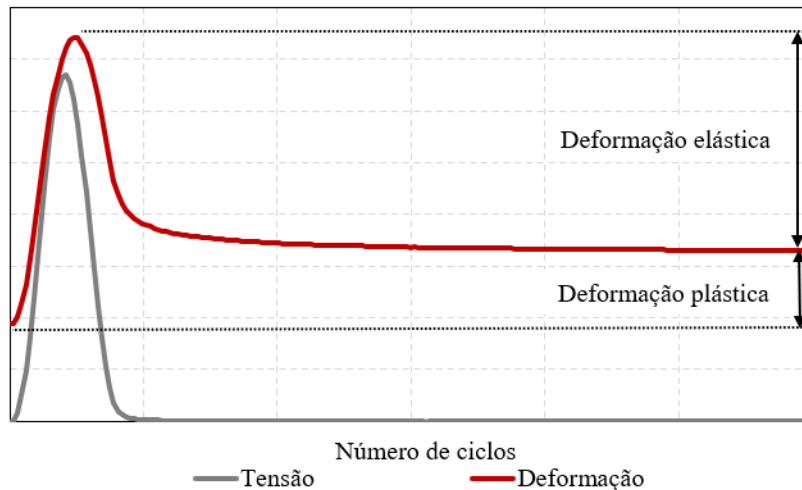


Figura 2: Resposta da deformação devido ao carregamento dinâmico

Em um grande número de ciclos é possível observar que a deformação permanente possui um padrão nas misturas asfálticas, que é possível explicar dividindo o mesmo em 3 fases. A fase primária representa o crescimento das deformações devido a alteração do volume de vazios da mistura asfáltica, provocando uma densificação no material. A fase secundária relaciona-se a uma pequena taxa de deformação constante, ainda associada a pequenas variações volumétricas. Já a fase terciária trata-se do aumento da taxa de deformação principalmente causada pelas deformações cisalhantes (NBR 16505/2016; DNIT 184/2018-ME; Barros, 2022; Borges, 2014).

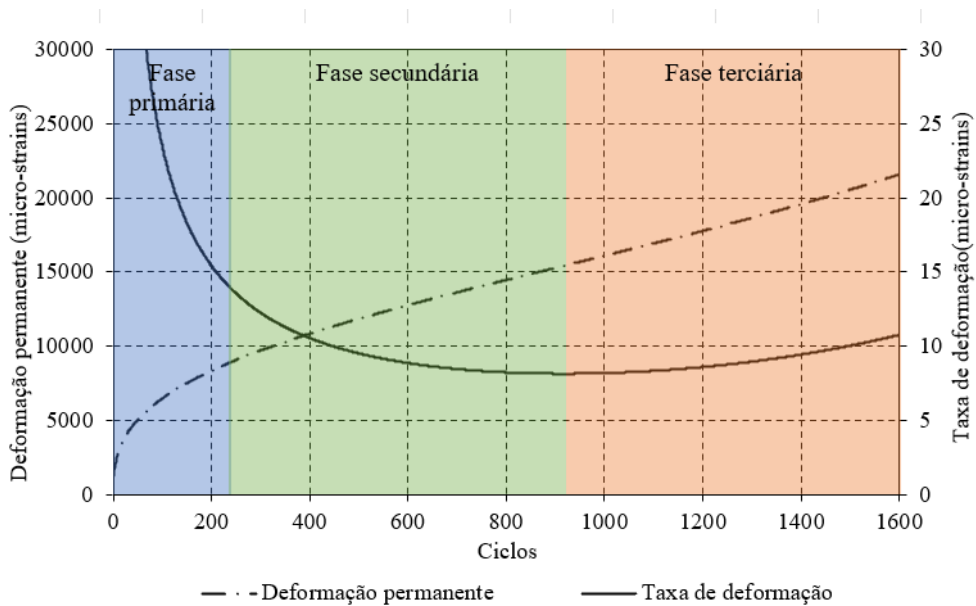


Figura 3: Relação entre a deformação permanente acumulada, taxa de deformação e número de ciclos.

A AASHTO (2015) associa as deformações viscoplásticas principalmente as características termo sensível do ligante asfáltico, que apresenta menor rigidez em maiores temperaturas, assim como maior dano do material ocasionado pela aplicação de carga na passagem de veículos também vinculada aos tempos de carregamentos que estão expostos.

Ainda que referências clássicas, como a *Federal Highway Administration* (FHWA, 2002) creditem 80% do afundamento da trilha de roda aos agregados, parâmetros relacionados aos ligantes asfálticos tem demonstrado boas correlações com a deformação permanente (Bastos, 2016; Bordin, 2020; Barros et al, 2022; Vale, 2020). Dentro da literatura nacional é possível encontrar trabalhos que apontam que o uso de ligantes modificados contribuem para um melhor desempenho das misturas quanto à deformação permanente (Cavalcanti, 2010; Onofre, 2012; Barros et al., 2015; Bastos, 2016; Faccin, 2018).

Outros autores (Medina e Motta, 2015; Moura 2010) indicam outros fatores que podem influenciar no potencial a deformação permanente, como: a variação do teor ótimo de ligante asfáltico, a dosagem da mistura asfáltica, variações na matriz pétreia e a adesividade entre ligante e agregado.

Para caracterização da deformação permanente em laboratório podem ser utilizados ensaios fundamentais ou de simulação. Os ensaios fundamentais apresentam correlações em laboratório para determinar melhoras nas características da mistura com relação à deformação permanente, sendo eles: ensaio de *creep* estático ou dinâmico, ensaio uniaxial de carga repetida (*flow number*), teste de deformação permanente por carga repetida incremental (*Incremental Repeated-load Permanent Deformation Test*), ensaio triaxial de varredura de tensões (*Triaxial Stress Sweep*) e, mais atualmente, o SSR (*Stress Sweep Rutting*), que em tradução literal é denominado varredura de deformação permanente. Já os ensaios de simulação, em geral, utilizam simuladores de tráfego em laboratório, como o simulador francês desenvolvido pelo LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), o simulador norte americano conhecido como APA (*Asphalt Pavement Analyzer*) e o HWT (*Hamburg Wheel Test*). Por último pode-se destacar os simulares de verdadeira grandeza que possuem o objetivo de simular todas as camadas do pavimento para uma condição climática em específico.

Com os avanços nos programas de concessões no Brasil, cada vez mais tem se tornado imprescindível a determinação da vida útil do pavimento. Com relação aos modelos que caracterização o afundamento na trilha, vemos ainda na prática brasileira a utilização do modelo

empírico-estatístico do software HDM-4 (*Highway Development and Management*). O mesmo foi desenvolvido pelo Banco Mundial e já vem sendo utilizado há mais de duas décadas. Pelo fato de ser um modelo empírico, ele não leva em consideração as propriedades da mistura asfáltica, mas é calibrado de acordo com o comportamento do pavimento frente à ação dos agentes externos (ANTT, 2019).

Já a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) no ano de 2002 lançou o método mecanístico-empírico para dimensionamento de pavimentos, e ele vem sendo utilizado atualmente, sendo então representativo do estado da prática dos Estados Unidos. O método está englobado no software *Pavement ME Design* e é utilizado para o projeto e análise de estruturas de pavimento novas e reabilitadas nos Estados Unidos. Nesta ferramenta encontra-se também um modelo de previsão de análise do afundamento da trilha de roda gerada no pavimento considerando as respostas viscoelásticas da mistura asfáltica e 3 fatores de calibração laboratório-campo (AASHTO, 2015).

Por sua vez, a academia norte americana, principalmente a *North Carolina State University*, atualmente tem realizado aprimoramentos para obtenção da modelagem da deformação permanente de misturas asfálticas através de ensaios triaxiais de varredura de tensões, tanto no protocolo TSS, quanto no SSR (Choi e Kim, 2013a; Choi e Kim, 2013b; Choi, 2013; Lacroix e Kim, 2014 e Kim e Kim, 2017b). Com os resultados desse ensaio é possível realizar a calibração do modelo conhecido como *Shift Model* desenvolvido por Choi (2013). Este modelo utiliza considera o material em análise visco-plástico e aplica os princípios de sobreposição tempo-temperatura e tempo-amplitude para descrever tal comportamento. Pesquisadores brasileiros (Barros, 2022; Barros, et al., 2022; Barros, Nascimento e Aragão, 2022; Vale, 2020; Bastos, 2016; Bastos et al, 2015) tem se aproximado do estado da arte utilizando o ensaio triaxial de carga repetida para determinar a deformação permanente em misturas asfálticas brasileiras.

Atualmente a prática brasileira não prevê a utilização de parâmetros de controle de deformação permanente de misturas asfálticas. O desenvolvimento do novo método de dimensionamento brasileiro vem sendo realizado pelos esforços da Rede Temática de Asfalto liderada pelos recursos da Petrobras e já foi lançado pelo DNIT. Dentro desta nova metodologia está prevista a utilização do ensaio uniaxial de carga repetida para controle de dosagem da mistura asfáltica e já está normatizado pela ABNT NBR 16505/2016 e DNIT 184/2018 - ME.

O problema encontra-se no fato de que o *flow number* apenas classifica a mistura asfáltica em um nível de tráfego e considera o seu comportamento em uma condição de ensaio severa, principalmente nos âmbitos da temperatura e confinamento. Um novo candidato a parâmetro de análise do comportamento das misturas asfálticas a deformação foi proposta por Ghanbari, Underwood e Kim (2020) e é conhecido como RSI (em inglês, *Rutting Index Parameter*). O RSI integra os resultados dos ensaios SSR com simulações estruturais que utilizam informações do clima local para auxiliar na seleção dos materiais e composições das misturas asfálticas projetadas.

1.1. PROBLEMA DA PESQUISA

Tendo em vista a relevância da modelagem da deformação permanente no dimensionamento de pavimentos, esta tese propõe realizar um estudo da modelagem desse comportamento de forma a melhorar as previsões desta patologia e que também possa servir de subsídio para novos projetos rodoviários. Mais especificamente este trabalho irá se debruçar sobre promover o avanço do estudo do SSR para implantação do *shift model* como modelo mecanicista para prever o avanço de deformação permanente em pavimentos flexíveis.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é contribuir para a compreensão e modelagem do comportamento à deformação permanente de misturas asfálticas brasileiras por meio da investigação de ensaios laboratoriais e dados de campo. Considerando um panorama nacional de ensaios laboratoriais o ensaio de *flow number* é o principal candidato para ser utilizado no novo método de dimensionamento brasileiro, por isso, seria o ensaio que representaria o estado da prática atual. Já no estado da arte podemos considerar o ensaio triaxial de varredura de tensão no modelo SSR, que permite a obtenção de dados que modelam o comportamento da mistura asfáltica considerando variações tensão desvio, temperatura e tempo de carregamento através da função viscoplástica (*Shift Model*). Ainda devemos destacar o ensaio de módulo dinâmico que permite a utilização do modelo mecanístico-empírico proposto pela AASHTO (2015).

1.2.1. Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- a) Implantar o ensaio de SSR no Laboratório de Pavimentação da UFRGS, através do desenvolvimento de uma câmara triaxial que se adapte a câmara de temperatura e aplicadores da carga da MTS 810 em conjunto com rotinas computacionais no equipamento que possibilite a realização do ensaio de triaxial de varredura de tensões com medição de deformação “*on-sample*” através de extensômetros e do deslocamento do atuador;
- b) Calibrar o *Shift Model* através de ensaios laboratoriais triaxial de varredura de tensões criando um banco de resultados com misturas asfálticas usuais no Brasil para serem utilizadas como ferramentas de previsão de desempenho para dimensionamento de novos pavimentos;
- c) Contribuir para a normativa brasileira do ensaio de SSR analisando variações na metodologia de ensaios brasileira e americana, bem como, na especificação do equipamento.
- d) Realizar a comparação entre a capacidade de previsão do ATR através dos modelos do HDM-4, *PavementME* e *FlexPAVE* através do estudo de duas misturas asfálticas aplicadas em campo com monitoramento do afundamento de trilha de roda
- e) Através da previsão do ATR pela combinação do SSR, *Shift Model* e *FlexPAVE* auxiliar na verificação e recalibração da função de transferência brasileira proposta por Barros (2022);
- f) Colaborar com os estudos relacionados aos ensaios de *flow number* com relação às variações das características dos agregados e ligantes asfálticos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 1 do presente trabalho foi apresentada uma breve introdução à pesquisa, partindo da posição global do tema para a justificativa de estudo, procurando abordar sua relevância. Foram discriminados também os objetivos gerais e específicos da pesquisa.

A revisão bibliográfica necessária para a realização da pesquisa está disponibilizada no capítulo 2 que está dividido conforme os assuntos centrais: modelos de deformação permanente, análise laboratorial de deformação permanente de misturas asfálticas brasileiras e estudos sobre asfalto

borracha focados na deformabilidade da mistura asfáltica. Desta forma, objetiva-se compreender as experiências e especificações técnicas nacionais e internacionais.

O capítulo 3 apresenta o projeto desenvolvido para a câmara triaxial, considerando os limitadores e os objetivos para com o equipamento.

Os métodos e materiais empregados na pesquisa estão disponibilizados no capítulo 4. Além disso, estão descritas neste capítulo as misturas que estão sendo trabalhadas na tese. São especificadas as diferentes variáveis analisadas, bem como, os métodos aplicados na realização dos ensaios.

O capítulo 5 descreve os resultados obtidos para a matriz experimental proposta e a análise desses resultados. No capítulo seguinte, de número 6, encontra-se a discussão dos resultados da análise paramétrica do ensaio de SSR. E no último capítulo de resultados, numerado como 7, é possível encontrar as simulações de dois trechos experimentais, utilizando 3 modelos para deformação permanente, e ainda a contribuição feita para a função de transferência preliminar utilizando os resultados das simulações no FlexPAVE e os dados de campo.

O capítulo 8 realiza o fechamento das discussões dessa tese com a apresentação das conclusões. Ainda são apresentadas as referências bibliográficas e na sequência os apêndices.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os itens a seguir apresentam a revisão bibliográfica dentro dos parâmetros relevantes para o estudo de deformações permanentes. Para tanto, são utilizadas bibliografias nacionais e internacionais que tragam informações relevantes para a análise.

2.1. MODELOS DE PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os primeiros modelos de previsão da deformação permanente encontrados na literatura tinham como base o empirismo. Conforme Veiga (2013) os principais modelos eram o modelo brasileiro de Paterson (1987), o modelo presente no software PAVENET-R de Fwa et al. (1996), o modelo previsto pelo projeto europeu PARIS (1999) e o mais conhecido atualmente *Highway Development and Management system* versão 4 (HDM-4).

Atualmente o novo método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos brasileiro que utiliza o software MeDiNa não leva em consideração a deformação permanente proveniente da camada de revestimento, somente da contribuição das camadas inferiores granulares ou de solos. A metodologia brasileira restringe os problemas de deformação permanente a dosagem da mistura asfáltica, para tanto, definindo um valor de *flow number* a ser obtido como critério de avaliação conforme Tabela 1 proveniente do Guia para utilização do método mecanístico-empírico de Franco e Motta (2020).

Tabela 1: Limites de valores de FN do MeDiNa

Classe	Flow number (FN)	N recomendado Condições Normais	N recomendado Condições severas
1	FN \geq 100 ciclos	N < 10 ⁶	Não recomendado
2	100 ciclos \leq FN \leq 300 ciclos	10 ⁶ \leq N \leq 10 ⁷	N < 10 ⁶
3	300 ciclos \leq FN \leq 750 ciclos	10 ⁷ \leq N \leq 10 ⁸	10 ⁶ \leq N \leq 10 ⁷
4	750 ciclos \leq FN \leq 2000 ciclos	N \geq 10 ⁸	10 ⁷ \leq N \leq 10 ⁸
5	FN \geq 2000 ciclos	-	N \geq 10 ⁸

NOTA 1: As condições de tráfego da via Normais são aquelas quando se tem velocidades acima de 60km/h, via sem intersecções, sem terceira faixa e/ou temperatura máxima do revestimento asfáltico moderada. Por outro lado, as condições Severas implicam em tráfego lento (velocidade menor do que 60km/h), intersecções, terceira faixa, praças de pedágio, tráfego canalizado, paradas de ônibus e/ou temperatura máxima do revestimento elevada. Considera-se a temperatura máxima moderada do revestimento asfáltico quando a temperatura máxima média de sete dias consecutivos, a 20mm de profundidade, determinada conforme norma AASHTO M 323 – *Superpave Volumetric Mix Design*, for igual ou superior a 64°C. Quando a mesma temperatura máxima média for superior a 64°C, então considera-se elevada.

NOTA 2: Valores intermediários serão interpolados

FONTE: Franco e Motta (2020)

2.1.1. Modelo estatístico-empírico

Os modelos estatísticos-empíricos preveem um dado valor baseado em uma função matemática a partir de dados observados, ou do parâmetro de deterioração mensurado. Estes modelos não podem ser aplicados fora das condições as quais foram previstos, senão, podem retornar valores que não retratem a realidade.

O HDM-4 é uma ferramenta desenvolvida pelo Banco Mundial e utilizada em mais de 40 países que utiliza modelos estatístico-empíricos. O HDM (*Highway Development and Management model*) é uma ferramenta projetada para apoiar a tomada de decisões relacionadas principalmente à gestão da conservação e à reabilitação de pavimentos de redes viárias, em aplicações dirigidas ao planejamento estratégico, a programação de atividades de intervenção e a avaliação econômica de planos e políticas de conservação (TMN, 2017).

2.1.1.1. Highway Development and Management System versão 4 (HDM-4)

O modelo de previsão de deformação permanente do HDM-4 é baseado em quatro principais componentes, sendo eles: a densificação inicial das camadas, a deformação estrutural, a deformação plástica e o desgaste gerado por pneus com pinos metálicos cravejados próprios para o uso na neve.

Dentro do modelo a densificação inicial depende do grau de compactação da base, sub-base e demais subcamadas que possa haver na construção, sendo estes parâmetros representados pela variável de compactação relativa, de sigla COMP. A densificação inicial é aplicada para na análise de novas construções e restaurações que envolvam a reconstrução da camada de base no seu primeiro ano depois da construção apenas (MOROSIUK; RILEY; ODOKI; 2014). O modelo para a densificação inicial está descrito na Equação 1.

$$RDO = K_{rid} [a_0 (YE4 \cdot 10^6)^{(a_1 + a_2 DEF)} SNP^{a_3} COMP^{a_4}] \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

RDO = afundamento devido a densificação inicial em mm

YE4 = número de eixos simples equivalentes anuais em milhões/faixa

DEF = média anual da deflexão medida na viga Benkelmann em mm

SNP = média anual do número estrutural ajustado do pavimento

COMP = compactação relativa em porcentual

K_{rid} = fator de calibração para a densificação inicial

Os coeficientes de a_0 a a_4 para o modelo de previsão do afundamento do pavimento de densificação inicial para os pavimentos de concreto asfáltico estão discriminados na Tabela 2.

Tabela 2: coeficientes de a_0 a a_4 para o modelo de previsão da densificação inicial

Tipo de base	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Granular, asfáltica e estabilizada	51740	0,09	0,0384	-0,502	-2,3
Concreto asfáltico	0	0	0	0	0

FONTE: Adaptado de MOROSIUK; RILEY; ODOKI; 2014.

O modelo de deformação estrutural assume que o afundamento na trilha de roda é uma função linear até o momento em que se inicia o trincamento, sendo a deformação a partir desse ponto crescente em uma taxa mais acelerada, conforme demonstrado na Figura 4. Portanto, a deformação estrutural é dada pela Equação 2 antes de ocorrer o trincamento e pela Equação 3 após o trincamento. A Equação 4 e Equação 5 apresentam a formulação do incremento anual de deformação antes e após aos trincamento, respectivamente. A Tabela 3 apresenta os

parâmetros de ajuste dos modelos de previsão do afundamento de na trilha de roda causada pela deformação estrutural.

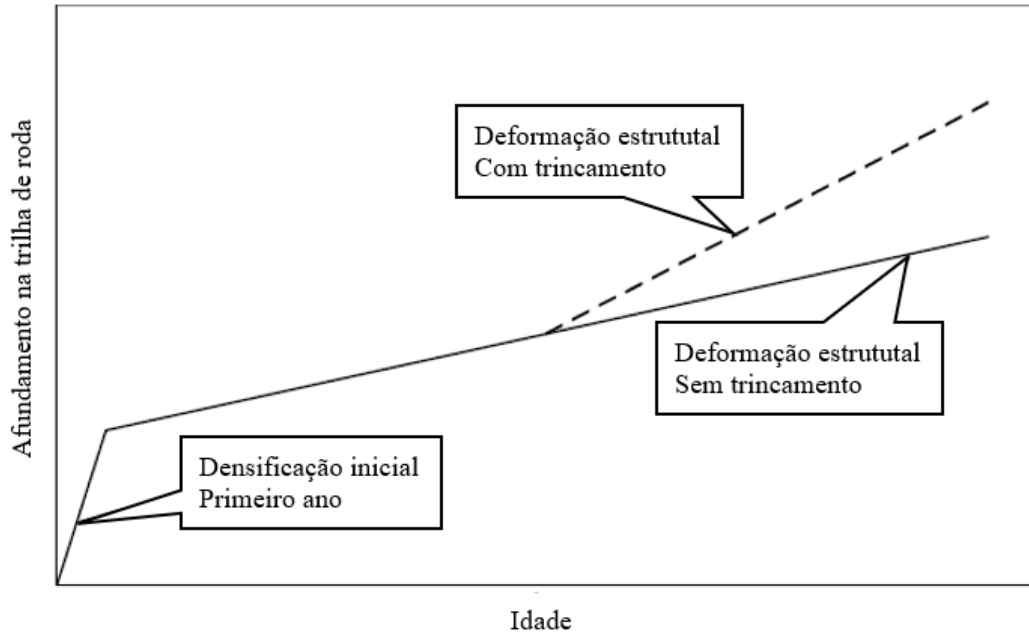


Figura 4: Evolução do afundamento da trilha de roda conforme modelo do HDM-4 para a densificação inicial e a deformação estrutural

FONTE: Adaptado de MOROSIUK; RILEY; ODOKI; 2014

$$\Delta RDST_{UC} = K_{rst}(a_0 SNP^{a_1} YE4^{a_2} COMP^{a_3}) \quad \text{Equação 2}$$

$$\Delta RDST_{CKR} = K_{rst}(a_0 SNP^{a_1} YE4^{a_2} MMP^{a_3} ACX_a^{a_4}) \quad \text{Equação 3}$$

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{UC} \quad \text{Equação 4}$$

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{UC} + \Delta RDST_{CKR} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$\Delta RDST$ = aumento incremental da deformação estrutural total por ano de análise em mm

$\Delta RDST_{UC}$ = aumento incremental da deformação estrutural sem trincamento por ano de análise em mm

$\Delta RDSTCRK$ = aumento incremental da deformação estrutural com trincamento por ano de análise em mm

MMP = média mensal de precipitação em mm/mês

ACXa = índice de área de trincamento no início do ano de análise em porcentual

K_{rst} = fator de calibração da deformação estrutural

Tabela 3: coeficientes de a_0 a a_4 para o modelo de previsão da deformação estrutural

Condição	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Sem trincamento	44950	-1,14	0,11	-2,3	-
Com trincamento	0,0000248	-0,84	0,14	1,07	1,11

FONTE: Adaptado de MOROSIUK; RILEY; ODOKI; 2014.

O modelo para deformação plástica do HDM-4 inclui o indicador de defeito de construção (CDS), para identificar a se o revestimento é propenso a deformação plástica. O CDS é um fator que indica a relação entre o teor de ligante e a rigidez com a especificação da mistura, sendo utilizada como um indicador do potencial da mistura ao trincamento, desgaste e a deformação plástica. A Equação 6 apresenta o modelo para previsão da deformação plástica em pavimentos com revestimento em mistura asfáltica.

$$\Delta RDPD = K_{rpd} 0,3 CDS^{3,27} YE4 Sh^{-0,78} HS^{0,71} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

$\Delta RDPD$ = acréscimo incremental na deformação plástica no ano de análise em mm

CDS = indicador de defeito de construção para revestimentos em misturas asfálticas

YE4 = número de eixos simples equivalentes anuais em milhões/faixa

HS = espessura total do revestimento asfáltico em mm

K_{rpd} = fator de calibração para a deformação plástica

Há ainda uma quarta parcela de deformação permanente a ser considerada em regiões onde ocorre neve e seus veículos utilizam pneus com pinos metálicos cravejados (em inglês, *studded tyres*) e correntes nas rodas para a neve. Esta não é uma realidade brasileira e não será um item de análise do experimento.

Por fim, o acréscimo no afundamento da trilha de roda para o primeiro ano de análise é determinado pela Equação 7, e para os anos seguintes pela Equação 8. O HDM-4 considera como limite para o afundamento na trilha de roda um valor igual a 100mm.

$$\Delta RDM = RDO + \Delta RDPD + \Delta RDW \quad \text{Equação 7}$$

$$\Delta RDM = \Delta RDST + \Delta RDPD + \Delta RDW \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

ΔRDM = acréscimo total no afundamento da trilha de roda no ano de análise em mm

RDO = afundamento devido a densificação inicial em mm

$\Delta RDST$ = aumento incremental da deformação estrutural total por ano de análise em mm

$\Delta RDPD$ = acréscimo incremental na deformação plástica no ano de análise em mm

ΔRDW = acréscimo incremental no afundamento da trilha de roda gerado de pneus com pinos metálicos cravejados próprios para o uso na neve.

Ao longo dos últimos 10 anos o DNIT tem realizado a calibração dos modelos do HDM-4 para os parâmetros de deterioração aplicados ao cenário brasileiro. Esse trabalho iniciou em conjunto com o Banco Mundial e após, foi assumido pelo DNIT a fim de definir calibrações que fossem representativas para mais de 55 mil km de rodovias ao longo do país. Para isso, 50 unidades de amostragem foram implantadas, distribuídas em cinco regiões climáticas Equatorial, Tropical Zona Equatorial, Tropical Nordeste Oriental, Tropical Brasil Central e Temperado, conforme demonstrado na Figura 5. Também foram categorizadas em função do tipo do pavimento e do volume de tráfego atuante (TA – tráfego alto; TM – tráfego médio e TB – tráfego baixo) (BECKERT, 2020). Os coeficientes de calibração definidos dentro desse estudo encontram-se no Apêndice 1.

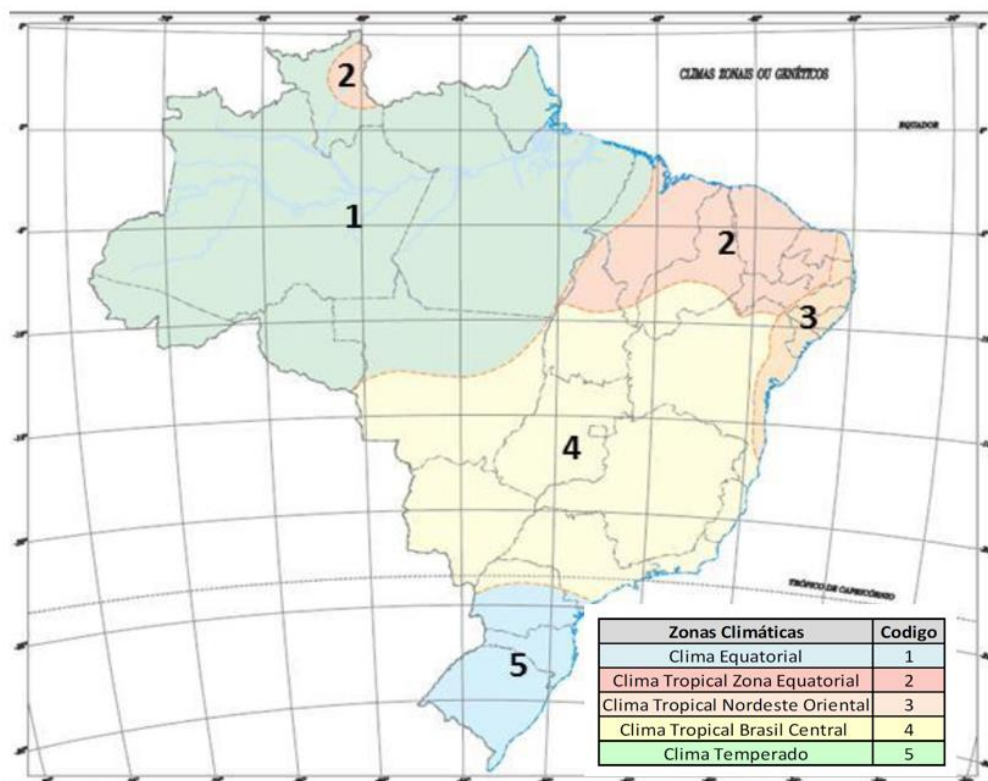


Figura 5: Mapa de distribuição das regiões climáticas para os fatores de calibração do HDM-4

FONTE: TNM (2017)

2.1.2. Modelos mecânicos-empíricos

Os modelos mecânicos são baseados no conhecimento do estado de tensões e deformações no pavimento, obtidos por teorias fundamentais que regem seu comportamento. Usualmente requerem uma grande quantidade de dados de entrada que sejam confiáveis para a realização da análise.

Se tratando de modelos empíricos-mecânicos, a mecânica dos pavimentos não consegue descrever em totalidade o seu comportamento, por isso, utiliza-se um ajuste, em geral estatístico, que aproxima os dados da simulação mecanicista com os obtidos em campo. Este ajuste empírico de maneira geral está atrelado aos fatores de calibração local ou a uma função de transferência.

2.1.2.1. Mechanistic-Empirical Pavement Design (Pavement-ME)

O *Mechanistic-Empirical Pavement Design* (MEPDG) considera a deformação permanente no revestimento, nas camadas intermediárias e no subleito. O mesmo calcula a deformação

permanente utilizando a deformação plástica vertical em uma condição específica do pavimento para um número particular de ciclos de aplicação de cargas de caminhões. As condições variam mês a mês, portanto é necessário utilizar uma abordagem conhecida como “*strain hardening*” para incorporar as deformações plásticas verticais de cada mês com as acumuladas pelo sistema.

A taxa de deformação plástica é mensurada em laboratório através do ensaio triaxial de carga repetida para a mistura asfáltica ou conforme a equação de regressão do *creep compliance* da Equação 9, Equação 10 e Equação 11. Ao modelo utilizado para previsão da deformação permanente em misturas asfálticas são adicionadas calibrações de campo e é considerado o efeito do confinamento na mistura asfáltica segundo as equações: Equação 12, Equação 13, Equação 14 e Equação 15. Os parâmetros de calibração global foram determinados utilizando os dados de viscosidade provenientes do ensaio de módulo dinâmico conforme NCHRP 1-37^a (AASHTO, 2015).

$$D(t) = D_1 * t^m \quad \text{Equação 9}$$

$$\log(D_1) = -8,524 + 0,01306 * T + 0,7957(V_a) + 2,0103 * \log 10(VFA) - 1,923 * \log 10(A) \quad \text{Equação 10}$$

$$m = 1,1628 - 0,00185 * T - 0,04596 * V_a - 0,01126 * VFA + 0,00247 * Pen_{77} + 0,001683 * T * Pen_{77}^{0,4605} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

t = tempo em meses;

T = temperatura na qual o *creep compliance* foi executado;

V_a = volume de vazios na mistura asfáltica na construção em %;

VFA = vazios preenchidos por asfalto na construção em %;

Pen₇₇ = penetração do ligante asfáltico a 77°F (25°C), mm/10;

$$\Delta_p (HMA) = \varepsilon_p h = \beta_1 k_z \varepsilon_r 10^{k_{1r}} N^{k_{2r}} \beta_{2r} T^{k_{3r}} \beta_{3r} \quad \text{Equação 12}$$

$$k_z = (C_1 + C_2 D) 0,328196^D \quad \text{Equação 13}$$

$$C_1 = -0,1039H^2 + 2,4868H - 17,342 \quad \text{Equação 14}$$

$$C_2 = 0,0172H^2 - 1,7331H + 27,428 \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

D = profundidade a partir do topo em polegadas;

h = altura total do revestimento em polegadas;

$\Delta_{p(HMA)}$ = deformação permanente acumulada na camada de revestimento;

ϵ_p = Deformação total plástica axial na camada de revestimento;

ϵ_r = Deformação resiliente calculada pelo modelo estrutural no centro da camada de revestimento;

h = Altura da camada do revestimento;

k_{1r}, k_{2r}, k_{3r} = Parâmetros de calibração global ($k_{1r} = -3,35412$; $k_{2r} = 0,4791$; $k_{3r} = 1,5606$);

$\beta_{1r}, \beta_{2r}, \beta_{3r}$ = Constantes de calibração local ou de misturas de campo; se for utilizada a calibração global as constantes são iguais a 1.

A temperatura no pavimento é determinada pelos dados compostos pelo modelo integrado climático (em inglês *Enhanced Integrated Climatic Model*, EICM), considerando a variação do módulo ou rigidez da camada de revestimento com as alterações de temperatura e umidade a cada hora. Já para os cálculos de deformação resiliente são utilizados os valores de módulo previstos no ensaio de módulo dinâmico e através das soluções da teoria da elasticidade previstas no programa *Jacob Uzan Layered Elastic Analysis* (JULEA) (AASHTO, 2015).

A calibração global apresentada no Guia de 2015 utilizou como parâmetro um banco de dados de várias rodovias distribuídas ao longo de todo o território norte-americano. A Figura 6 apresenta o comparativo entre os pontos medidos e os previstos de ATR incluindo os parâmetros de calibração global.

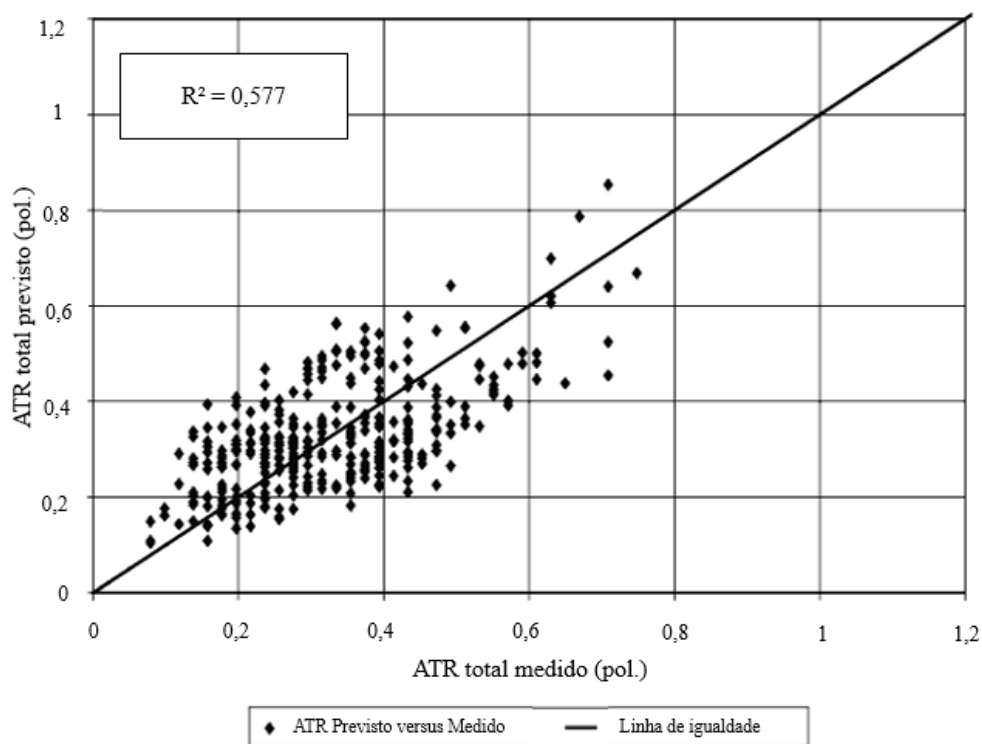


Figura 6: Comparação entre ATR medidos e previstos resultantes da calibração global

Fonte: Adaptado de AASHTO (2015)

Mallela et al. (2009) realizaram a análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada para a previsão da deformação permanente com relação ao modelo de previsão da AASHTO e concluíram que a composição do tráfego, a espessura do revestimento, a relação vazios/betume e o módulo da base são os parâmetros que mais interferem no modelo de previsão, seguidos do clima, volume de vazios da mistura asfáltica e módulo da sub-base e subleito.

Sufian (2016) realizou a calibração do modelo de deformação permanente das misturas asfálticas do estado do Kansas nos Estados Unidos. Kim et al. 2011 relata que o fator β_{1r} pode ser otimizado pela redução de erros através da ferramenta Solver da Microsoft Excel. Já, os parâmetros β_{2r} e β_{3r} não são multiplicadores diretos e devem ser otimizados com o auxílio do software *PavementME*, executando a rotina várias vezes com um grande número de fatores β_{2r} e β_{3r} , selecionado a que apresentar a menor soma dos erros quadráticos.

O estado de Ohio dos EUA, no estudo de Mallela, et al. (2009), observaram que a utilização do modelo de calibração nacional da AASHTO gerou um coeficiente de correlação de 0,64 entre o previsto e o medido em campo, sendo os afundamentos previstos sempre superiores. As seções selecionadas para a recalibração eram compostas de uma camada relativamente espessa

de concreto asfáltico, em torno de 10 a 28cm, que retém, portanto, uma parcela representativa da contribuição para a deformação permanente do pavimento. Baseado no conteúdo exposto em sua revisão bibliográfica, os autores limitaram a 51% a contribuição da camada de revestimento asfáltico para a deformação permanente total prevista.

2.1.2.2. O “Shift Model” (FlexPAVE)

Diferentemente da lei de potência considerada no modelo MEPDG, o *Shift Model* desenvolvido por Choi (2013) utiliza a plasticidade clássica considerando o material visco-plástico e os princípios de sobreposição tempo-temperatura e tempo-amplitude para descrever tal comportamento. O modelo é uma função do tempo de carregamento, tensão vertical desviadora e temperatura; tais parâmetros alteram a capacidade estrutural do revestimento asfáltico e, conseqüentemente, a deformação permanente gerada (Choi e Kim, 2013a).

O *Shift Model* é composto por uma curva mestra de deformação permanente (Equação 16) e duas funções de ajustes (em inglês, *Shift Functions*). O fator tempo-temperatura a_T é o mesmo obtido no ensaio de módulo dinâmico; o fator de ajuste do tempo de carregamento reduzido ($a_{\xi p}$, Equação 17) e o fator de ajuste da tensão vertical ($a_{\sigma v}$, Equação 18) utilizam o método de sobreposição tensão-amplitude (Kim e Kim, 2017b) abaixo equacionados.

$$\varepsilon_{vp} = \frac{\varepsilon_0 \cdot N_{red}}{(N_1 + N_{red})^\beta} \quad \text{Equação 16}$$

$$a_{\xi p} = p_1 \log \xi_p + p_2 \quad \text{Equação 17}$$

$$a_{\sigma v} = d_1 \log \left(\frac{\sigma_v}{P_a} \right) + d_2 \quad \text{Equação 18}$$

$$N_{red} = A \cdot N \left(\frac{\xi_p}{1} \right)^{p1} \left(\frac{\sigma_v}{P_a} \right)^{d1} \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

ε_{vp} = deformação viscoplástica (deformação permanente)

$\varepsilon_0, N_1, \beta$ = coeficientes do modelo incremental

N_{red} = número de ciclos do carregamento de reduzido em um dado número de ciclo de referência;

N = número de ciclos para uma certa condição de carregamento;

$a_{\xi p}$ = fator de ajuste do tempo de carregamento reduzido;

p_1, p_2 = coeficiente do fator de ajuste do tempo de carregamento reduzido;

$a_{\sigma d}$ = fator de ajuste da tensão vertical;

d_1, d_2 = coeficiente do fator de ajuste da tensão vertical;

σ_v = tensão vertical;

P_a = pressão atmosférica

$$A = 10^{p^2} \cdot 10^{d^2}$$

A sobreposição tempo-temperatura foi verificada para o comportamento de deformação permanente em misturas asfálticas mesmo com deformações viscoplásticas significativas, através do fator de redução a_T (Choi e Kim, 2013a). Esta transposição pode ser realizada através do modelo polinomial da Equação 20 e Equação 21, realizando o ajuste dos parâmetros α_1, α_2 e α_3 para realizar a translação dos pontos experimentais para uma única curva mestra (Figura 7)

$$f_R = f \times 10^{a_T} \quad \text{Equação 20}$$

$$\log(a_T) = \alpha_1 T^2 + \alpha_2 T + \alpha_3 \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

f_R = frequência reduzida

f = frequência de ensaio

T = temperatura de referência

α_1, α_2 e α_3 = parâmetros de ajuste

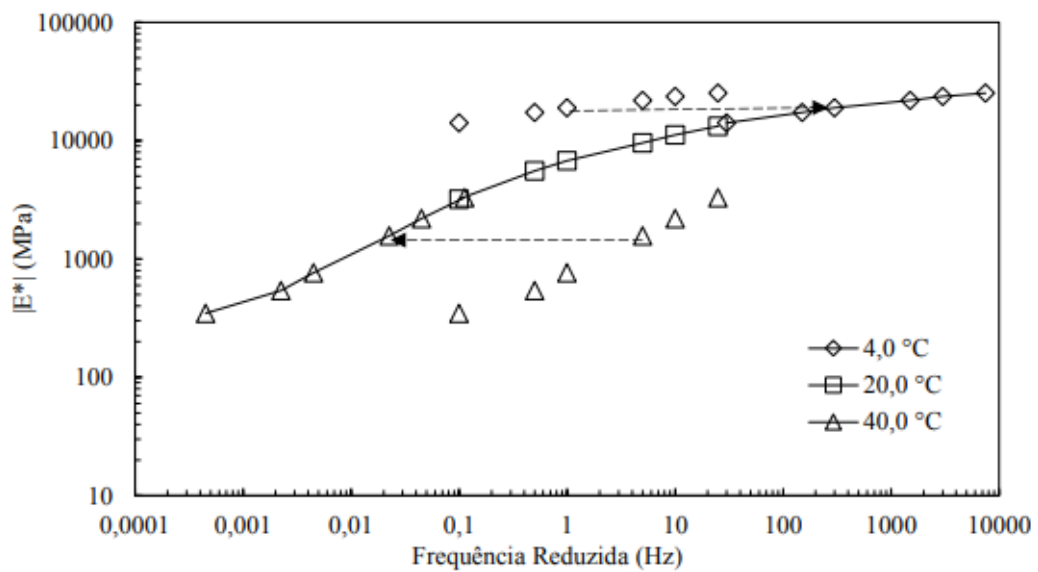


Figura 7: Exemplo de construção da curva mestra de módulo dinâmico

FONTE: DNIT 416/2019

Utilizando o mesmo conceito, o fator de ajuste do tempo de carregamento é definido como a diferença horizontal entre a curva mestra de deformação permanente e a deformação em uma dada condição em relação ao número de ciclos. No caso de diferentes tempos de carregamento, mas a mesma tensão desviadora, o fator de ajuste será o fator de ajuste do tempo de carregamento reduzido (a_{ξ_p}), em que o número de ciclos passará a ser conhecido como número de ciclos reduzidos (N_{red}). A Figura 8 apresenta os resultados do estudo de Choi (2013) onde é possível exemplificar a aplicação do a_{ξ_p} em uma mistura ensaiada em diferentes que frequência que formam uma única curva de ajuste da deformação permanente.

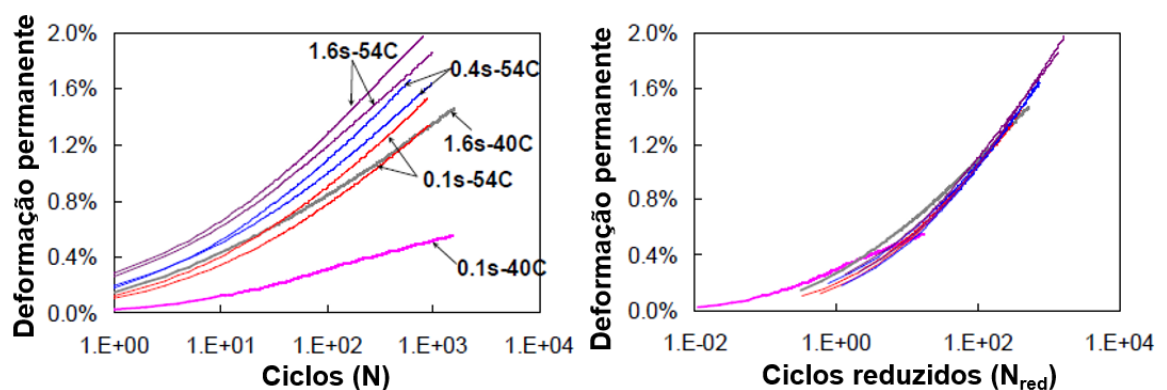


Figura 8: Exemplo de utilização do fator de ajuste do tempo de carregamento (a_{ξ_p})

FONTE: Adaptado de Choi (2013)

A mesma abordagem é utilizada no fator de ajuste da tensão vertical ($a_{\sigma v}$) como está ilustrado na Figura 9. Nota-se que cada nível de tensão desenvolveu um agrupamento diferente e que após serem deslocados horizontalmente a partir do $a_{\sigma v}$ eles formam uma curva mestra da deformação permanente. O fator de deslocamento de tensão vertical é determinado com base na distância logarítmica entre os agrupamentos de deformações dos diferentes níveis de tensão desviatórios e a curva de referência (Choi, 2013).

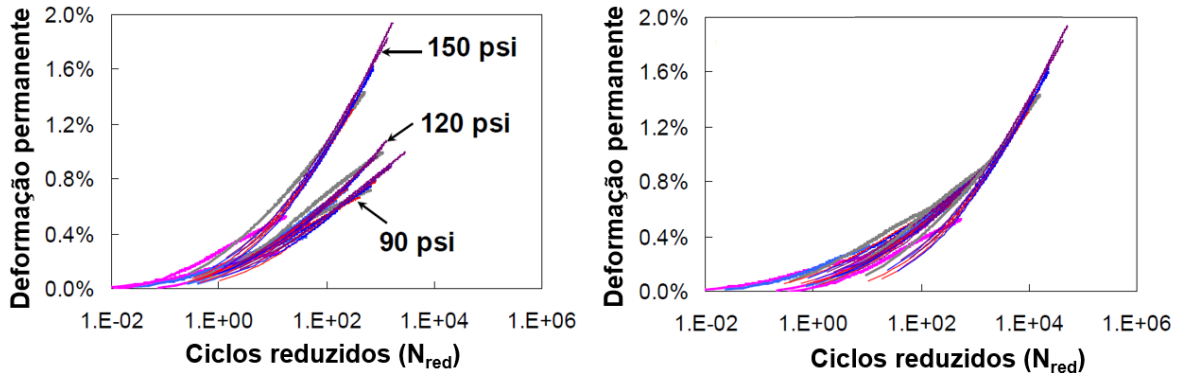


Figura 9: Exemplo de utilização do fator de ajuste da tensão desvio ($a_{\sigma d}$)

FONTE: Adaptado de Choi (2013)

2.2. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os ensaios laboratoriais são de grande auxílio nas decisões de projetos e seleção de materiais de pavimentação. A deformação permanente, juntamente com a fadiga, é o mecanismo de ruptura mais comum dos pavimentos asfálticos, e, portanto, merecem atenção ao seu comportamento em campo e sua relação com o laboratório. Este item apresenta os principais ensaios de previsão para a deformação permanente e estão divididos em ensaios de ranqueamento, ensaios de modelagem e ensaios de simulação.

A Tabela 4, adaptada de Hajj et al (2019), apresenta o resumo de alguns ensaios laboratoriais para previsão de deformação permanente que o autor analisou como possíveis candidatos para parâmetros de medição do desempenho da mistura asfáltica para projeto, construção e seleção de materiais no relatório. Estes ensaios são descritos como *Performance Engineered Mixture Design* (PEMD) pelo órgão nacional de administração de rodovias nos Estados Unidos (*Federal Highway Administration*, de sigla FHWA)


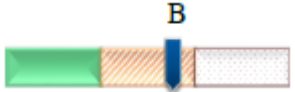

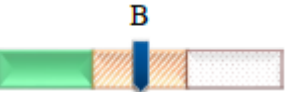


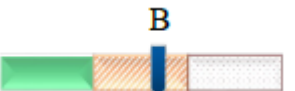





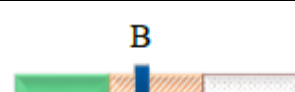
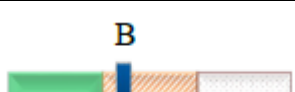


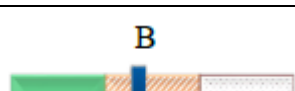


Tabela 4: Exemplos de ensaios para o PEMD

Ensaio	Resposta do ensaio	Parâmetro obtido ou parâmetro de desempenho
<i>Asphalt Pavement Analyzer (APA)</i>	Parâmetro índice	Afundamento na trilha
<i>Hamburg Wheel-Track Testing (HWTT)</i>	Parâmetro índice	Afundamento na trilha e número de ciclos para a ruptura
Módulo dinâmico	Parâmetro índice e mecânico	Módulo dinâmico
<i>Flow number</i>	Parâmetro índice e com modelo de desempenho desenvolvido em laboratório	<i>Flow number</i> e deformação axial permanente
<i>Stress Sweep Rutting (SSR)</i>	Parâmetro índice e com modelo de desempenho desenvolvido em laboratório	Deformação permanente em relação ao número de passagem de veículo

FONTE: Adaptado de Hajj et al (2019)

Ainda Hajj et al (2019) analisaram os níveis desejáveis (que vão de A a C, sendo A o mais desejável) para o PEMD dos ensaios citados na Tabela 4 em relação a preparação de amostra, condicionamento e ensaio, repetitividade e validação de campo conforme demonstrado na Tabela 5. A seta em azul indica o nível em que o ensaio se encontra.

Tabela 5: Característica dos ensaios de deformação permanente para o PEMD

Ensaio	Preparação da amostra	Condicionamento e ensaio	Repetitividade	Validação de campo
<i>Asphalt Pavement Analyzer (APA)</i>				
<i>Hamburg Wheel-Track Testing (HWTT)</i>				
Módulo dinâmico				
<i>Flow number</i>				
<i>Stress Sweep Rutting (SSR)</i>			Não disponível	

Legenda:  Nível A;  Nível B;  Nível C

FONTE: Adaptado de Hajj et al. (2019)

2.2.1. Ensaios de parâmetro índice

Os ensaios aqui citados como de parâmetro índice, têm como o objetivo identificar o potencial de deformação permanente de diferentes misturas asfálticas e conseguir qualificá-las com relação a este parâmetro e/ou com relação a um nível de tráfego específico. Neste caso, não são considerados ensaios de previsão da deformação permanente pois não estão diretamente relacionados a um afundamento de trilha de roda medido em campo.

2.2.1.1. Ensaio uniaxial de carga repetida (*Flow number*)

O ensaio uniaxial de carga repetida é normatizado no Brasil pela ABNT NBR 16505/16 e DNIT 184/2018 - ME. Para este método é utilizado uma amostra de 10cm de diâmetro por 15cm de altura condicionada na temperatura de 60°C. Durante o ensaio são aplicados pulsos durante 0,1s entre a carga de contato de $10,2 \pm 0,5$ kPa e a carga máxima de $204,0 \pm 4,0$ kPa e um período de repouso de 0,9s (Figura 10), e monitorados os deslocamentos laterais na amostra utilizando sensores.

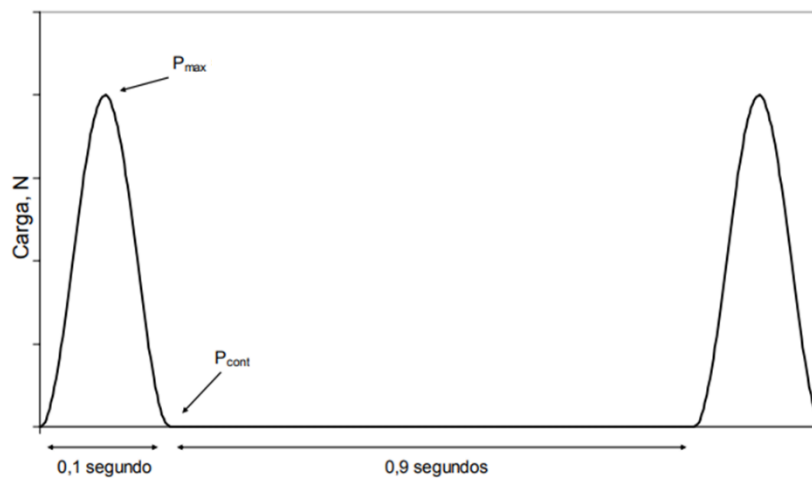


Figura 10: Carregamento aplicado no ensaio uniaxial de carga repetida a 60°C

Fonte: Nascimento (2008)

O carregamento é mantido até o final do ensaio, sendo utilizado como critério de parada o alcance da zona terciária ou 7200 ciclos. A Figura 11 apresenta o resultado típico apresentado neste tipo de ensaio. As definições de zonas primárias, secundárias e terciárias já foram discutidas anteriormente no capítulo 1. O *flow number* é definido como o número de ciclos que a amostra alcança até chegar no início da zona terciária.

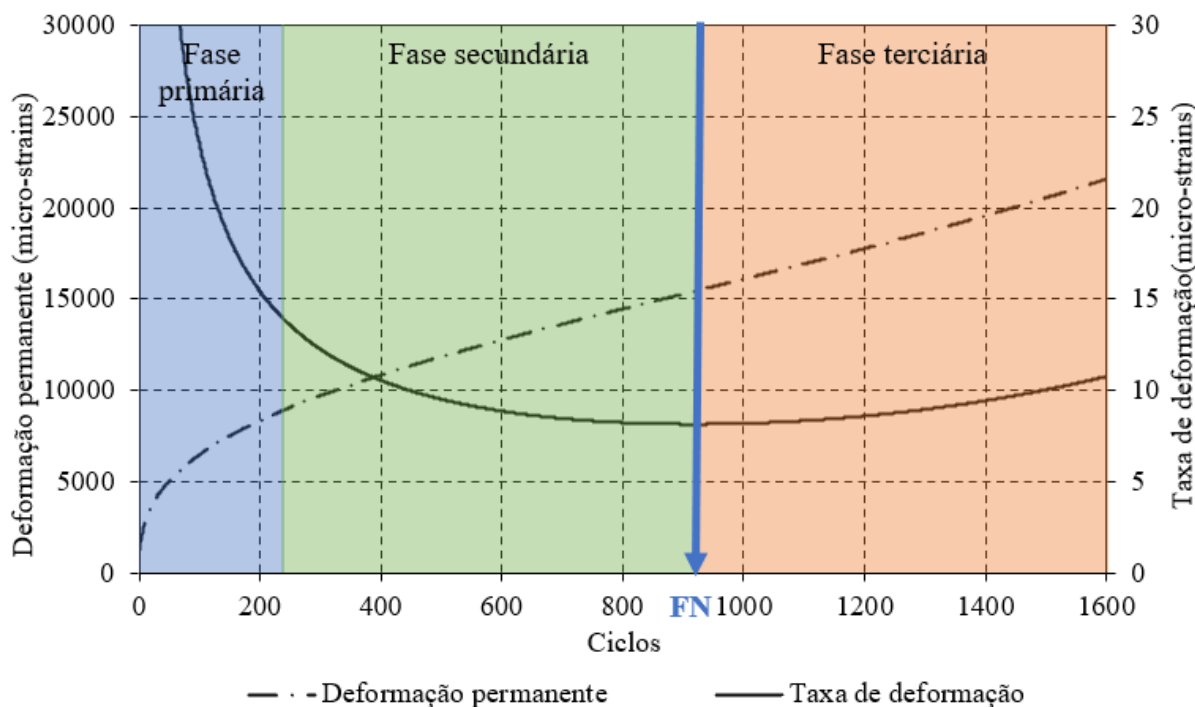


Figura 11: Relação entre a deformação total acumulada, a taxa em que as deformações ocorrem e o número de ciclos

A normativa AASHTO TP 79 utiliza uma aplicação de carga máxima de 600kPa e a temperatura de ensaio é determinada conforme o grau de performance (PG) definido pela metodologia SuperPave. Já outros *inputs* permanecem constantes em relação a norma brasileira como: o tempo de aplicação de carga e repouso, o volume de vazios e dimensões da amostra.

Através dos resultados de *flow number* é possível classificar se a mistura asfáltica poderá ser utilizada para um certo nível de tráfego. A Tabela 6 demonstra o FN mínimo para cada nível de tráfego. Observa-se que ainda há uma divergência entre autores brasileiros sobre qual seria o valor de FN necessário para cada nível.

Tabela 6: Comparação entre FN mínimo para diferentes níveis de tráfego

Fonte	Tensão (kPa)	FN mínimo para cada nível de tráfego		
		Médio (3×10^6 a 10^7)	Pesado (10^7 a 3×10^7)	Ext. Pesado ($>3 \times 10^7$)
AASHTO TP 79	600	50	190	740
Bastos et al. (2017)	204	100	300	>1000
Faccin (2018)	204	300	600	>2000

Barros (2017) realizou um estudo comparativo entre ambas as metodologias e verificou que, apesar da carga mais elevada utilizada nos ensaios pela norma americana, os critérios estabelecidos para a utilização das misturas em campo são mais brandos. A autora ainda ressalta que nas misturas avaliadas pela norma brasileira e seguindo os critérios estabelecidos por Nascimento (2008), 25% das misturas quentes atingiram o critério para utilização em pista de tráfego médio, já quando os ensaios foram realizados pela norma americana 75 % das misturas atingiram o critério para utilização em pista de tráfego médio.

Kim e Kim (2017a) ressaltam que ensaio uniaxial de carga repetida é utilizado frequentemente para ranquear as misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente, não fornecendo previsão da evolução dessa falha. Além disso, os autores ressaltam que são necessários muitos experimentos para determinar a influência do carregamento e da temperatura no comportamento da mistura asfáltica.

No NCHRP 465 – Apêndice B (*Test method for repeated load testing of asphalt concrete mixtures in uniaxial compression*) é apresentado um ensaio de compressão uniaxial em amostras cilíndricas utilizando um confinamento triaxial. O ensaio tem o mesmo objetivo do FN, porém utiliza o confinamento para representar melhor a condição de campo. A amostra para o ensaio confinado possuía as mesmas dimensões, bem como, a frequência de carregamento. As temperaturas de ensaio conforme NCHRP 465 podem variar de 25 a 60°C. As tensões desvio devem estar dentro do intervalo de 483 a 966kPa, e a tensão confinante de 35 a 207kPa.

Na análise do NCHRP Report 465 (Witczak et al., 2002) foram testadas diferentes metodologias de ensaios para a previsão da deformação permanente de misturas asfálticas e comparadas com dados de campo. A partir do estudo de pistas experimentais no MnRoad, pertencente ao estado do Minnesota nos EUA (Figura 12a para a condição não confinada e Figura 12b para a confinada) e de pistas experimentais do FHWA (Figura 12c sem confinamento e Figura 12d com confinamento) os autores encontram que o *flow number* possui a melhor correlação estatística com os afundamentos medidos em campo, em relação aos outros ensaios estudados. Ainda assim, não se observou uma diferença estatística significativa entre o R^2 dos ensaios confinados e não confinados, sendo classificados como resultados similares. Foi estabelecido, que dentro dos ensaios estudados, o *flow number* sem a utilização do confinamento como o critério a representar a melhor resposta a deformação permanente.

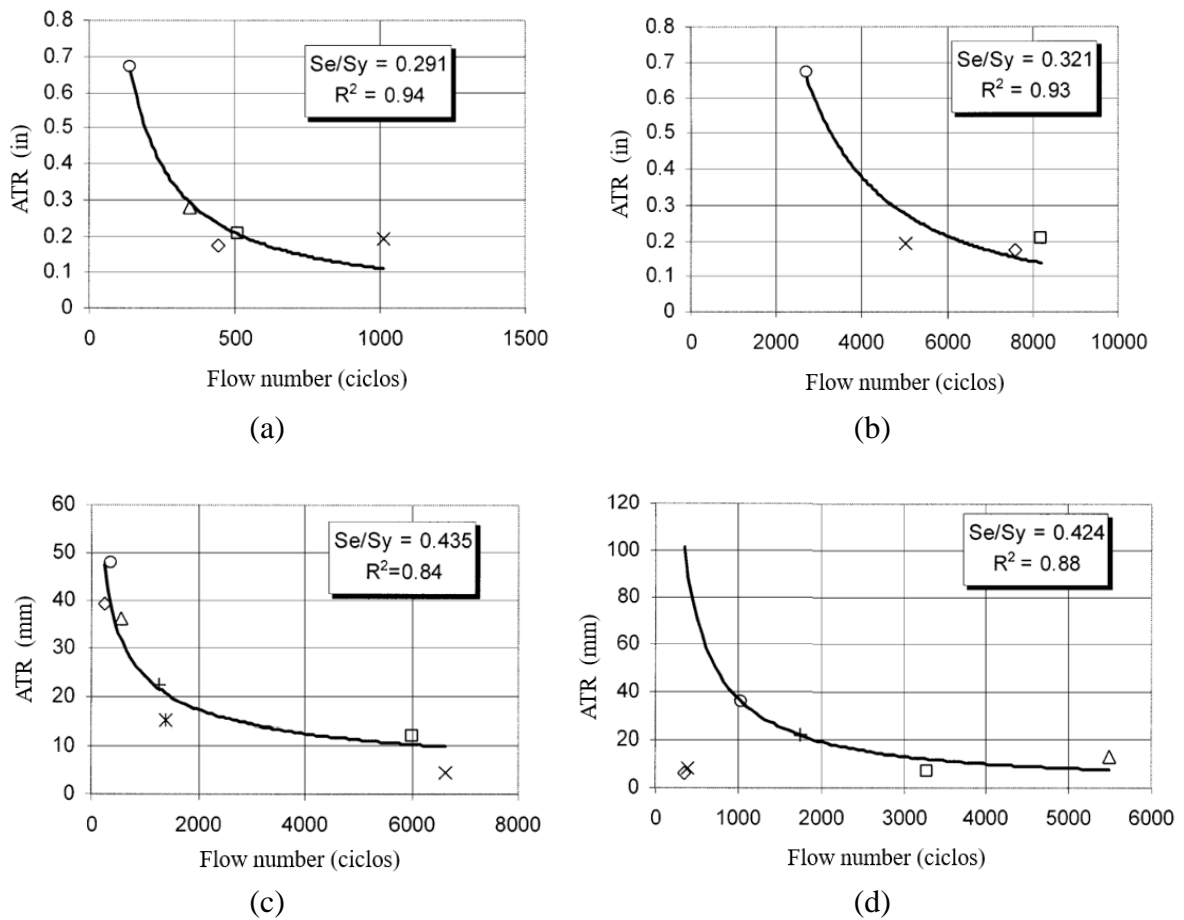


Figura 12: ATR versus FN confinado e não confinado para os trechos experimentais da MnRoad e FHWA

FONTE: Adaptado de Witczak et al., 2002

2.2.1.2. Teste de deformação permanente por carga repetida incremental (*Incremental Repeated-load Permanent Deformation Test - iRLPD*)

O Teste de deformação permanente por carga repetida incremental é normatizado pela AASHTO TP 116, e consiste na aplicação de três níveis de tensão desvio (400, 600 e 800kPa) com a aplicação prévia para condicionamento da amostra de 200kPa todos com tensão confinante de 69kPa. O ensaio é executado na temperatura definida pela Equação 22, geralmente variação de 50 a 60°, com período de aplicação de carga de 0,1 segundos e repouso de 0,9 segundos. A Figura 13 apresenta um resultado típico obtido no ensaio iRLPD.

$$T = 58 + 7 \times DD - 15 \times \log(H + 45) \quad \text{Equação 22}$$

T = temperatura de ensaio (°C)

DD = dias com temperatura superior a 10°C

H = profundidade a partir do topo do revestimento

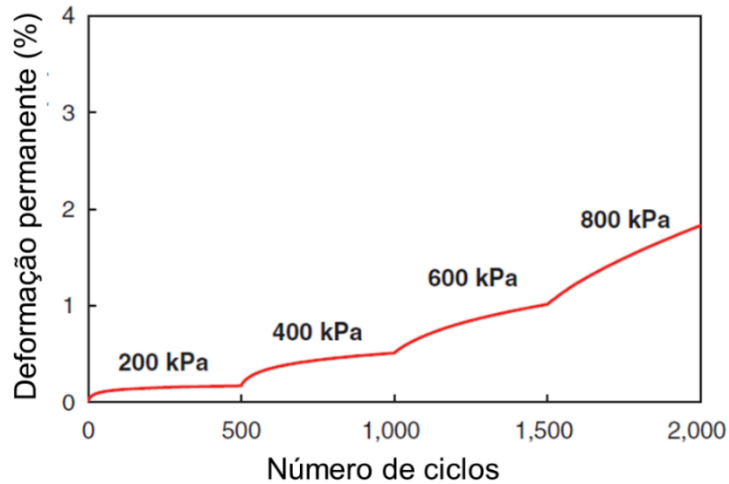


Figura 13: Resultado típico de ensaio iRLPD

Fonte: Adaptado de Kim e Kim (2017a)

Como resultado obtém-se o parâmetro *Minimum Strain Rate* (MSR) que em tradução literal seria a menor taxa de deformação. Este parâmetro é representativo do dano da deformação permanente em qualquer tensão ou temperatura e pode ser utilizado para caracterização em laboratório do material, verificação da dosagem da mistura asfáltica e ranqueamento das misturas (Kim e Kim, 2017a). Azari e Mohseni (*apud* Choi e Kim, 2013b) introduziram a variável TP, que é definida como a multiplicação da pressão e da temperatura. A partir dessa variável é possível obter uma curva mestra MSR (Equação 23) conforme Figura 14.

$$MSR = a(T \times P)^b \quad \text{Equação 23}$$

Onde:

T = temperatura (°C)

P = tensão desviadora (MPa)

a, b = coeficientes do modelo

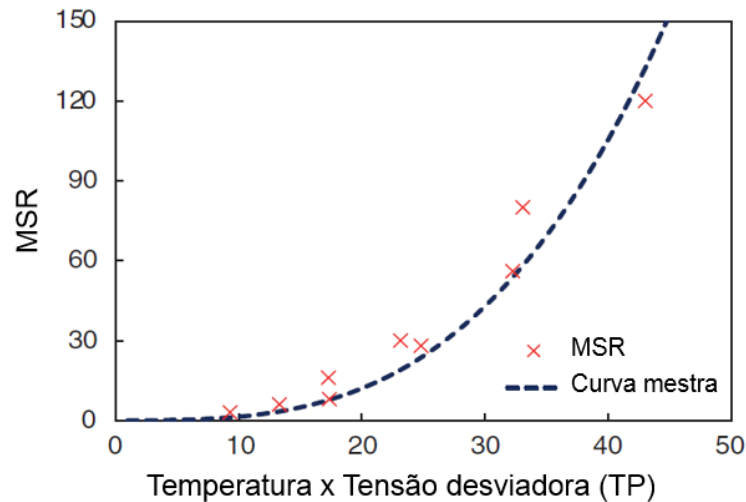


Figura 14: Curva mestra do MSR

Fonte: Kim e Kim (2017a)

Enquanto o *flow number* visa obter o número que ciclos para que a amostra adquira fluidez, o propósito do ensaio iRLPD é que a amostra não chegue nesta condição, mas que seja possível prever o acúmulo de deformação considerando o dano causado por um veículo simples de rodas simples em uma temperatura e pressão dos pneus específicas (AASHTO, 2017).

2.2.2. Ensaio de modelagem

Os ensaios de modelagem têm o intuito de permitir a determinação da evolução do ATR com a evolução do número de passagem de veículos ou período de vida considerando características locais de tráfego, temperatura a partir de propriedades dos materiais previstas em ensaios laboratoriais e função de transferência para calibração dos efeitos empíricos envolvidos, ou ainda mecanisticamente desafiadores para serem considerados. Esta abordagem auxilia na previsão da vida útil no dimensionamento do pavimento considerando um ATR de serviço limite, bem como, na programação de futuras manutenções, principalmente quando se trata de concessões rodoviárias.

2.2.2.1. Módulo dinâmico

O módulo dinâmico originalmente não é um ensaio de previsão de deformação permanente, mas ele é necessário para aplicar o modelo previsto no MEPDG. O ensaio de módulo dinâmico é normatizado pela AASHTO T 342 e tem como objetivo a construção de uma curva mestra que expressa o valor do módulo durante um carregamento de compressão senoidal (com deformação entre 50 a 150 $\mu\epsilon$) nas frequências 0,1; 0,5; 1,0; 5; 10 e 25 Hz e nas temperaturas

de 10; 4,4; 21,1; 37,8 e 54,4°C através do princípio de transposição tempo-temperatura. Também é possível obter o ângulo de fase da mistura asfáltica, que representa a defasagem de tempo entre o sinal de tensão e deformação.

No início do teste a norma recomenda aplicar na amostra 200 ciclos a 25 Hz. Posteriormente o carregamento deve seguir o especificado na Tabela 7. Um período de descanso de 2 minutos entre cada frequência deve ser observado, não excedendo 30 minutos (AASHTO, 2011).

Tabela 7: Número de ciclos para a sequência de ensaios.

Frequência (Hz)	Número de ciclos
25	200
10	200
5	100
1	20
0,5	15
0,1	15

Fonte: Adaptado da AASHTO T 342

A AASHTO T 342 recomenda que sejam obtidos para os cálculos de módulo complexo e ângulo de fase 50 pontos por ciclo nos últimos 5 ciclos, totalizando 250 pontos de análise. Os dados coletados em diferentes temperaturas podem ser deslocados em relação ao tempo de carregamento ou frequência, para corrigir isso as várias curvas devem ser alinhadas para formar uma única curva mestra. O fator de deslocamento $\alpha(T)$ define o deslocamento necessário para uma dada temperatura, que é constante no tempo, mas deve ser dividida para chegar a um tempo reduzido para a curva mestra (Kim, 2009).

Em um estudo, Pellinen, Witczak & Bonaquist (2002) e Pellinen (2002) desenvolveram um método para um construir uma curva mestra utilizando uma técnica experimental de deslocamento para uma função de ajuste sigmoidal. Entre vários modelos de previsão, o modelo sigmoidal é usado pelo MEPDG e pode ser considerado um dos mais populares (Yusoff et al., 2011). O modelo está apresentado na Equação 24 e está validado para temperaturas de -18°C até 55°C (Kim, 2009)

$$\log(|E^*|) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \log(\xi)}} \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

δ = valor mínimo do módulo;

α = intervalo do valor do módulo; igual a ϑ

β, γ = parâmetros de forma.

A Figura 15 apresenta a obtenção dos parâmetros graficamente. É possível observar que o parâmetro γ é função da inclinação da função do modelo. Mello (2008) observa que os coeficientes δ e α dependem da granulometria da mistura, da quantidade de ligante e de vazios na amostra. Já os coeficientes β e γ estão relacionados às características do ligante e à magnitude de δ e α .

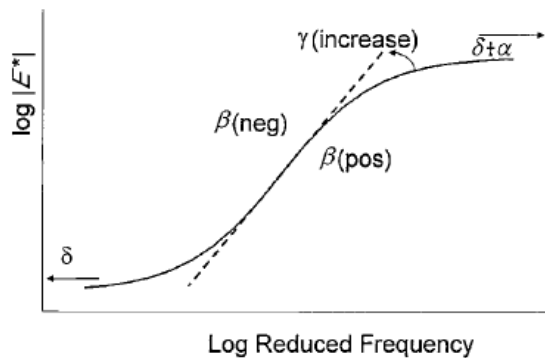


Figura 15: Obtenção dos parâmetros para curva mestra.

Fonte: Kim, 2009

Já a norma brasileira DNIT 416/2019 ME (Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo dinâmico – Método de ensaio) prevê que o ensaio de módulo dinâmico deve ser realizado nas mesmas frequências da norma americana, no entanto, utilizando as temperaturas de 4, 20 e 40°C, apenas, mas fica a critério do projetista inserir a temperatura de 54 °C e para mistura de menor rigidez e a inclusão da temperatura de -10 °C. O modelo de transposição tempo-temperatura sugerido é o polinomial e o ajuste sigmoide (Equação 24) para formação da curva mestra.

2.2.2.2. Triaxial de varredura de tensões (*Triaxial Stress Sweep* - TSS) e SSR (*Stress Sweep Rutting*)

Choi e Kim (2013a) desenvolveram o ensaio triaxial de varredura de tensão (*Triaxial Stress Sweep Test* - TSS) que é utilizado para caracterizar um modelo viscoplástico que representa o comportamento da mistura asfáltica na zona primária e secundária, conhecido como *Shift*

Model. Este modelo permite que sejam previstos os efeitos da tensão desviadora, temperatura e tempo de carregamento na deformação permanente da mistura asfáltica baseado no princípio de sobreposição tempo-temperatura e tempo-amplitude.

O ensaio TSS é composto de duas fases: a primeira é conhecida como teste de referência (*Triaxial Repeated Load Permanent Deformation – TRLPD*) e segunda como varredura de múltiplas tensões (*Multiple Stress Sweep – MSS*). O método contempla três temperaturas diferentes: 48°C como alta (T_H), 36° como intermediária (T_I) e 19° como baixa (T_L).

O teste de referência é utilizado para determinar a curva mestra de deformação permanente. Nele, é aplicada uma tensão confinante de 69kPa e tensão desvio de 689kPa durante 0,4 segundos com repouso de 10 segundos por 600 ciclos na temperatura alta. Para a segunda fase do protocolo na varredura de múltiplas tensões é utilizada a mesma tensão confinante com variação da tensão de desvio (483, 689 e 896kPa). A temperatura e frequência de aplicação de carga também sofrem variação considerando que, para temperatura alta, a aplicação de carga é de 0,4 segundos e 10 segundos de repouso e para as temperaturas intermediária e baixa 0,4 segundos de aplicação de carga e 1,6 segundos de repouso em um total de 200 ciclos para cada combinação de temperatura e tensão desvio (Choi e Kim, 2013a). A Figura 16 apresenta um resultado típico do protocolo do ensaio TSS.

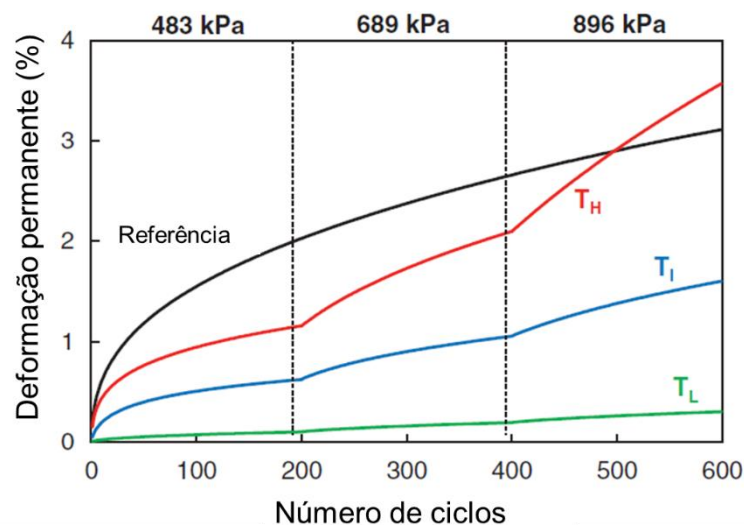


Figura 16: Resultado típico de ensaio TSS

Fonte: Adaptado de Kim e Kim (2017b)

As tensões desvio e confinante selecionadas para o protocolo TSS levam em consideração um pavimento com espessura de 20cm. Em detrimento da realidade brasileira apresentar com

frequência pavimentos mais esbeltos, em torno de 5 a 10 cm, Bastos (2016) propôs uma reformulação nas tensões a serem utilizadas no protocolo TSS para misturas asfálticas brasileiras. Em sua análise, a autora selecionou como tensão confinante 138kPa e tensões desvio de 414, 620 e 827kPa.

De modo a simplificar o protocolo TSS para reduzir o número de amostras e o tempo necessário de ensaio, Kim e Kim (2017b) propuseram um novo protocolo de ensaio conhecido como SSR (*Stress Sweep Rutting*). Da mesma forma que o TSS, ele tem como objetivo a modelagem do comportamento à deformação permanente do material através do modelo viscoplástico *Shift Model*.

Durante a pesquisa foram avaliados os parâmetros de temperatura, tensão desvio, tempo de carregamento e período de repouso. O SSR recomenda a utilização de duas temperaturas (T_H e T_L), eliminando assim a temperatura intermediária, sendo selecionado como tempo de aplicação de carga 0,4s e período de repouso de 3,6s, na temperatura alta e 1,6 para temperatura baixa, visando a redução do tempo de ensaio. As amostras ensaiadas na temperatura alta apresentam um bloco reverso (689, 483 e 896kPa), substituindo assim o ensaio de referência (TRLPD), conforme Figura 17. Ainda foi analisada a utilização da leitura de deformação permanente produzida pelo atuador, a qual constatou-se que era válida para ser utilizada na calibração do *Shift Model*, reduzindo assim os custos com equipamentos (Kim e Kim,2017b).

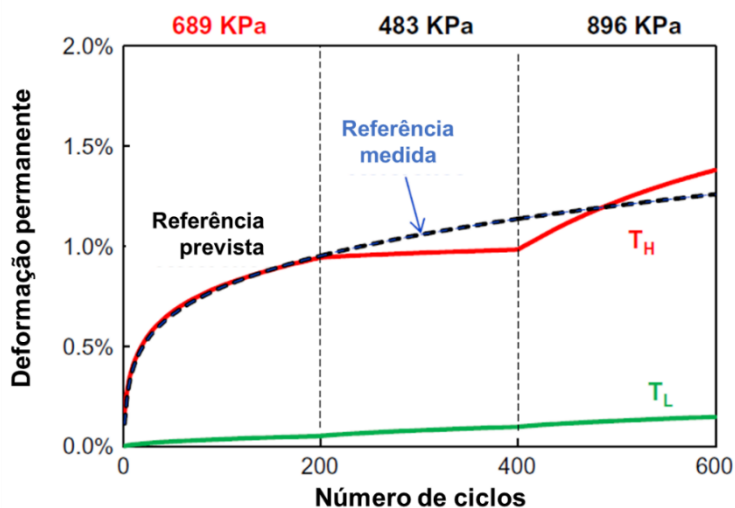


Figura 17: Resultado típico de ensaio SSR

Fonte: Adaptado de Kim e Kim (2017b)

Para o protocolo SSR, está em andamento pelo AASHTO a formulação da normativa TP 134 (*Standard Method of Test For Stress Sweep Rutting (SSR) Test Using Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)*). A normativa prevê que a amostra deve ser produzida conforme AASHTO R 83 com 100mm de diâmetro e 150mm de altura e com volume de vazios recomendado de $7\pm 0,5\%$. A temperatura alta (T_H) de ensaio deve ser definida conforme a Equação 25, já a temperatura baixa deve ser definida conforme *Performance Grade (PG)* do ligante asfáltico utilizado conforme Tabela 8.

$$T_H = 0,87 \left(58 + 7 \times \frac{DD}{1000} - 15 \times \log(H + 45) \right) \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

DD = dias com temperatura superior a 10°C

H = profundidade a partir do topo do revestimento

Tabela 8: Temperaturas baixas de ensaio recomendadas para cada PG

PG temperatura baixa ($^\circ\text{C}$)	PG temperatura alta ($^\circ\text{C}$)						
	46	52	58	64	70	76	82
-10	23	26	29	32	32	32	32
-16	20	23	26	29	32	32	32
-22	17	20	23	26	29	32	32
-28	17	17	20	23	26	29	32
-37	17	17	17	20	23	26	29
-40	17	17	17	17	20	23	26
-46	17	17	17	17	17	20	23

Conforme a AASHTO TP 134 o ensaio deve ser conduzido com ciclos de carregamento de compressão em três blocos, cada um em uma tensão desvio, com 200 ciclos cada bloco. As tensões desvio para a temperatura alta são 689, 483 e 896kPa e, para a temperatura baixa, 483, 689 e 896kPa respectivamente. O tempo de aplicação de carga é de 0,4 segundos e o tempo de repouso 1,6 segundos para T_L e 3,6 segundos para T_H .

Ghanbari, Underwood e Kim (2020) propoem um novo indicador do potencial de deformação permanente das misturas asfálticas, conhecido como *Rutting Strain Index (RSI)*, baseado nos resultados de ensaio SSR e na simulação de um cenário estrutural. Este parâmetro é obtido

considerando os dados climáticos do local e, portanto, auxiliando de uma forma mais aproximada, a selecionar o melhor material a ser aplicado considerando as condições locais. O RSI, em essência é, a deformação permanente média, em percentual, da mistura asfáltica para a estrutura proposta na Figura 18 submetido a um tráfego de 3×10^7 eixos simples com uma velocidade de 96km/h.

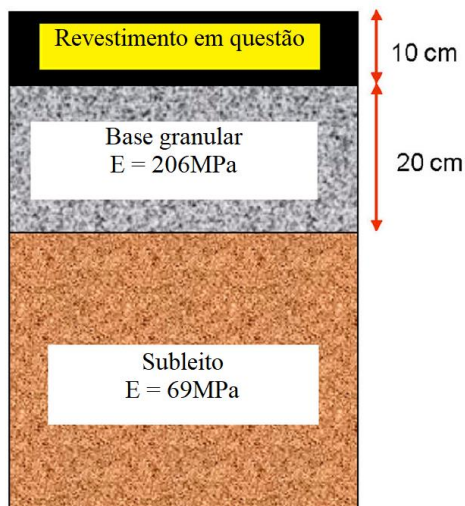


Figura 18: Estrutura do pavimento analisada para o parâmetro RSI

Fonte: Adaptado de Ghanbari, Underwood e Kim (2020)

Tabela 9: Classificação do RSI conforme nível de tráfego

Nível de tráfego (MESAL)	Limites RSI	Tráfego
< 10	RSI < 1,2	Padrão
Entre 10 e 30	RSI < 4	Pesado
> 30	RSI < 2	Muito pesado
> 30 e tráfego lento	RSI < 1	Extremamente pesado

Nota: MESAL é um milhão do número equivalente de eixos simples

Fonte: Adaptado de Ghanbari, Underwood e Kim (2020)

Com a utilização do *Shift Model*, em combinação com o tráfego local e o clima é possível determinar os deslocamentos verticais no pavimento. Para correlacionar tal medida com o afundamento na trilha de roda encontrado em campo é necessária uma função de transferência. Wang et al. (2020) determinou uma função de transferência preliminar utilizando dados obtidos de seção teste nos Estados Unidos (NCAT), Canada (MIT-RAP) e Coreia do Sul (KEC), incluindo rodovias interestaduais e pistas de testes acelerados, conforme é apresentado na

Figura 19. O autor destaca que a maioria das seções possuem revestimentos asfálticos espessos e por este motivo há uma diminuição da tensão vertical na base e conseqüentemente uma deformação permanente insignificante nesta camada. Por tanto, neste estudo a maior parte da deformação permanente provem das camadas asfálticas, o que justifica a boa concordância entre os dados de campo e das simulações no FlexPAVE.

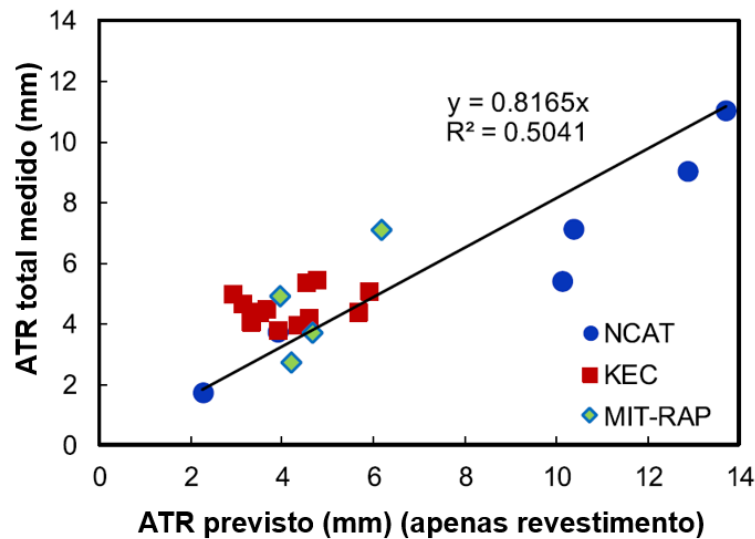


Figura 19: ATR previsto versus medido

Fonte: Adaptado de Wuang et al. (2020)

Em uma pesquisa brasileira utilizando trechos brasileiros do Rio Grande do Sul, Goiás e Rio de Janeiro, Barros (2022) determinou a função de transferência preliminar comparando os dados do ATR previsto para o revestimento pelo FlexPAVE e o medido em campo conforme Figura 20. Nota-se que os afundamentos das misturas pertencentes a UFSM/ERS-509 não foram previstos com acurácia, sendo que Barros (2022) atrela tal discrepância devido ao revestimento ser composto por uma camada de capa com asfalto borracha e a camada de *binder* com ligante convencional. A autora acredita que estes resultados estejam fortemente ligados ao asfalto borracha, que vem demonstrando maior dificuldade em ser caracterizado em laboratório como já apresentado por Faccin (2018) e Bordin (2020).

Com base na justificativa apresentada anteriormente, Barros (2022) optou por determinar uma função de calibração excluindo o trecho da UFSM e utilizando somente os trechos da UFG e do Fundão. A Figura 21 apresenta a comparação entre valores de ATR previstos e medidos no campo, e a Equação 26 a função de transferência obtida.

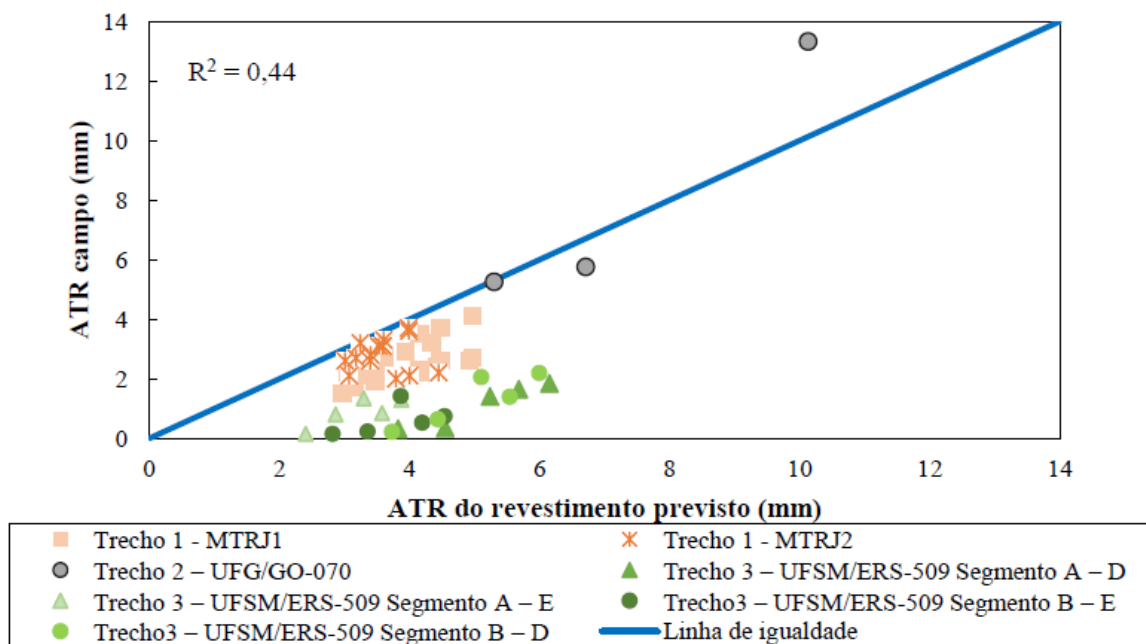


Figura 20: Comparação entre o ATR de campo e as previsões no FlexPAVE (revestimento) para os trechos analisados.

Fonte: Barros (2022)

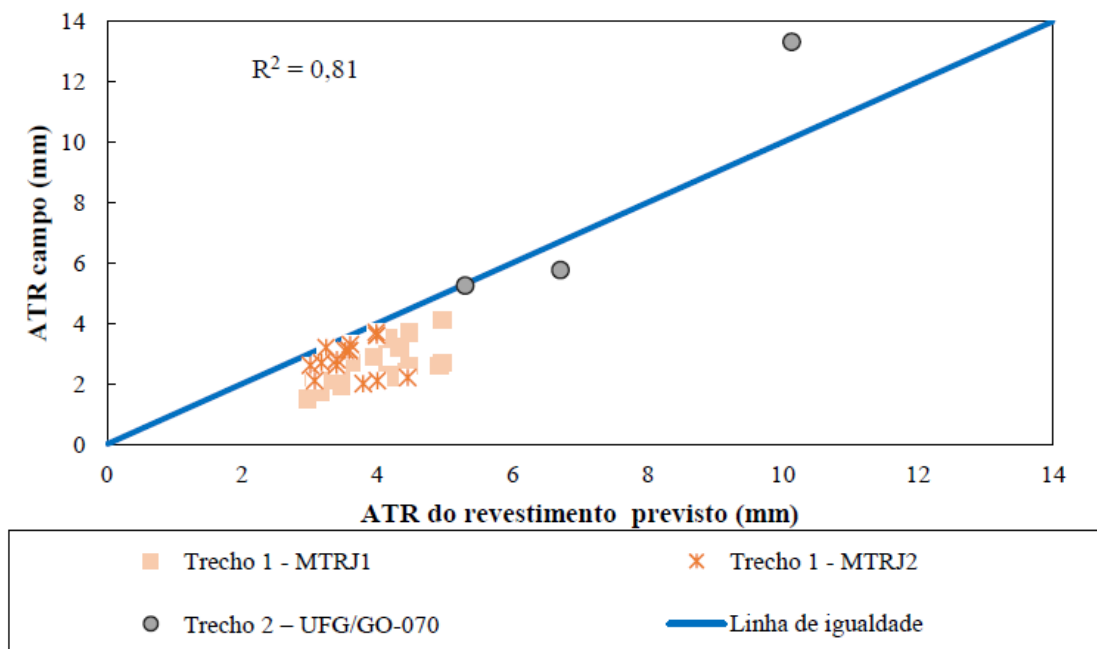


Figura 21: Comparação entre o ATR de campo e as previsões no FlexPAVE (revestimento) para o Trecho 1 e Trecho 2.

Fonte: Barros (2022)

$$ATR_c = C_1 \times ATR_p^2 + C_2 \times ATR_p$$

Equação 26

Onde:

ATR_c = afundamento na trilha de roda calibrado (mm)

C_1 = coeficiente de calibração 1 = 0,0820

C_2 = coeficiente de calibração 2 = 0,3997

ATR_p = afundamento na trilha de roda (mm) previsto pelo FlexPAVE no revestimento

2.2.3. Ensaios de simulação

Os ensaios de simulação podem ser realizados em escalas reduzidas ou em escala real. Estes ensaios tendem a se aproximar mais a realidade encontrada em campo, porém ainda necessitam de uma função campo-laboratório, podendo assim ser utilizados para o ranqueamento de misturas asfálticas.

O simulador francês LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) utiliza uma mesa compactadora para fabricação da amostra na sua temperatura de usinagem (Figura 22b). Após a placa compactada, o equipamento simula a passagem de uma roda pneumática com o controle de carga do eixo e inflação do pneu (Figura 22a). Durante o procedimento também se faz o controle da temperatura a 60°C (Bernucci et. al, 2008). O ATR é medido a cada 1000 ciclos de solicitações para que seja traçada a reta número de ciclos versus ATR, conforme ilustrado na Figura 23. Apesar do ensaio demonstrar a evolução da trilha de roda, o ensaio a partir do simulador LCPC, foi desenvolvido com intuito de auxiliar no processo de dosagem da mistura asfáltica, sendo que as misturas que apresentam bom comportamento ao ATR são aquelas que indicam deformação inferior a 5% ao final de 300.000 ciclos. Além disso, vale ressaltar, que o teste representa uma condição severa de temperatura.



(a)



(b)

Figura 22: simulador francês LCPC

FONTE: Moura (2010)

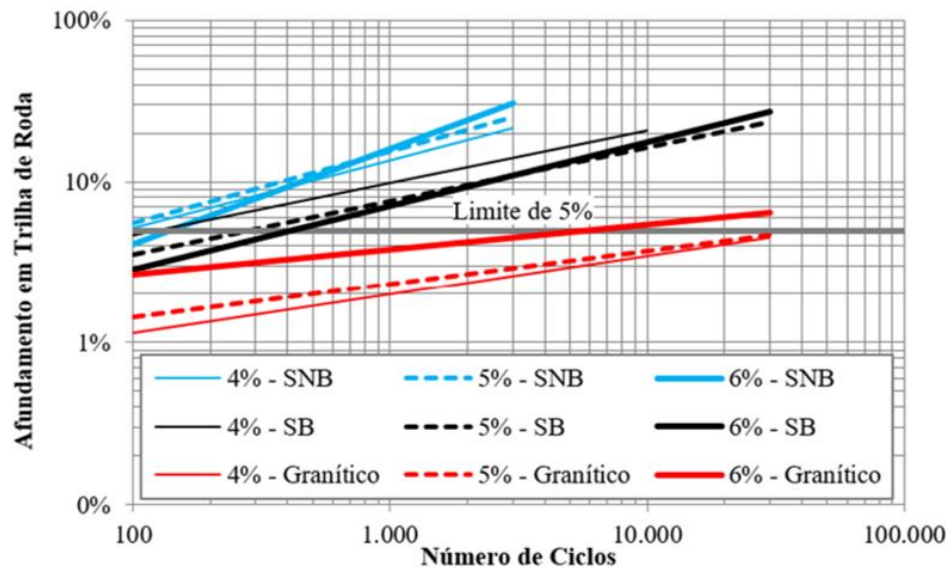


Figura 23: Percentual de Afundamento em Trilha de Roda (ATR) em função do número de ciclos para misturas com Seixo Não-Britado (SNB) e Seixo após Britagem (SB) e para as misturas com agregado granítico (granítico)

FONTE: Leandro et al. (2021)

O *Asphalt Pavement Analyzer* (APA) é outro simulador de tráfego de laboratório. Diferentemente do equipamento do LCPC a compactação das placas é realizada por vibração. A carga aplicada sobre a placa é feita por mangotes de borracha com ar, como pode ser observado na Figura 24 (a) e (b). Ainda o ensaio permite avaliar o efeito da água sobre a mistura

pois é possível saturar a placa e o trincamento por fadiga. O ensaio é normatizado pela AASHTO T 340 (*Determining Rutting Susceptibility of HMA Using the Asphalt Pavement Analyzer (APA)*) (AASHTO, 2015). A Figura 24 (c) apresenta a aparência final da amostra após o ensaio, onde é possível observar o afundamento da trilha de roda no centro da amostra.



Figura 24: *Asphalt Pavement Analyzer (APA)*

FONTE: Moura (2010)

Por último o *Hamburg Wheel-Tracking Device (HWTD)*, é utilizado como um requisito de especificação para algumas das rodovias com maior tráfego na Alemanha para avaliar ATR (Cooley Jr, 2000). O ensaio é conduzido em uma placa de 320x260mm com 40mm de altura com um volume de vazios de 7%. A temperatura de ensaio pode variar de 25 a 70°C, sendo a temperatura mais comum 50°C. O simulador aplica um carregamento de 705N a partir de uma roda metálica de 47mm por até 20.000 ciclos ou até atingir 20mm com a placa imersa em água (Figura 25).



Figura 25: *Hamburg Wheel-Tracking Device*

FONTE: Buttlar et al, 2016

A Figura 26 demonstra os resultados do ensaio no HWT em um gráfico de deformação permanente *versus* número de passagens da roda. A análise divide o comportamento da mistura asfáltica em 3 fase: a pós compactação, a envoltória de *creep* e a envoltória de *stripping*, que pode ser traduzida como desgaste superficial. Estas fases são similares as zonas primarias, secundárias e terciarias já descritas na introdução. O ponto de inflexão de *stripping* é o número de passagem da roda correspondente a intersecção com a reta da envoltória de *creep* e a envoltória de *stripping*. Este valor é usado como estimativa do comportamento da mistura aos danos por umidade (Cooley Jr, 2000).

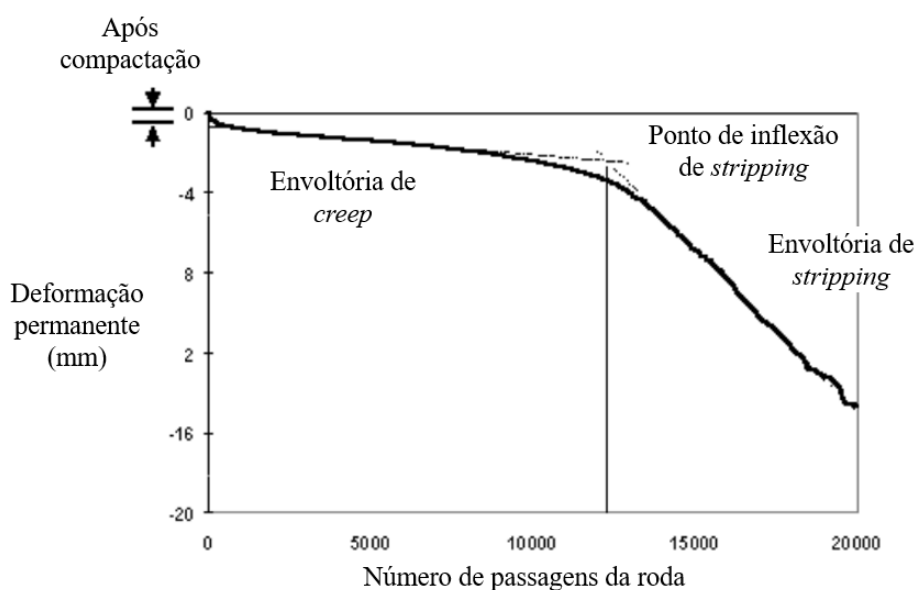


Figura 26: Resultado do ensaio no Hamburg Wheel-Tracking Device

FONTE: Adaptado de Cooley Jr, 2000

Os simuladores em escala real permitem que seja avaliado o pavimento como um todo, e não somente a mistura asfáltica, não sendo possível assim isolar as variáveis. Os dados gerados por estes experimentos são característicos do seu local de aplicação.

2.2.4. Análise final

Após a revisão dos ensaios laboratoriais ser concluída, foi possível elaborar a Tabela 10 que apresenta um resumo das metodologias pesquisadas. Os ensaios de simulação foram excluídos por dependerem de um equipamento específico que não está disponível para esta pesquisa. Não foram considerados na análise o custo de equipamentos, somente foram analisados parâmetros de ensaio. Observe-se que as metodologias mais atuais produzem dados mais aprimorados para análise de deformação permanente e conseqüentemente requerem maior número de amostras.

Tabela 10: Resumo dos ensaios de laboratório para previsão da deformação permanente em misturas asfálticas

Ensaio		<i>Flow number</i>		iRLPD	TSS		SSR
Norma ou autor		NBR 16505/16	AASHTO TP 79	AASHTO TP 116	Choi e Kim (2013a)	Bastos (2016)	AASHTO TP 134
Amostra (diâmetro x altura cm)		10 x 15		10 x 15	10 x 15	10 x 15	10 x 15
Condições de ensaio	Tensões (kPa)	Confinamento	-	69	69	138	69
		Desvio	204	600	400, 600 e 800	483, 689 e 896	414, 620 e 827
	Temperatura (°C)		60	48	48, 36 e 19	48, 36 e 19	48 e 19
	Tempo de aplicação de carga (s)		0,1	0,1	0,4	0,4	0,4
	Tempo de repouso (s)		0,9	0,9	10 (48°C) e 1,6 (36 e 19°C)	10 (48°C) e 1,6 (36 e 19°C)	3,6 (48°C) e 1,6 (36 e 19°C)
Vantagens		Candidato a ser utilizado no novo método de dimensionamento brasileiro e boa correlação com dados de ATR em campo com relação ao ranqueamento		Permite a avaliação do comportamento em qualquer tensão e temperatura através do parâmetro MSC	Permite a avaliação da deformação permanente em sistemas multicamadas através do LEVCD		Permite a avaliação da deformação permanente em sistemas multicamadas através do LEVCD
Desvantagens		Não representa variações na temperatura e carregamento, bem como, o confinamento da amostra		Não prevê variações do tempo de carregamento	Grande quantidade de amostras e tempo de ensaio		

2.3. EXPERIÊNCIA BRASILEIRA NA ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO

No Brasil, o ensaio mais utilizado para análise de deformação permanente em laboratório e que está normatizada pela NBR 16505 e DNIT 184/2018 – ME é o ensaio uniaxial de carga repetida, também conhecido como *flow number*, já descrito no item 2.2.1.1 (Nascimento; 2008; Bastos, 2016; Almeida Júnior, 2016; Centofante, 2016; Barros, 2017; Faccin, 2018; Boeira, 2018; Possebon, 2018).

A Figura 27 apresenta um resumo dos resultados do ensaio de *flow number* realizados conforme as normas brasileiras e os autores pesquisados. Neste gráfico foram consideradas apenas misturas usinadas a quente e sem utilização de material fresado, não sendo discriminadas diferenças entre método de dosagem, de seleção granulométrica e refinaria de origem. Os mesmos foram identificados por: tipo de ligante – faixa granulométrica – autor. O número máximo de ciclos considerados para ensaio na NBR 16505 é de 7200 ciclos, sendo assim, as misturas que chegam a este número máximo no gráfico tiveram o ensaio interrompido por este parâmetro.

De forma geral observa-se na Figura 27 que as misturas modificadas por polímero (AMP 60/85, AMP 65/90 e HIMA) são as que apresentam maiores valores de FN. Utilizando as faixas de FN determinadas por Faccin (2008) é possível observar que 45% das misturas convencionais (CAP 50/70, CAP20 e CAP 30/45) poderiam ser utilizadas para tráfego leve, outros 45% das misturas poderiam ser utilizadas para tráfego moderado e apenas 10% para tráfego pesado, ressaltando assim a importância da caracterização em laboratório dos materiais. As misturas com CAP TLA tendem também a um desempenho superior às convencionais, mas, ainda assim, inferior às modificadas por polímero. Já com relação à faixa de agregados não é possível identificar um comportamento único.

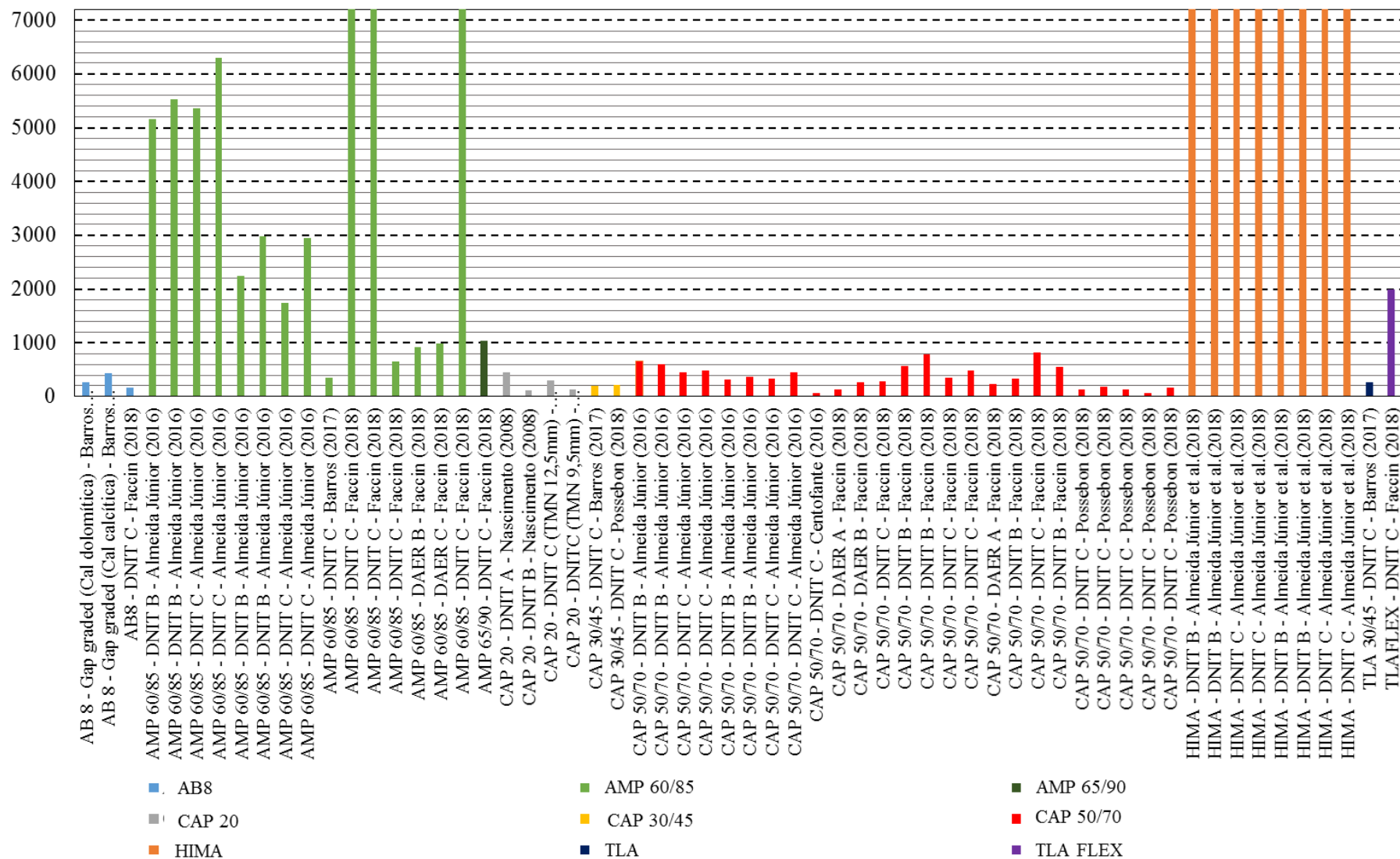


Figura 27: Resultados de ensaios de FN para misturas asfálticas brasileiras ensaiadas pela NBR 16505

Outros autores brasileiros (Barros, 2017; Klinsky e Faria, 2018) analisaram a deformabilidade da mistura asfáltica através do FN da norma norte americana, que prevê uma tensão desvio de 600kPa e nenhum confinamento. Klinsky e Faria (2018) realizam um programa laboratorial de 144 misturas asfálticas compostas pela combinação de três agregados minerais (2 graníticos e um basáltico), quatro faixas granulométricas (DERSA Faixa III, TMN 19mm, TMN 9,5mm e *gap graded*) e doze ligantes asfálticos (CAP 30/45, CAP 50/70, 4 ligantes AMP 60/85, 3 asfaltos borracha AB8 e 3 ligantes de alto módulo). Na análise estatística realizada pelos autores do *flow number* observou-se que o único fator estatisticamente significativo foi o tipo de ligante asfáltico. Os autores destacaram que esse comportamento não era esperado, uma vez que é sabido que a faixa granulométrica e o arranjo das partículas também influenciam a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Ainda, pode-se destacar que a influência do agregado da mistura pode não ter sido corretamente avaliado devido as altas temperaturas ou a falta de confinamento da amostra. A Figura 28 apresenta os valores médios encontrados pelo autor, podendo destacar o comportamento da mistura com AB8 que entre os ligantes asfálticos foi a que obteve o maior FN e com CAP 50/70 que teve os menores valores médios. A faixa granulométrica *gap graded* apresentou os menores valores de FN, com destaque para a Faixa TMN 19,0mm que apresentou os maiores valores de *flow number* médio (Figura 28).

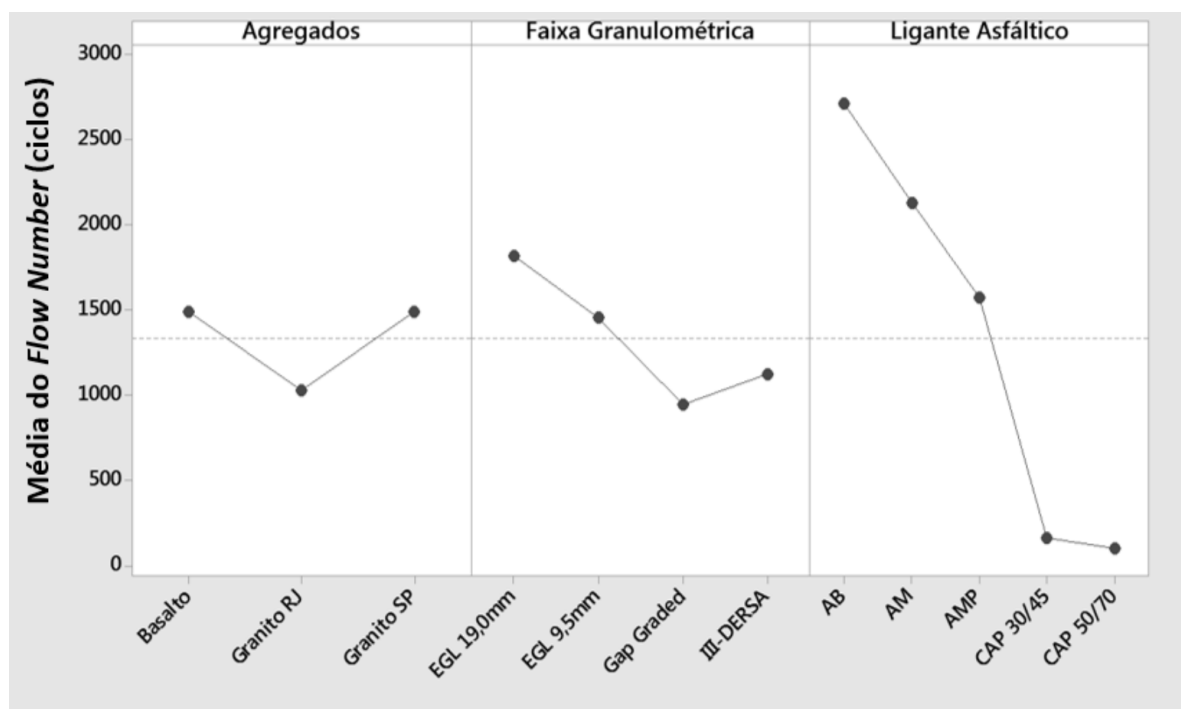
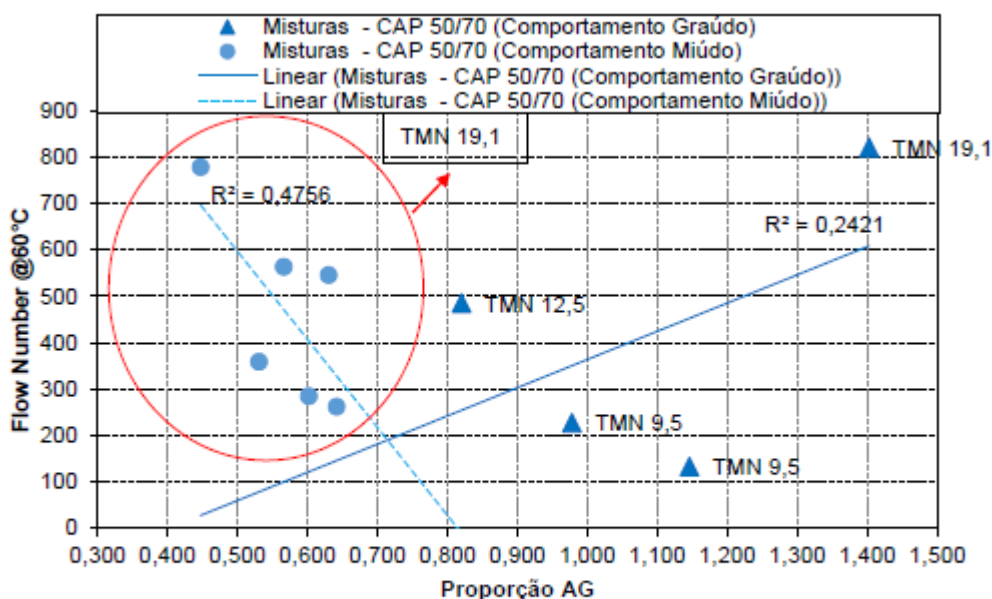


Figura 28: Interações individuais dos fatores agregados, faixa granulométrica e ligante asfáltico para o *flow number*

FONTE: Klinsky e Faria (2018)

Nos ensaios uniaxiais de carga repetida pela norma americana AASTHO TP 79 realizados por Barros (2017), ao analisar os critérios estabelecidos pela aplicação da mistura em campo, verificou que as misturas obtiveram desempenho superior ao previsto pelo ensaio. Salienta-se que os resultados foram obtidos a partir da variação do tempo e da temperatura de envelhecimento da mistura além da temperatura de ensaio que é estipulada na norma americana, sendo necessária a realização de mais ensaios para confirmar os resultados obtidos.

Na tentativa de entender melhor o comportamento dos agregados em relação à deformabilidade do pavimento Faccin (2018), Boeira (2018) e Bastos (2016) relacionaram os resultados de FN com a proporção AG da metodologia Bailey e com a porosidade FAD, ambos baseados em teorias de empacotamento das partículas. Conforme a Figura 29 de Faccin (2018) pode-se observar que o autor não obteve boas correlações, sendo para as misturas graúdas o R^2 de 0,4756 e para as misturas miúdas o R^2 de 0,2421



Nota: AG TMN 19 mm Comportamento Miúdo (Limite 0,60 a 1,00); AG TMN 9,5 mm Comportamento Graúdo (Limite 0,40 a 0,55); AG TMN 12,5 mm Comportamento Graúdo (Limite 0,50 a 0,65).

Figura 29: Correlação do FN com a proporção AG

FONTE: Faccin (2018)

Bastos (2016) incorporou os dados de Bessa (2012) e Pazos (2015) e concluiu que a porosidade FAD forneceu um indicativo dos parâmetros que contribuíram para um bom desempenho quanto à deformação permanente, com coeficientes de correlação de 0,98, se excluídas as misturas com porosidade marginal. A Figura 30 apresenta a correlação estabelecida entre o parâmetro de proporção AG e o FN das misturas asfálticas de Ferreira et al. (2016). Na Figura

30a estão inclusas todas as misturas asfálticas, porém a correlação gráfica possui um baixo coeficiente de determinação ($R^2=0,54$). Retirando dessa correlação as misturas asfálticas com porosidade FAD marginal obtém-se uma boa correlação entre ambos os parâmetros ($R^2=0,81$). Ferreira (2015 *apud* Ferreira et al., 2016) já havia identificado que a inclusão das porosidades FAD marginais sempre prejudica as correlações em diversas análises.

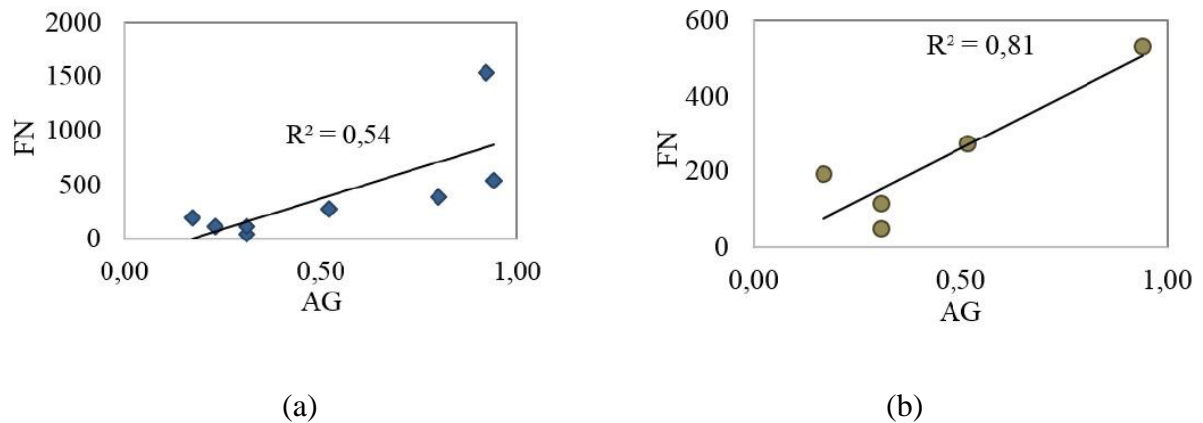


Figura 30: Correlação entre o parâmetro AG e o FN: (a) todas as misturas asfálticas e (b) excetuando-se as misturas asfálticas com porosidade FAD marginal

FONTE: Ferreira et al. (2016)

Bastos (2016) iniciou no Brasil os estudos nos ensaios triaxiais de varredura de tensão e utilizou o protocolo de Choi e Kim (2013a; 2013b) adaptando a tensão de confinamento para revestimentos mais esbeltos conforme descrição do item 2.2.2.2. Desses ensaios a autora obteve as curvas de número de ciclos de carga versus deformação permanente acumulada para avaliar a evolução da deformação ao longo do tempo. A Figura 31 apresenta os resultados das cinco misturas no ensaio TRLPD adaptado.

Pode-se observar que as misturas DNIT/CE, Insttale I e II/CE apresentaram rompimento antes dos 600 ciclos no ensaio TRLPD adaptado. A mistura DNIT/CE apresentou FN no ciclo 29 e as misturas Insttale I e II/CE apresentaram FNs nos ciclos 42 e 148. O rompimento precoce dessas misturas impossibilitou a realização dos ensaios MSS apresentado no protocolo. Após a realização do ensaio TSS adaptado, os resultados são usados para caracterizar o *Shift Model*. Os resultados completos das misturas CCR/SP e UFRGS/RS, avaliadas por meio do protocolo TSS adaptado, são apresentados na Figura 32 (Bastos, 2016).

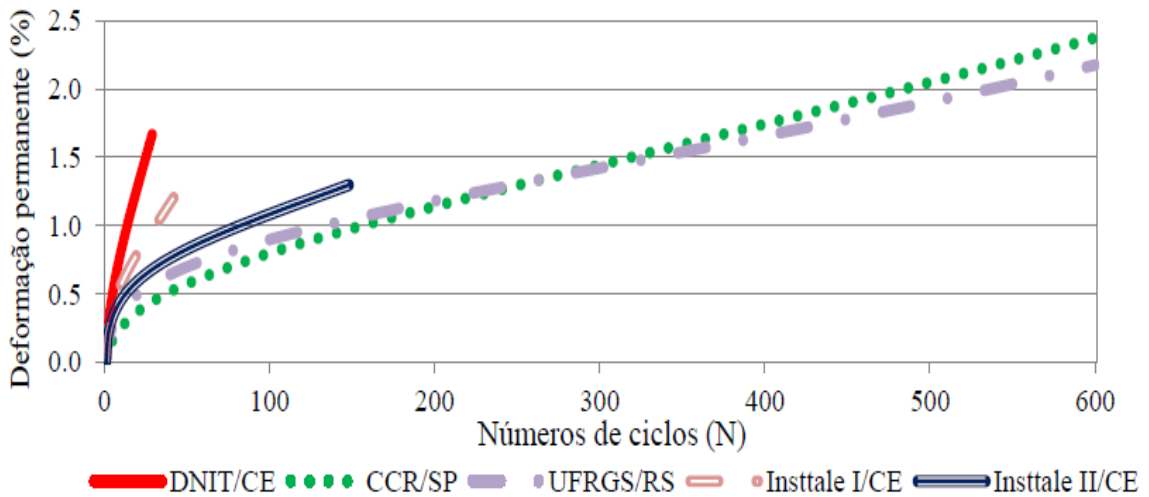


Figura 31: Deformação permanente versus número de ciclos do ensaio TRLPD adaptado

FONTE: Bastos (2016)

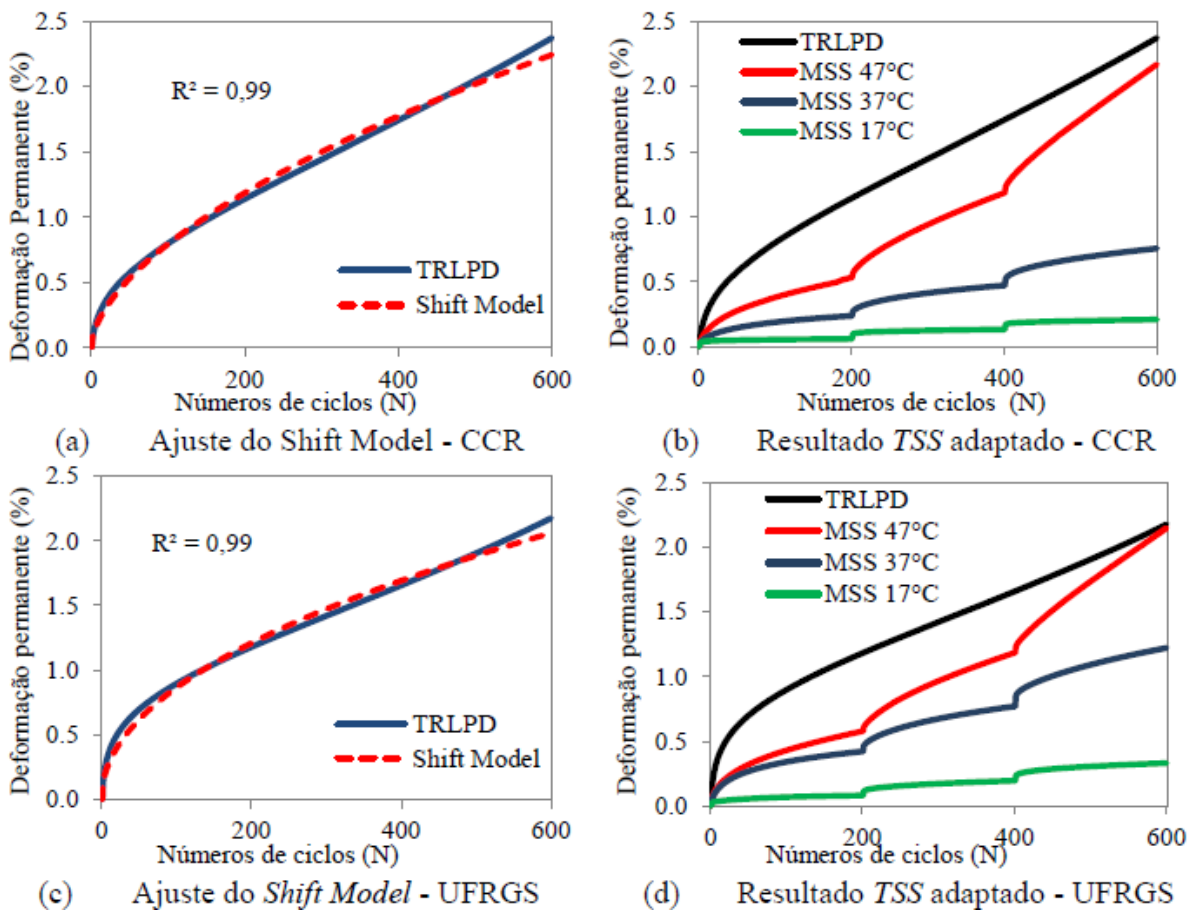


Figura 32: Deformação permanente versus número de ciclos do ensaio TSS adaptado

FONTE: Bastos (2016)

A Figura 33 mostra a comparação da aplicação de Choi (2014) para as pistas pertencentes ao NCAT e os resultados da simulação obtida por Bastos (2016). Pode-se observar que o modelo de previsão apresentou valores condizentes com os medidos em campo.

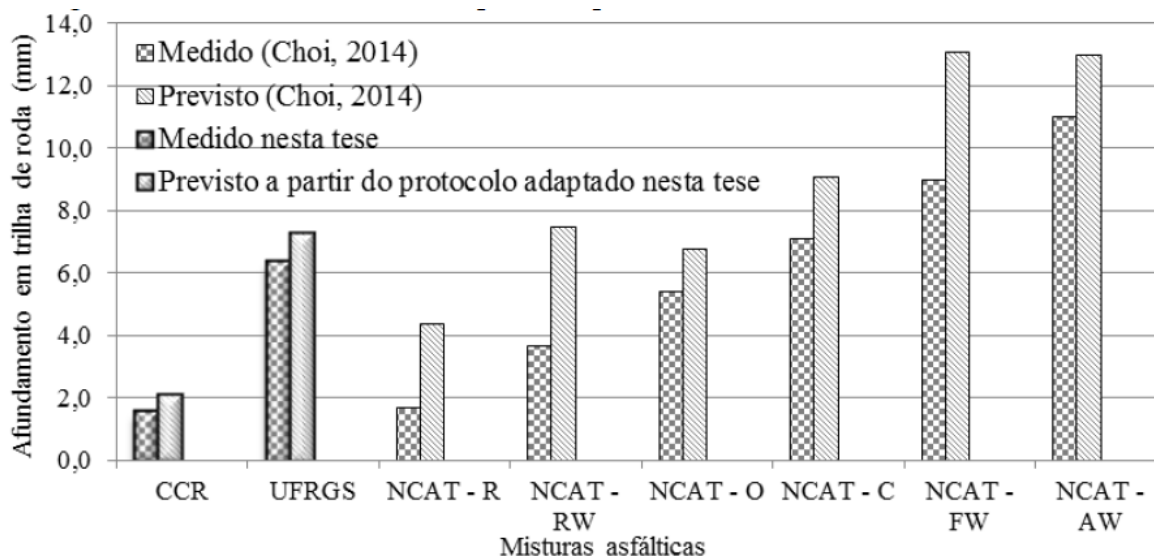


Figura 33: ATR medido versus previstos para as misturas CCR, UFRGS e NCAT

FONTE: Bastos (2016)

Já Barros (2022) realizou os ensaios TSS com a metodologia de Choi (2013) a fim de validar a possibilidade da execução do protocolo original para as misturas brasileiras. Das 5 misturas analisadas na pesquisa não foi observada falha na mistura asfáltica na realização do ensaio até o seu final (600 ciclos). Por este motivo a autora optou por trabalhar com o protocolo original, proposto pela NCSU no modelo SSR.

Já com relação as análises campo-laboratório, Barros (2022) e Vale (2022) concluíram que, a combinação do SSR, do *Shift Model* e de simulações estruturais no FlexPAVE são uma estratégia eficiente para a caracterização da deformação permanente e para a avaliação do dano estrutural observado em campo. Em seu artigo, Barros et al (2022) acrescenta que o FN é um parâmetro competente para análise primária do comportamento a deformação permanente de misturas asfálticas, em uma condição severa, porém não é sensível a temperatura e nível de tráfego local.

Ainda a autora analisou outras 11 misturas buscando compreender o efeito de agregados e ligantes asfálticos na deformação permanente de misturas. Os resultados mostraram que o uso de ligantes modificados por polímero pode melhorar significativamente o comportamento das misturas em campo. Não foi possível identificar o parâmetro mais relevante para a seleção de

agregados que gerem misturas asfálticas mais resistentes quanto à deformação permanente (Barros, 2022).

2.4. MISTURAS ASFÁLTICAS COM ASFALTO BORRACHA

Venudharan et al (2016) ressaltam que a borracha de pneus inservíveis tem recebido um interesse crescente da comunidade internacional em modificar o ligante asfáltico devido às vantagens múltiplas do material como: (a) redução de trincas reflexivas nas sobreposições de camadas asfálticas, (b) redução nos custos de manutenção, (c) aumento da resistência ao trincamento por fadiga, (d) aumento da vida útil do pavimento, (e) diminuição dos níveis de ruído e (f) uso eficiente de pneus que ajudam a manter o pavimento “verde” e sustentável.

A adição de borracha nas misturas asfálticas pode ser realizada de duas formas: por via úmida ou por via seca. Huang (2014) cita que no estado da Califórnia a borracha triturada é geralmente adicionada ao ligante asfáltico através do processo conhecido como úmido (em inglês *wet process*). O processo úmido pode ser realizado na própria usina ou próximo da mesma e assim conhecido como mistura em campo (em inglês *field blending*) e nomeado de ligante modificado de borracha de pneu (em inglês *tire rubber modified binder*), ou em uma distribuidora ou refinaria de asfaltos conhecido então como “*terminal blending*” e designado como ligante asfáltico de borracha (em inglês, *asphalt rubber binder*) (Huang, 2004).

De acordo com a Associação americana de teste e materiais (em inglês *American Society for Testing and Materials*, ASTM) o asfalto borracha é uma mistura de ligante asfáltico com borracha de pneus inservíveis e alguns aditivos nos quais o componente de borracha representa pelo menos 15% do peso total e que tenha reagido com a mistura de ligante asfáltico aquecido por tempo suficiente (CALTRANS, 2006). A FHWA (2014) indica que a aplicação do ligante de asfalto modificado borracha moída evoluiu com o desenvolvimento de ligantes em “*terminal blending*”. Esse desenvolvimento foi direcionado por reduzir a necessidade de modificação da usina e para resolver algumas preocupações de desempenho. Ainda assim, a FHWA (2014) identificou algumas falhas no pavimento com borracha moída, mas que foram vinculadas ao mau controle de qualidade com más práticas de mistura de campo.

De modo geral, o pó de borracha moída é adicionado ao ligante asfáltico a elevadas temperaturas, usualmente superiores a 177°C, com baixa taxa de cisalhamento, para promover interação física entre o ligante asfáltico e os constituintes das partículas de borracha,

(Shatanawi, 2008 *apud* Klinsky e Faria, 2017). Vários destilados de petróleo e óleos extensores podem ser adicionados na taxa de 2,5% até 6%, com relação à massa de ligante asfáltico, com o objetivo de reduzir a viscosidade, facilitar o espargimento e promover trabalhabilidade (Klinsky e Faria, 2017).

Na revisão bibliográfica realizada por Venudharan et al (2016), eles identificaram que, conforme vários autores (Harvey, Bejarano & Popescu, 2001; Kaloush, 2014; Nadkarni, Kaloush, Zeiada, & Biligiri, 2009; Putman & Amirghanian, 2004; Saha & Biligiri, 2015; Xiao, Amirghanian, & Juang, 2007; Way, Kaloush, Sousa, & Biligiri, 2012 *apud* Venudharan et al, 2016), a borracha melhora o desempenho das misturas asfálticas de modo geral, mas que são mais adequadas à faixas granulométricas abertas (*gap graded* e camada porosa de atrito) com relação às suas características de desempenho quando comparadas às misturas densas. As misturas densas com adição de borracha demonstram desempenho ruim ou falham devido a projetos inadequados de mistura. A razão para essa combinação de faixas densas e adição de borracha ser malsucedida pode ser atribuída a vazios insuficientes nos agregados minerais necessários para acomodar as borrachas (Venudharan et al, 2016).

Venudharan et al (2016) identificaram que durante o processo de desenvolvimento de uma mistura homogênea de ligante e borracha, vários fatores foram identificados como modificadores do comportamento do material, que incluem: (a) interação da borracha moída com diferentes porcentagens de ligantes virgens, conforme indicado por Abdelrahman & Carpenter, 1999; Airey, Rahman, & Collop, 2004 e Jeong et al., 2010 (*apud* Venudharan et al, 2016), (b) efeito do tempo de digestão durante a elaboração da mistura (Neto et al., 2006; Presti & Airey, 2013 *apud* Venudharan et al, 2016). (c) influência do betume na morfologia da borracha (Peralta et al., 2010 *apud* Venudharan et al, 2016), (d) degradação da borracha (Celauro et al., 2012; Koval'aková et al., 2013 *apud* Venudharan et al, 2016), (e) propriedades cinéticas do asfalto borracha (Guillamot et al., 2013 *apud* Venudharan et al, 2016) e (f) efeito do tempo e temperatura de processamento no asfalto borracha (Subhy, Lo Presti e Airey, 2015 *apud* Venudharan et al, 2016).

2.4.1. Breve histórico sobre o asfalto borracha

A reciclagem de borracha moída de pneus é utilizada pela indústria do asfalto desde a década de 1960 (FHWA, 2014). Charles McDonald's foi o primeiro engenheiro a desenvolver a tecnologia de adição de borracha no asfalto por via úmida, utilizando um tempo de reação dos

componentes de 45 minutos a uma hora. No ano de 1975 a borracha moída foi incorporada com sucesso ao ligante asfáltico pelo estado do Arizona e incluídas na normativa ASTM D8 que regulariza os materiais para utilização em pavimentos rodoviários (*Standard Terminology Relating to Materials for Roads and Pavements*) e posteriormente a ASTM D6114 (*Standard Specification for Asphalt-Rubber Binder*). No ano de 1992 a patente criada por McDonald's expira e a tecnologia desenvolvida pelo mesmo se torna de domínio público (Lo Presti, 2013).

Em 1991, a Seção § 1038 (d) do ato americano *Intermodal Surface Transportation Efficiency Act* (ISTEA) exigia que os todos os estados usassem uma quantidade mínima de borracha moída de pneus reciclados em camadas asfálticas executadas partir de 1994 (FHWA, 2014). Em 2006, a Política de Materiais Reciclados da FHWA (*FHWA Recycled Materials Policy*) foi estabelecida e declara (FHWA,2014):

A reciclagem e a reutilização podem oferecer benefícios de engenharia, econômicos e ambientais.

- Os materiais reciclados devem ter a primeira consideração na seleção de materiais;
- A determinação do uso de materiais reciclados deve incluir uma revisão inicial da engenharia e da adequação ambiental;
- Uma avaliação dos benefícios econômicos deve seguir no processo de seleção;
- Restrições que proibem o uso de materiais reciclados sem base técnica devem ser removidas das especificações.

Na África do Sul e Austrália, a introdução do asfalto borracha iniciou na década de 1980. Na África do Sul os processos úmidos e seco foram utilizados com sucesso, entretanto o processo seco tem sido o mais aplicado (Visser e Verhaege, 2000 *apud* Lo Presti, 2013). Dois estados da Austrália (New South Wales e Victoria) adotaram o processo úmido principalmente aplicado como uma camada que impede a reflexão de trincas (Widyatmoko e Elliot, 2007 *apud* Lo Presti, 2013).

Na Europa, o ligante asfáltico produzido por processo úmido tem sido utilizado com sucesso desde 1981 na Bélgica, assim como, na França, Áustria, Países Baixos, Polônia e Alemanha (Souza, 2005 *apud* Lo Presti, 2013), mas recentemente na Grécia (Mavridou et al, 2010 *apud* Lo Presti, 2013) e Reino Unido (Hicks e Cheng, 2010 *apud* Lo Presti, 2013). Os países com o

maior número de aplicações são Portugal (Antunes et al, 2000 apud Lo Presti, 2013), Espanha (Gallego et al, 2000 apud Lo Presti, 2013), Itália (Santagata e Pasquini, 2007 apud Lo Presti, 2013), República Tcheca (Dasek et al, 2012 apud Lo Presti, 2013) e Suécia (Nordgren e Tykesson, 2012 apud Lo Presti, 2013). Lo Presti (2013) ainda cita que outros países têm aderido à utilização de asfalto borracha, como Taiwan, China, Sudão e até mesmo o Brasil.

2.4.2. Experiências estrangeiras com a utilização de asfalto borracha

Segundo Venudharan et al (2016) vários estudos de pesquisa foram realizados para entender o desempenho das misturas com asfalto borracha com graduações variadas. Os tipos mais comuns de graduações utilizadas nas misturas de asfalto borracha incluem as misturas densas (Crockford, Makunike, Davison, Scullion & Billiter, 1995; Dondi et al., 2014; Epps, 1997; Fontes, Triches, Pais, & Pereira, 2010; Gandhi, Wurst, Rice, & Milar, 2014; Heitzman, 1992; Hicks, Lundy, Leahy, Hanson e Epps, 1995; Huang, Mohammad, Graves & Abadie, 2002; Kök & Çolak, 2011; Liang e Lee, 1996; Mohammad, Huang e Roberts, 2000; Mull et al., 2002; Said, Carlsson, Viman e Nordgren, 2015; Shen, Amir Khanian, Lee e Putman, 2006; Wang, Dang, Li & You, 2013 apud Venudharan et al, 2016), as descontínuas tipo *gap graded* (Huang et al, 2002; Kaloush et al, 2007; Kaloush et al, 2008; Fontes et al 2010; Kaloush et al, 2010; Santagata et al 2014) e as abertas como a camada porosa de atrito (Biligiri, 2008 ; Biligiri & Way, 2014; Biligiri, Kalman & Samuelsson, 2013; Huang et al., 2002; Kaloush, Zborowski, Biligiri, Rodezno e De Mello, 2007; Meena, Saha & Biligiri, 2015; Mello, Kaloush, & Farias, 2010; Minhajuddin, Saha, & Biligiri, 2015; Morris & Carlson, 2001; Saha & Biligiri, 2015; Way, Sousa, & Biligiri, 2012c apud Venudharan et al, 2016).

O estado da Califórnia enfrenta o desafio de destinar anualmente mais de 40 milhões dos pneus inservíveis. O Departamento de Recursos, Reciclagem e Recuperação da Califórnia (CalRecycle) é responsável por encontrar novos usos de pneus usados. Em 2010, a CalRecycle estimou que dos aproximadamente 41,1 milhões de pneus reutilizáveis gerados na Califórnia, 33 milhões deles (81%) foram desviados por várias alternativas que incluíam reutilização, reforma e combustão (Jones et al, 2017). Em 2005, a Assembleia Legislativa da Califórnia aprovou e o Governador assinou o ato AB 338 (*Recycling: crumb rubber*), que exige que o Departamento de Transporte da Califórnia (Caltrans) faça uso de uma porcentagem específica de borracha moída por tonelada da quantidade total de materiais de pavimentação asfáltica que utiliza a cada ano. Especificamente, a partir de 2013, o Caltrans deve usar, em média anual, 5,2

kg de borracha por tonelada da quantidade total de materiais de pavimentação asfáltica que utilizado na construção e reparo do sistema rodoviário estadual (Jones et al, 2017).

Na Califórnia, a borracha de asfalto é especificada para compor 18 a 22% do asfalto borracha por massa total, ficando assim dentro do especificado pela ASTM D 6114. O asfalto borracha também deve incluir borracha inservível com alto teor de borracha natural, de 25% a 2%, em massa do asfalto borracha, que pode vir de pneus velhos ou de outras fontes. O Caltrans requer também o uso de óleo extensor como modificador no asfalto borracha (Hicks, 2002). A mistura asfáltica com asfalto borracha no estado citado atua como uma camada estrutural no pavimento e é mais eficaz em espessuras compactadas que variam de 30 mm a 60 mm, de acordo com análises e modelagens estruturais recentes apresentadas no Guia de asfalto borracha (Asphalt Rubber Guide) (Hicks, 2002)

O Caltrans e a UCPRC (*University of California Pavement Research Center*) têm feito vários esforços para aumentar a quantidade de borracha utilizada em suas misturas. Na proposta de Jones et al (2017) os autores preveem a utilização de uma pequena quantidade de borracha de 5 a 10% de forma que o ligante seja classificado como “PG + X”, onde X é a porcentagem de borracha adicionada, sendo que o PG do ligante asfáltico não deve se alterar pela adição de borracha. Um segundo cenário previsto pelos autores foi adicionar pelo processo a seco uma porcentagem de 0,25 a 0,5% em relação ao peso de agregado. A pesquisa está em andamento e ainda não foram publicados os resultados.

Huang et al (2002) realizou um estudo comparativo do desempenho em laboratório e em campo de misturas quentes com borracha moída no estado de Louisiana. Oito seções foram construídas por oito processos diferentes de aplicação da borracha moída e uma seção de controle com mistura de asfalto convencional foi construída em cada projeto para comparar o desempenho com as seções de pavimento construídas com misturas de borracha. Os resultados indicam que as misturas convencionais exibiram melhores características de resistência laboratorial nos ensaios de estabilidade e fluência Marshall, resistência a tração por compressão diametral e módulo de resiliência por compressão diametral. Com relação ao monitoramento de campo, as misturas com asfalto borracha apresentaram afundamento na trilha de roda igual ou inferior em relação à mistura de referência após 5 a 7 anos de monitoramento. Com relação aos custos de construção a adição de borracha aumentou significativamente o valor final da mistura, podendo ser constatado que, para as oito seções de análise, os custos em relação a seção de controle foram de 100 a 360% superiores.

Com relação ao tamanho da partícula da borracha utilizada nos Estados Unidos ainda não há um consenso. Jones et al (2017) cita que a área da superfície das partículas de borracha aumenta com a diminuição do tamanho das partículas e, conseqüentemente, é provável que partículas menores interajam com o ligante base mais efetivamente do que partículas maiores, levando a tempos de reação potencialmente mais curtos em temperaturas de mistura mais baixas e à melhor estabilidade de estocagem. Áreas de superfície de partículas maiores também facilitam a absorção dos óleos leves no ligante base, o que promove a digestão da borracha (Jones et al, 2017).

Vários estudos publicados se concentraram em avaliar o impacto do tamanho das partículas de borracha nas propriedades dos ligantes de borracha de asfalto (Rouse, 1996; Abdelrahman e Carpenter, 1999; Kim et al., 2001; Huang e Pauli, 2008; Xiao et al., 2009; Wang et al., 2012; Zanetti et al., 2015 *apud* Jones et al., 2017). Infelizmente, houve pouca padronização dos tamanhos das partículas de borracha avaliadas nos estudos citados acima, sem distinção clara da fronteira entre o que era considerado fino e grosso. No entanto, os estudos geralmente concluíram que os tempos de digestão, ângulo de fase e resistência à fissuração por fadiga diminuiriam com a diminuição do tamanho das partículas, enquanto a estabilidade à estocagem, a viscosidade, a rigidez e a resistência a deformação permanente aumentaram com a diminuição do tamanho das partículas (Jones et al, 2017).

A Tabela 11 apresenta um resumo do tamanho de partículas de borracha utilizadas pelos estados norte-americanos.

Tabela 11: Distribuição granulométrica das partículas de borracha por diferentes estados norte americanos

Peneira (mm)	DOT Arizona		Caltrans		DOT Texas - Tipo 'B' para SMA		DOT Texas - Tipo "C" para SMA e CA denso		DOT New Jersey		DOT Massachusetts	
	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx
2,36									100	100	100	100
2	100	100	100	100	100	100					95	100
1,18	65	100	80	100	70	100	100	100	65	100		
0,6	20	100	40	60	25	60	90	100	20	100	0	10
0,425							45	100				
0,3	0	45	5	15					0	45	0	5
0,15			0	10								
0,1	0	5										
0,075			0	10	0	5			0	5		

As faixas granulométricas *gap graded* foram especialmente desenvolvidas para que as misturas asfálticas tenham desempenho superior à deformação permanente e que também possam ser utilizadas com asfalto borracha. Como não há um consenso dos estados norte-americanos sobre o tamanho das partículas de borracha isso acaba refletindo no desenvolvimento das faixas granulométricas *gap graded*, conforme demonstrado na Figura 34.

No experimento italiano Pasquini et al. (2011) avaliou o desempenho de misturas de asfalto borracha com faixa granulométrica *gap graded* através de ensaios de compressão cíclica triaxial e o ensaio com simulador WTT (*Wheel Tracking Test*). A Figura 35 apresenta o resultado do ensaio de simulação WTT a 60° em comparação com os materiais de referência: o concreto asfáltico convencional de granulometria densa (CA) e a mistura asfáltica tipo SMA com tamanho de agregado máximo de 12mm e ligante convencional. A mistura com asfalto borracha e faixa granulométrica *gap graded* apresentou um afundamento medido muito similar ao da mistura SMA, ambas com valores de afundamentos bem baixos.

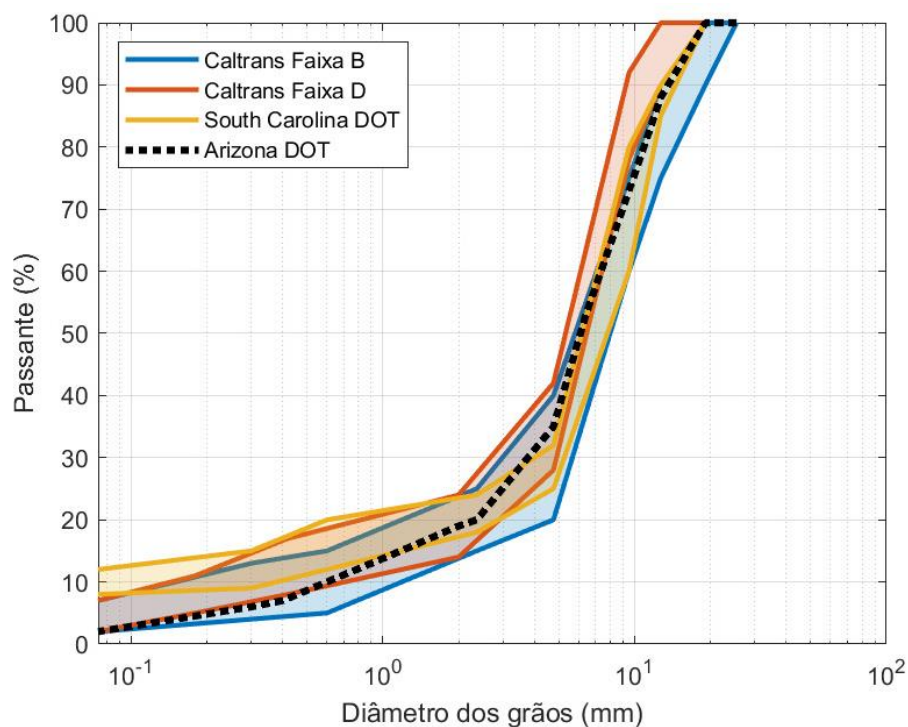


Figura 34: Faixas *gap graded* para os estados norte americanos

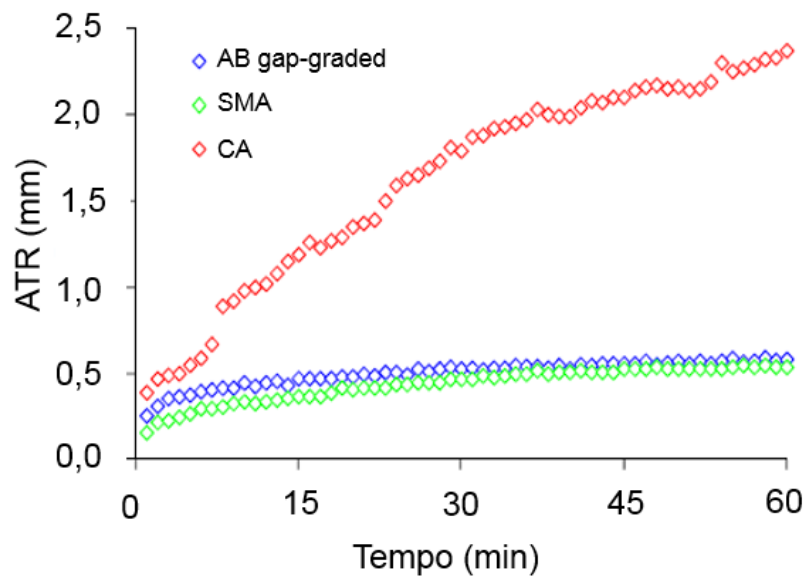


Figura 35: Resultado do ensaio de simulação WTT

FONTE: Adaptado de Pasquini et al. (2011)

O ensaio de compressão cíclica triaxial foi realizado através da norma EN 12697-25 a 50°C, que utiliza amostras cilíndricas de 100 mm de diâmetro e 80 mm de espessura fabricadas com um compactador giratório com 6% de volume de vazios no experimento de Pasquini et al. (2011). Uma carga haversine com frequência de aplicação de carga de 3 Hz foi selecionada. A tensão de confinamento foi fixada em 150 kPa enquanto a carga axial foi de 600 kPa. Três réplicas foram testadas para 10.800 ciclos de carregamento. A Figura 36 apresenta os resultados no ensaio. É possível constatar que mesmo após 10800 ciclos a mistura não chegou na zona terciária.

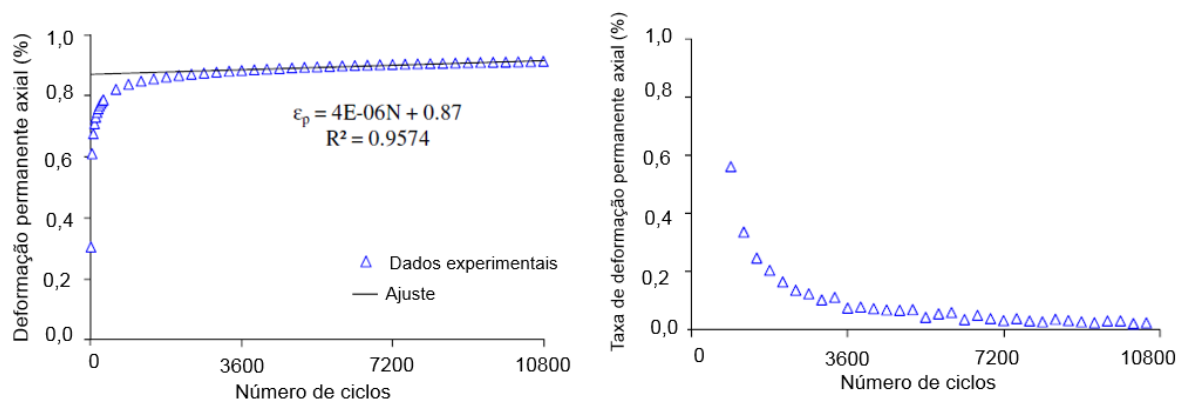


Figura 36: Resultado do ensaio triaxial cíclico de compressão

FONTE: Adaptado de Pasquini et al. (2011)

Kaloush et al. (2008, *apud* Venudharan et al., 2016) avaliou o desempenho à deformação permanente de misturas aplicadas em campo da rodovia Malmo E-06 na Suécia. As misturas incluíram uma de referência e outra de com asfalto borracha ambas com faixa *gap graded* conforme especificado pela *Swedish Transport Administration*. Os resultados indicaram que a mistura com asfalto borracha era mais resistente ao afundamento na trilha de roda do que a mistura convencional de referência.

Em outro estudo de caso, Kaloush et al. (2012) investigaram o desempenho à deformação permanente de misturas de campo da rodovia E-18 de Estocolmo. O *flow number* e o módulo dinâmico foram ensaiados em três misturas diferentes com granulometria *gap graded* e ligantes convencional com penetração de 50/70, modificado por polímero e com borracha moída em uma porcentagem de 20%. A Figura 37 apresenta os resultados para o ensaio de módulo dinâmico, onde os autores observam que não há uma diferença significativa entre os valores de módulo dinâmico para as três misturas.

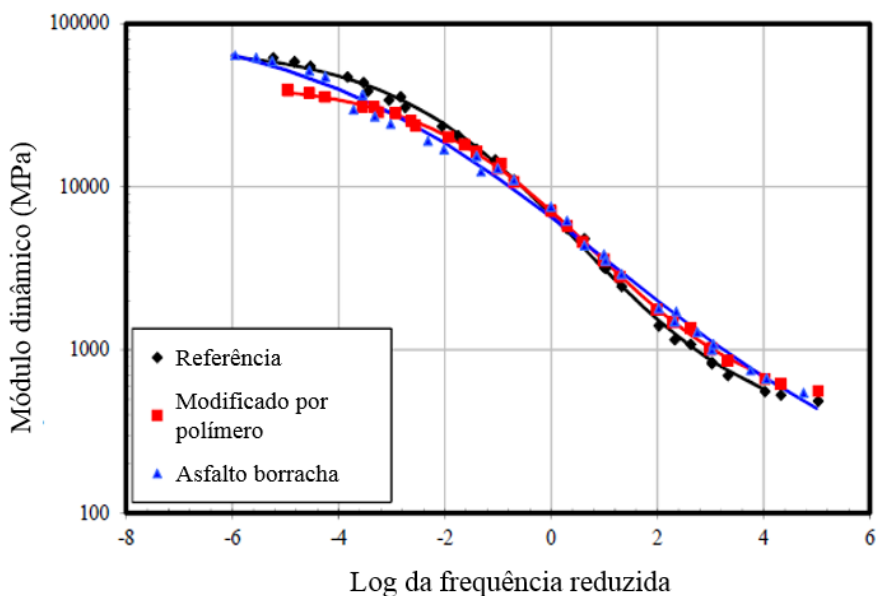


Figura 37: Resultados do ensaio de módulo dinâmico

FONTE: adaptado de Kaloush et al. (2012)

O ensaio de *flow number* foi conduzido conforme NCHRP Report 465 na condição confinada e não confinada a 38°C. A Figura 38 apresenta os resultados de FN para as duas condições. Kaloush et al. (2012) ressalta que, em média, as misturas de polímero e borracha apresentaram maior FN do que a mistura de referência. Uma vez que o FN médio da mistura com ligante modificado por polímero e da mistura com asfalto borracha é cerca de 10 vezes maior que a

mistura de referência, conclui-se que misturas modificadas são menos suscetíveis à deformação permanente. Kaloush et al. (2012) ainda apontam que, em estado confinado, todas as três misturas testadas a 138kPa de tensão de confinamento não chegaram à zona terciária.

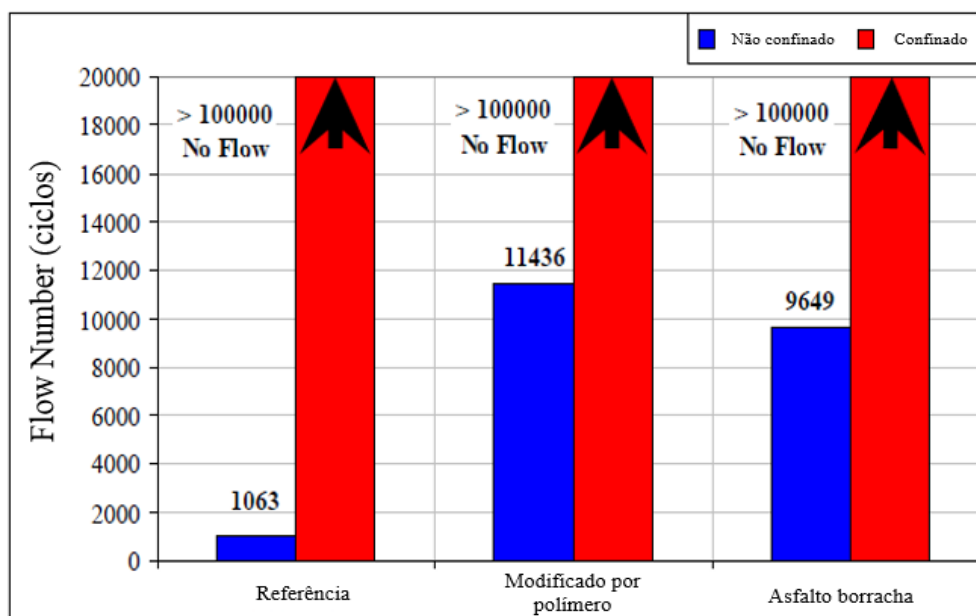


Figura 38: Resultados de *flow number* para a Stockholm Swedish E18 Highway

FONTE: adaptado de Kaloush et al. (2012)

Na China, Liu et al. (2012) reportam que a indústria de pavimentação está absorvendo rapidamente a tecnologia do asfalto borracha e vários trechos teste foram construídos em diversas áreas, mas não existe um padrão nacional para o material. Portanto, o projeto das misturas de asfalto borracha é variável e o desempenho reflete essa variação. Além disso, o asfalto borracha é usado principalmente em misturas asfálticas com graduação densa (Sun, et al., 2009; Liu, et al., 2009; Sun, 2008 *apud* Liu et al., 2012) e pouca pesquisa foi realizada sobre outros tipos de misturas, como as graduações *gap graded* e aberta. No artigo de (Liu et al., 2012) foram comparados, em laboratório, os desempenhos da mistura com asfalto borracha na faixa *gap* (GGAR) e de uma mistura convencional SMA e conclui-se que, para o ensaio de simulação WTT, a mistura com SMA obteve afundamentos levemente superiores a mistura com *gap graded* (Figura 39).

Saboo, et al. (2018), na Índia, investigaram a utilização do asfalto borracha em comparação com o ligante convencional e o modificado por polímero utilizando 4 faixas granulométricas: densa, SMA, *gap graded* do Caltrans e *Coarse Matrix High Binder* desenvolvida pelo departamento rodoviário do Texas. Na análise de laboratório através de simuladores as misturas

gap graded do Caltrans foram as que obtiveram o pior desempenho, já a faixa desenvolvida pelo Texas foi a com o melhor desempenho. Em campo, as misturas *gap graded* com ligantes modificados obtiveram um desempenho muito superior.

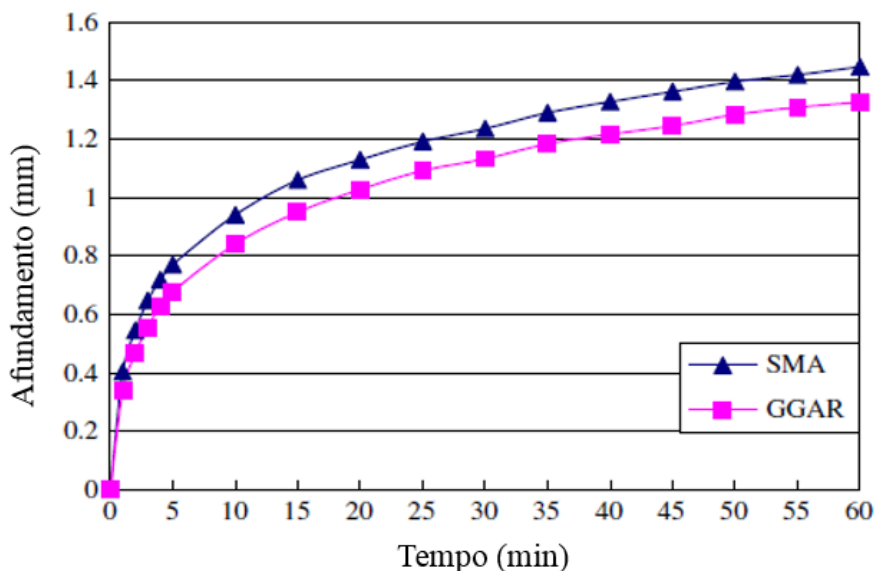


Figura 39: Resultado do simulador WTT

FONTE: Adaptado de Liu et al., 2012

2.4.3. Experiência nacional com asfalto borracha

Specht (2004) cita que o processo úmido através do *terminal blending*, onde a mistura da borracha é efetuada em uma distribuidora já está sendo utilizado no Brasil. De acordo com a Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias (ABCR), o asfalto de borracha foi utilizado em aproximadamente 1867 km de rodovias concedidas (aproximadamente 10% da extensão total concedida) entre os anos de 2008 e 2012 (ABCR, 2013 apud Camargo et al., 2019).

Klinsky e Faria (2017) selecionaram para o seu estudo laboratorial o CAP-Borr-1 e o CAP-Borr-2, cujas características empíricas e reológicas foram descritas em seu trabalho. Também foi selecionado o CAP 30/45 para ser empregado como parâmetro de referência. As misturas asfálticas foram testadas em quatro faixas granulométricas distintas: TMN 19mm (EGL19), TMN 9,5mm (EGL9,5), DERSA Faixa III e *gap graded*. Além dos ensaios de caracterização tradicional os autores realizaram o ensaio de FN (norma AASHTO T 342) obtendo os resultados conforme Figura 40.

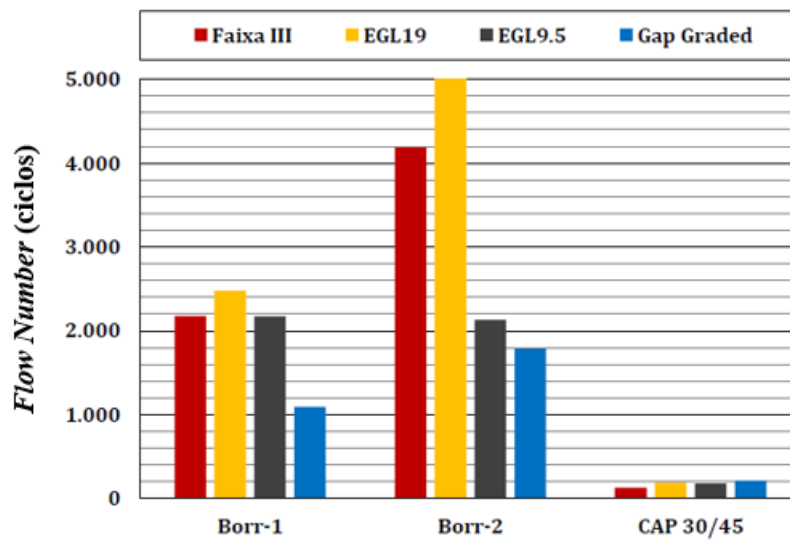


Figura 40: *Flow number* das misturas asfálticas

Fonte: Adaptado de Klinsky e Faria (2017)

Segundo Klinsky e Faria (2017) é possível perceber que as misturas asfálticas com CAP Borracha apresentaram valores muito superiores de FN, quando comparadas com as misturas asfálticas com CAP 30/45, independente da faixa granulométrica. Esse comportamento indicaria maior resistência à deformação permanente nas misturas asfálticas com borracha e um maior número de ciclos de carregamento de veículos até atingir o mesmo afundamento de trilha de roda, quando comparado com misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos convencionais. Ainda, pode-se notar que as misturas tipo *gap graded* são as que apresentam menor valor de FN.

Faccin (2018) investigou misturas com asfalto borracha faixa B do DAER/RS e encontrou FN (pela norma NBR 16505) de 255 ciclos para a mistura produzida em laboratório e 158 para a coletada na usina. Por ter obtido baixos valores de FN, o autor investigou este parâmetro em 5 misturas com AB8 e faixas B DNIT e DAER/RS utilizando o ensaio triaxial com confinamento de 138kPa e encontrou valores de FN entre 61 e 284 ciclos. Em uma terceira análise com o ensaio de simulação *Hamburgo test*, através da AASHTO T 324, duas amostras foram testadas na temperatura de 50°C e foram obtidos os resultados da Figura 41.

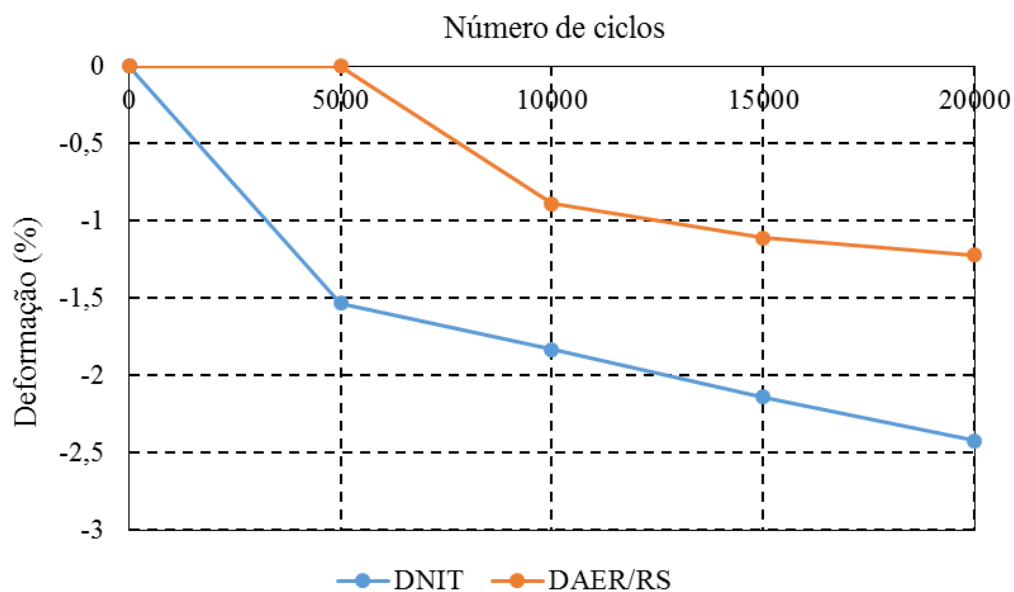


Figura 41: Resultados do *Hamburgo test* para misturas a quente com ligante AB8 – Faixa granulométrica B DNIT e DAER/RS

Fonte: Adaptado de Faccin (2018)

Diferentemente dos resultados do FN, o *Hamburgo test* apresentou resistência satisfatória, com valores abaixo de 10% (deformação aceitável). Faccin (2018) ressalta que ainda há necessidade de estudos mais aprimorados da utilização do FN como critério para medir a deformação permanente de misturas com asfalto borracha.

A Figura 42 apresenta um resumo dos resultados de FN para misturas AB8 ensaiados pela norma brasileira por Barros (2017) e Faccin (2018). Pode-se identificar que, exceto as misturas com cal calcítica, as demais apresentam um baixo valor de FN. Ainda é possível observar que as misturas mornas tendem a reduzir a resistência da mistura à deformação permanente.

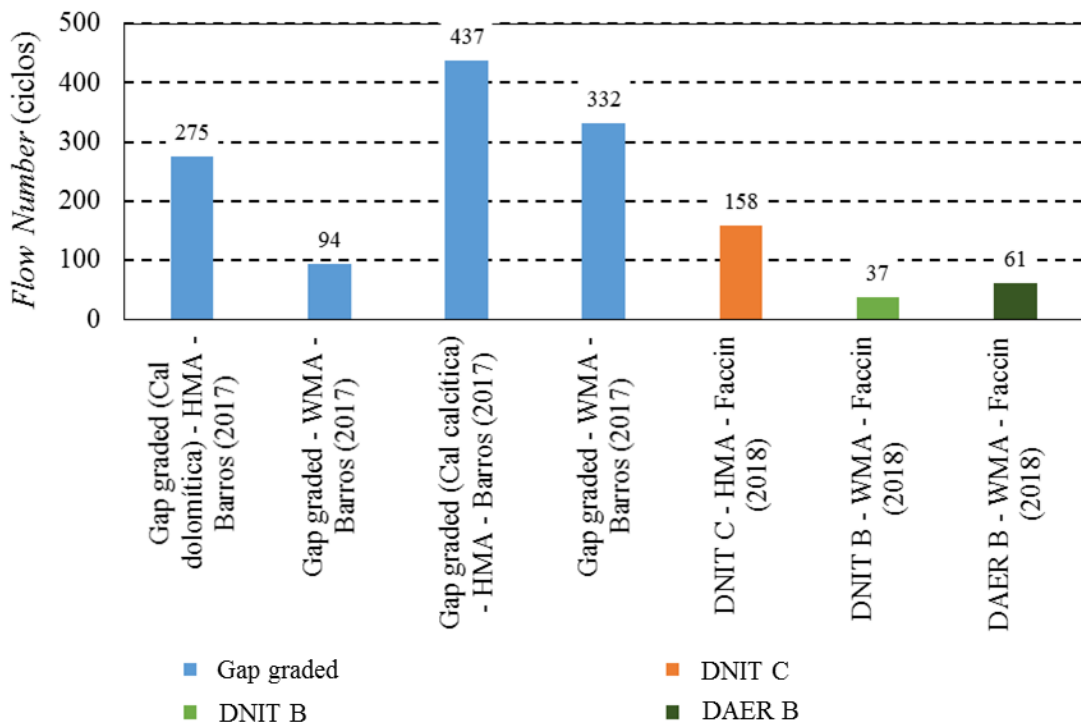


Figura 42: Resumo dos resultados de FN para diferentes misturas com ligante AB8 ensaiados pela norma brasileira de FN (DNIT 184/18)

Camargo et al. (2019) construíram um trecho experimental de 500 m utilizando uma mistura de asfalto de borracha adicionada em campo (19% de borracha, classificação como AB22) e faixa granulométrica *gap graded* como capa do pavimento para o monitoramento do seu desempenho na RJ-122. A Figura 43 apresenta as medidas de afundamento da trilha de roda para o 3° e 4° ano, onde é possível observar que a mistura aplicada obteve um bom desempenho, com baixos afundamentos.

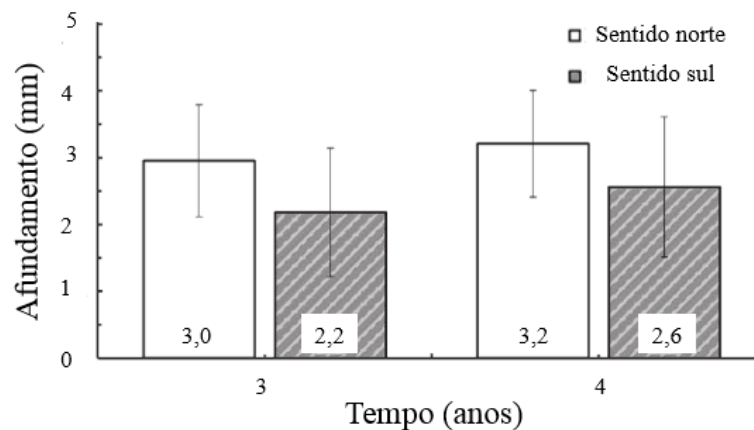


Figura 43: Máximo afundamento na trilha de roda em ambos os sentidos da RJ-122

FONTE: Camargo e Bernucci (2019)

Negrão (2012) conduziu um estudo semelhante de Camargo e Bernucci (2019) usando uma mistura classificada como *gap graded* de acordo com as especificações do CALTRANS e atendendo às especificações brasileiras para um asfalto borracha do tipo AB8. Uma seção de teste de 300 m foi construída em julho de 2010 na Rodovia BR-376 / PR, com um teor de asfalto de 6,0% de um asfalto borracha tipo “*terminal blending*”. O pavimento existente foi coberto com aproximadamente 55 mm da mistura e o monitoramento periódico foi realizado por até 6 meses de trabalho, a fim de determinar as características estruturais e funcionais do pavimento. Durante este período observou-se uma deterioração acelerada em relação à fissuração, bem como, deformação permanente, chegando até 14mm (Camargo e Bernucci, 2019).

2.5. PARÂMETROS DE AVALIAÇÃO E EFEITOS NOS ENSAIOS MECÂNICOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Este item destina-se a dar subsídio para as análises paramétricas realizadas em relação ao ensaio SSR, bem como, ensaios de rigidez ou FN que possam servir de indicativos do comportamento das misturas asfálticas. Foi realizada uma revisão bibliográfica focada nos 4 pontos de discussão que compõe o objetivo c) e os resultados encontrados no item 6.

2.5.1. Tempo de repouso entre blocos de tensão desvio

Assim como demonstrado na Introdução desta tese, ao se aplicar uma carga, tanto dinâmica, quanto estática a mistura asfáltica pelas suas características visco-elasto-plástica sofre uma deformação elástica instantânea. Esta deformação cresce conforme o tempo de carregamento for mantido, sendo, portanto, uma das características viscosas da mistura. Ao se retirar o carregamento observa-se (Figura 1 e Figura 2) uma recuperação instantânea elástica, seguida de uma recuperação com relação ao tempo de repouso. Ao final temos uma deformação plástica que se mantém na mistura asfáltica.

Com relação ao efeito do tempo de repouso entre os blocos de tensão desvio do ensaio SSR fica o questionamento de quanto a deformação se recupera utilizando esses intervalos. Primeiro pode-se afirmar que o processo de relaxação, ou seja, de recuperação da deformação, será maior quanto maior for o intervalo entre os blocos. E em segundo que quanto maior for a temperatura mais viscoso é o maior e, portanto, mais deformações o mesmo irá acumular.

2.5.2. Processo de serragem

A hipótese a favor do uso de CPs extraídos ao invés de moldados, conforme Silva, Bastos e Soares (2022), pode partir (i) da distribuição do volume de vazios mais compatível com a compactação em campo; (ii) da possível aproximação ao comportamento em campo por efeitos de restrição durante a compactação; e (iii) da redução de regiões mais heterogêneas do CP, o que poderia supostamente levar a uma amostra mais representativa. Silva, Bastos e Soares (2022) também discorrem que no caso de CPs moldados, a compactação fornece energia desigual entre as diferentes porções como base, topo e bordas em contato com o molde. Apesar de a mistura asfáltica ser um material que apresenta variabilidade decorrente dos materiais e do processo produtivo, a distribuição desigual dessa energia e distribuição dos agregados pode gerar tendências de acúmulo de volumes de vazios, aumentando a variação de comportamento das amostras (Silva, Bastos e Soares, 2022).

Harvey et al. (1994) analisaram amostras que passaram pelo processo de serragem, bem como, as amostras sem nenhum tipo de corte através de imagens. O autor conclui que o processo de corte e extração das amostras pode apresentar fraturas nos agregados, assim contribuindo para maiores volume de vazios.

Já de outra perspectiva, Vale (2020) avaliou mecanicamente amostras diretamente moldadas no seu tamanho final, ou seja, com 100mm de diâmetro e 150mm de altura, bem como, amostras extraídas de um corpo de prova de 150mm de diâmetro e 178mm de altura, como demonstrado na Figura 44. Nos resultados de FN o processo de serragem ocasionou uma mudança significativa, indo de 182 ciclos na amostra somente moldada para 108 ciclos. Ainda assim, ambos mantiveram a mesma classificação de tráfego médio. A mesma justifica, que isso pode ocorrer diferentes fatores como: a extração da camada de ligante de envolve a mistura, a alteração da granulometria da mistura devido aos agregados serrados, o calor gerado na superfície da amostra durante a extração ou ainda a alteração da distribuição dos volumes de vazios (Vale, 2020).

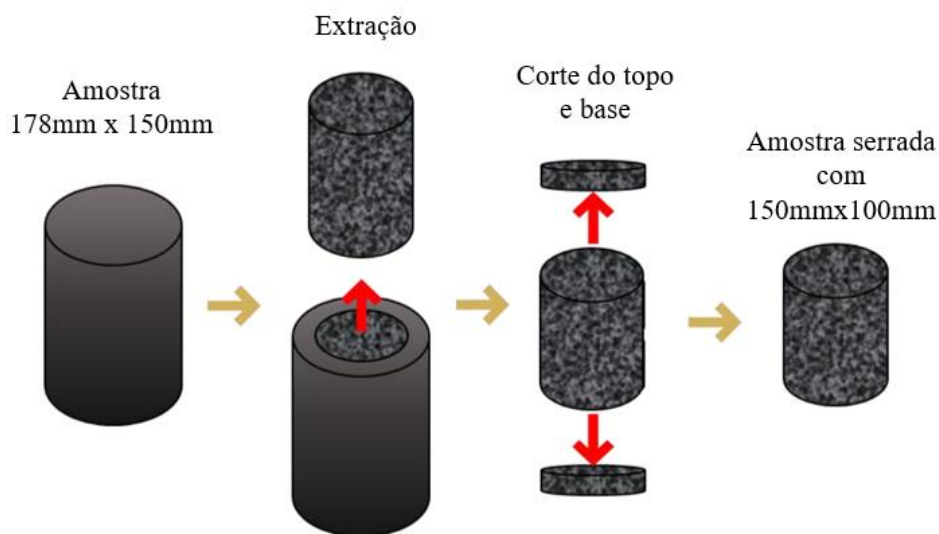


Figura 44: Fabricação e extração de amostras de Vale (2020)

FONTE: Adaptado de Vale (2020)

Robinette e Williams (2006) *apud* Silva, Bastos e Soares (2022) avaliaram os efeitos do histórico de carregamento em ensaios, além de utilizar CPs extraídos e moldados no programa experimental. Os autores observaram FNs 33% maiores para amostras extraídas e variação não significativa para o módulo dinâmico das misturas.

Da mesma forma, Silva, Bastos e Soares (2022) investigaram o ensaio de FN conforme DNIT 184, 2018 – ME, para amostra extraída, identificadas pela letra “E” e amostras apenas moldadas de duas misturas (M1 e M2). Os resultados podem ser observados na Figura 45. Verificou-se no artigo de Silva, Bastos e Soares (2022), para M1, a redução de 40% ao realizar o ensaio com CPs extraídos, considerando 2 amostras para cada método. Por outro lado, M2 apresentou 2% de aumento, valor desprezível considerando que há variabilidade as amostras obtidas pelo mesmo método; quanto aos volumes de vazios. Dentre as hipóteses levantadas para a variação no comportamento das misturas, destacaram-se: (i) possível efeito do corte de agregados e (ii) efeito da variação do teor de ligante (Silva, Bastos e Soares (2022)).

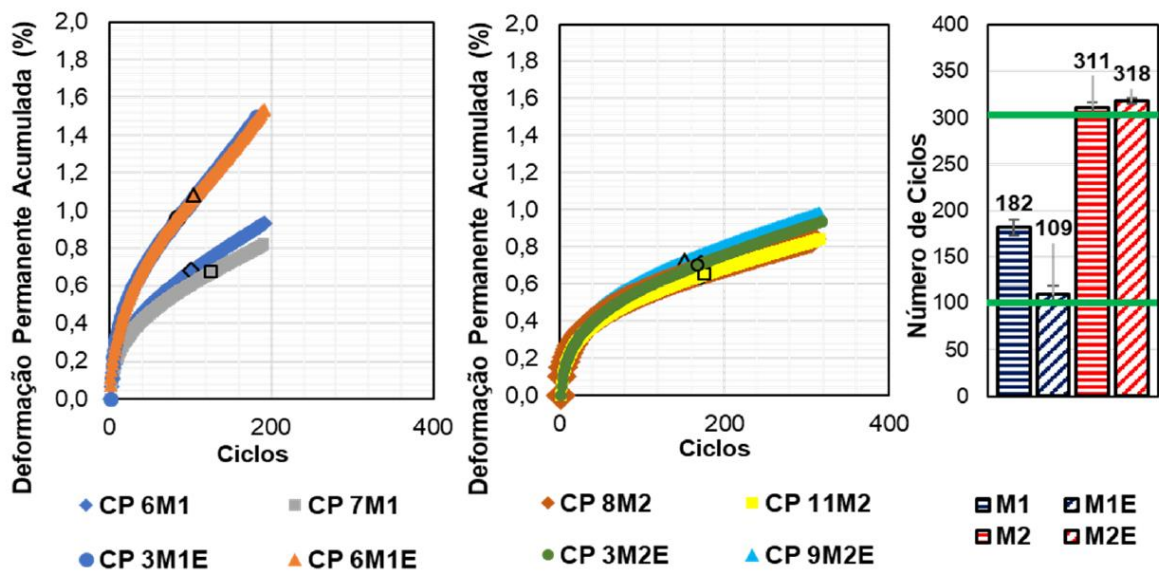


Figura 45: Acúmulo de deformação permanente em a) M1 e b) M2; c) *Flow number* médio.

FONTE: Silva, Bastos e Soares, 2022

Silva, Bastos e Soares (2022) também analisaram o ensaio de SSR em diferentes condições de preparam de amostras, como mostra os resultados médios da Figura 46a. Novamente, na Figura 46, os resultados de CPs extraídos são demarcados pela terminação “E” na legenda. As amostras moldadas e extraídas da M1 e M2 não atenderem aos três estágios do protocolo (600 ciclos) e ainda as amostras extraídas apresentaram ainda menor resistência à deformação permanente. Os autores supõem que os ensaios de deformação permanente, sobretudo o SSR seja mais suscetível as variações de distribuição dos volumes de vazios na amostra e possíveis efeitos de cortes dos agregados decorrentes do processo de extração. Assim, uma variável de estado dependente do confinamento poderia estar relacionada aos resultados mais expressivos do SSR. (Silva, Bastos e Soares, 2022).

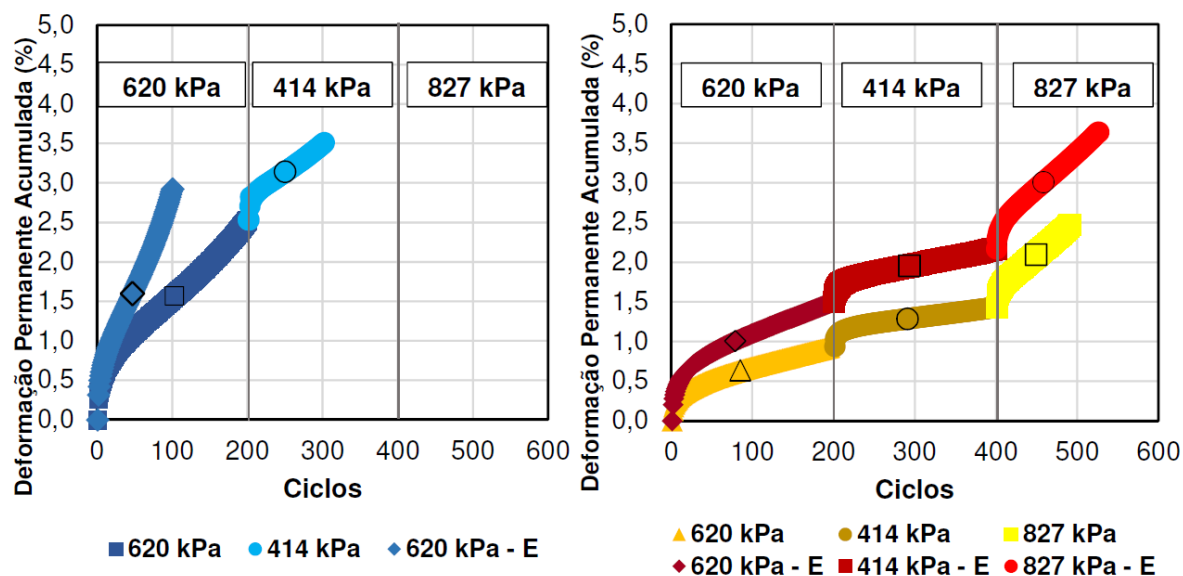


Figura 46: SSR médio para M1 a) moldados e extraídos, M2 b) moldados e extraídos.

FONTE: Silva, Bastos e Soares, 2022

Silva et al (2020) também conseguiram identificar através de ensaios de tomografia que as amostras extraídas possuem maior homogeneidade na distribuição de volume de vazios, porém pode induzir a diferentes distribuições de tensões e de cisalhamento que se associam aos fluxos plásticos determinantes nos resultados de ambos os ensaios utilizados para avaliação da deformação permanente, FN e SSR.

2.5.3. Alteração de tensão confinante

Choi (2013) cita que a forma com maior acurácia para determinar as tensões em um pavimento é através de modelos fundamentais com análises estruturais como o método dos elementos finitos. A Tabela 12 apresenta um resumo das análises encontradas na revisão bibliográfica de Choi (2013).

Tabela 12: Resumo dos estados de tensão em estudos de simulação

Condição	Hajj et al. (2010)	NCHRP 9-3A (2007)	Nelson et al. (2009)
Software	3D-Move	ABAQUS	KENLAYER
Modelo constitutivo	Viscoelástico linear	Elastoplástico (Drucker-Prager)	Elástico + Visco plástico
Local crítico	2 polegadas abaixo da superfície	Interpretação gráfica	Deformação volumétrica máxima
Limitação	Limitada a região viscoelástica linear	Não inclui dependência do tempo	Distribuição de tensões elásticas
Tensão	186,16 a 324,06 kPa (σ_c) e 475,74kPa a 703,26kPa (σ_d)	68,95 kPa (σ_c) e 482,73 kPa (σ_d)	68,95 kPa (σ_c) e 517,11 kPa (σ_d)

OBS: σ_c é a tensão confinante e σ_d é a tensão desvio.

FONTE: Adaptado de Choi (2013)

Já Gibson et al. (2019) se diferencia um pouco das simulações apresentadas acima. O autor, em um primeiro momento realiza a simulação utilizando o modelo elástico do KENLAYER para determinar a distribuição das tensões. Em um segundo momento utilizando um modelo viscoplástico tridimensional as deformações volumétricas são determinadas. O local crítico para a deformação permanente é indicado como aquele onde se tem a maior deformação volumétrica, como identificado na Figura 47. Os resultados indicaram que para esta área crítica uma tensão confinante de 69kPa e uma tensão desviadora de 517,07 kPa.

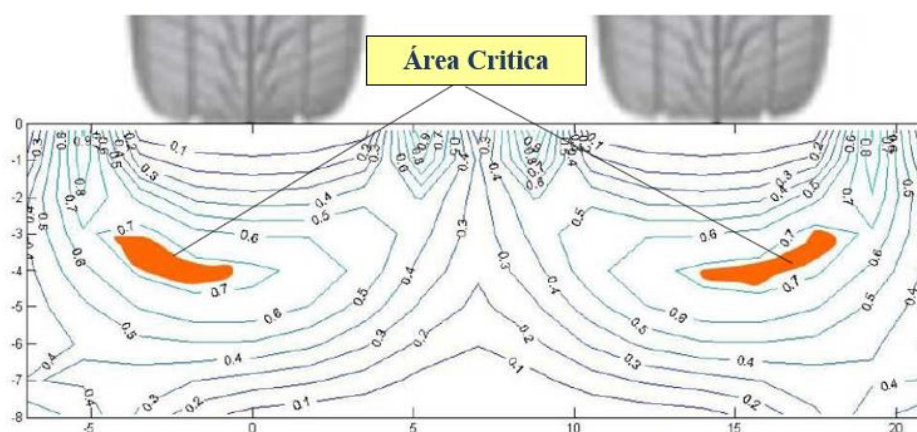


Figura 47: Distribuição da deformação volumétrica viscoplástica

De forma a complementar os resultados das simulações, Von Quintus et al (2012) executou os ensaios TRLPD, que era a primeira fase do ensaio TSS já abortado no item 2.2.2.2, em diferentes tensões confinantes, conforme demonstrado na Figura 48. Através do gráfico é possível observar uma menor deformação plástica quanto maior a tensão confinante, sendo que a partir de 10 psi (69 kPa) o decréscimo da deformação é bem menor. Von Quintus et al (2012)

conclui que a pressão confinante recomendada para o estudo do modelo de deformação permanente previsto pelo NCHRP REPORT 719 como sendo 69kPa.

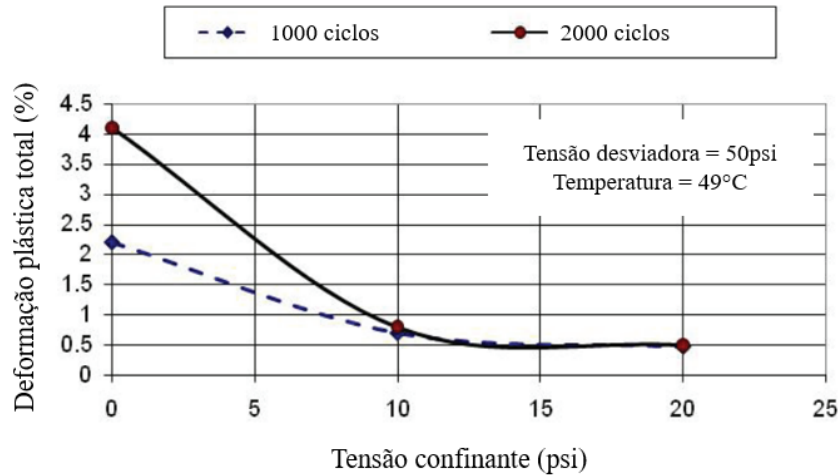


Figura 48: Efeito da tensão confinante no ensaio de TRLPD

FONTE: Adaptado de Von Quintus et al (2012)

Na experiência brasileira, Bastos (2016) propôs uma adaptação do protocolo do ensaio TSS considerando revestimentos mais esbeltos, com aproximadamente 10 cm, diferentemente dos autores apresentados anteriormente que utilizaram estruturas com 20 cm de revestimento. Também foram considerados a rigidez de típicos brasileiros para uma estimativa mais realística. Tanto Bastos (2016) quanto Borges (2014) apresentaram dificuldades na execução do ensaio TSS, devido as amostras chegarem na zona terciária antes da conclusão do protocolo, assim não permitindo a utilização do *Shift Model*.

Para realizar a determinação das tensões Bastos et al. (2016) utilizou o software CAP3D para a realização de simulações elásticas, utilizando módulos de 2500 MPa a 5000MPa e espessuras de 5 e 10 cm ambas para o revestimento. Com as simulações foi possível detectar o local com onde a tensão cisalhante era crítica, tendo assim a maior tensão desviadora e a menor tensão confinante. Através dessa varredura de simulações a autora chegou as tensões apresentadas na Tabela 13. Nota-se que nesta adaptação a principal alteração foi com relação a tensão confinante, sendo a tensão principal σ_1 mantida.

Tabela 13: Comparativo de tensões para o ensaio SSR por Choi (2013) e Bastos et al. (2016)

Autor	Nível 1 (kPa)			Nível 2			Nível 3		
	σ_1	σ_d	σ_3	σ_1	σ_d	σ_3	σ_1	σ_d	σ_3
Choi (2013)	552	483	69	758	689	69	965	896	69
Bastos et al. (2016)	522	414	138	758	620	138	965	827	138

OBS: σ_1 é a tensão principal; σ_d é a tensão desviadora e σ_3 é a tensão confinante

FONTE: Adaptado de Bastos et al (2016)

Bastos (2016) e Bastos et al. (2016) relatam que utilizam do protocolo adaptado permitiu a caracterização de algumas misturas asfálticas de seu estudo e que através do da calibração do *Shift Model* e a utilização do FlexPAVE foi possível encontrar afundamentos coerentes com os medidos em campo.

2.5.4. Alteração na drenagem

Os ensaios triaxiais drenados e não drenados são os modos mais utilizados para caracterização de solos e materiais granulares. De acordo com Goetz e Schaub (1959) *apud* Pacheco (2014), os solos são compostos por partículas sólidas, água e ar. Da mesma forma, as misturas asfálticas são compostas por agregado, ligante e ar.

Para analisar as tensões desenvolvidas nesses ensaios em geral utiliza-se a representação através do círculo do Mohr, como apresentado na Figura 49. Em uma condição drenada tem-se a dissipação da poro pressão (u) e estaríamos tratando o material em termos de tensão efetiva. Já quando não ocorre o processo de drenagem, se desenvolve poro pressão no material e há um deslocamento no círculo de Mohr a direita. Consequentemente ocorre um aumento das tensões normais, agora tratadas como tensões totais. Nota-se, através do círculo de Mohr que a utilização da drenagem altera consideravelmente o estado de tensões.

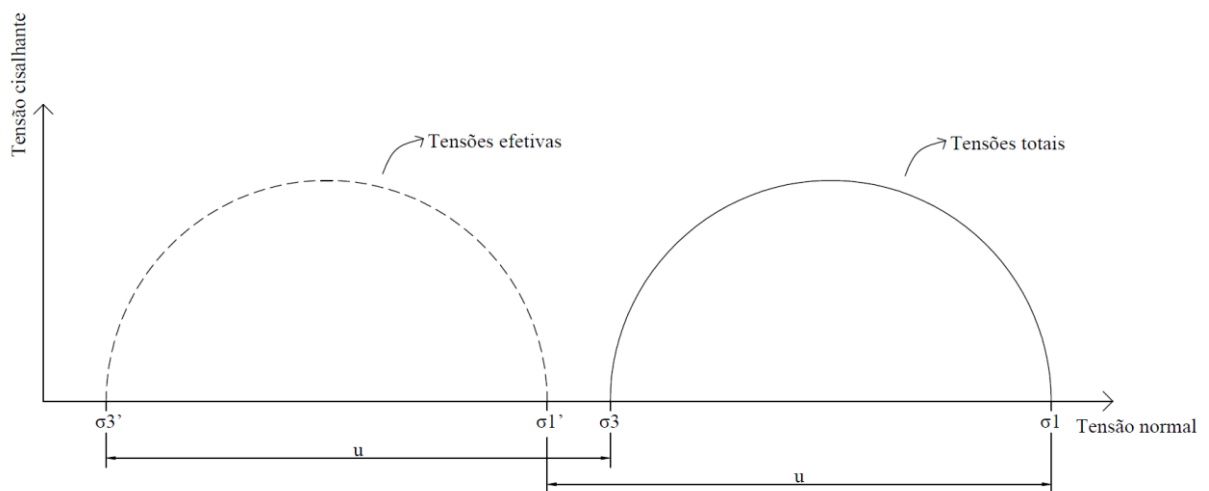


Figura 49: Efeito da poro-pressão no estado de tensões do solo

Além disso, nem todos os vazios da mistura são interconectados, sendo assim, a mistura pode manter a poro-pressão durante o ensaio, o que irá criar uma tensão adicional (Rueda *et al.*, 2018). De forma a diminuir a distância a ser percorrida pelos vazios intercomunicáveis a utilização da drenagem de topo e base é uma solução que facilita o fluxo de ar dentro da amostra. A Figura 50 demonstra os tipos de drenagem e a diferença de alturas de drenagem (h_d).

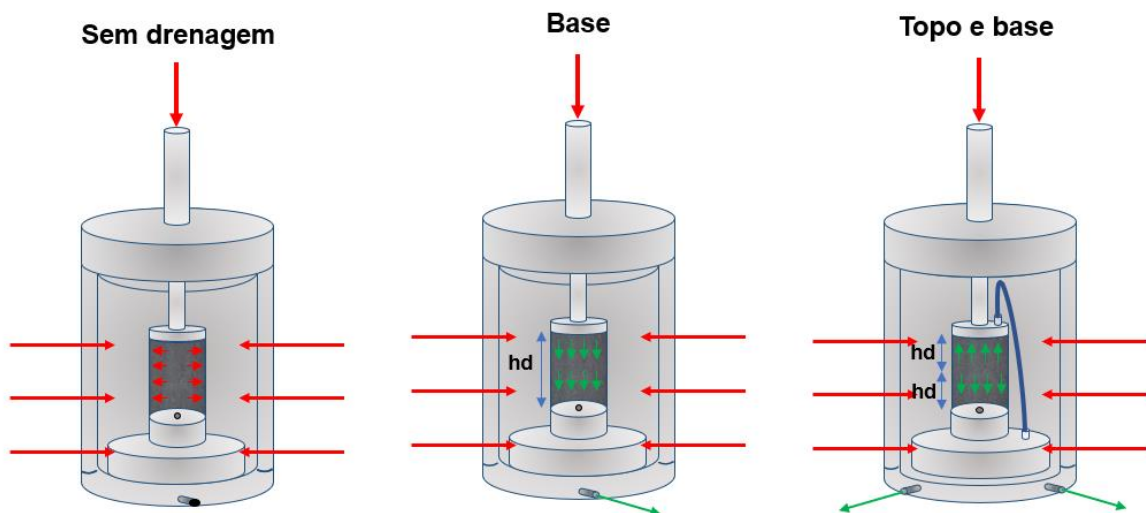


Figura 50: Sistemas de drenagem em câmara triaxial

Rueda *et al.*, 2018 destaca que a geração de poro-pressão é deletéria para a durabilidade da mistura asfáltica, uma vez que este fenômeno inicia microtrincas no mástico próximo aos vazios.

3. APARATO DE ENSAIO TRIAXIAL

Este capítulo destina-se à descrição do projeto e concepção da câmara triaxial utilizada para os ensaios SSR. O equipamento foi desenvolvido para se projetada de forma a se adaptar à câmara de temperatura e pórtilco de aplicação de carga do equipamento MTS 810 já existentes no Laboratório de Pavimentação da UFRGS, permitindo o uso de medição local de deformação e condições de drenagem de base e/ou topo. O procedimento para utilização da câmara e instalação da amostra para o ensaio está descrito no apêndice 2. Primeiramente foi realizado um levantamento dos limitadores do projeto, sendo eles:

- Dimensões internas da estufa da MTS 810: largura de 30,5cm e altura de 61cm;
- Amostra para ensaio de 10cm de diâmetro e 15cm de altura;
- Pressão de confinamento de até 2bar;
- Leitores de deslocamento axial fixados da lateral conforme Figura 51;



Figura 51: Sensores de deslocamento axial

A câmara foi projetada para que haja a possibilidade de ser utilizado dois extensômetros lateralmente na amostra para medidas de deformação local do corpo de prova através de pontos de fixação distantes 100mm. Tendo em vista as dimensões a melhor solução encontrada foi a

de utilizar barras verticais internas a 120° cada, deixando espaço suficiente para que entre elas seja instalado os extensômetros. O projeto da câmara triaxial está ilustrado na Figura 52, onde a câmara apresenta um diâmetro de 27,5cm e faces em acrílico que permitem a visualização da amostra. A câmara conta ainda com dois tubos de drenagem, um superior e um inferior.

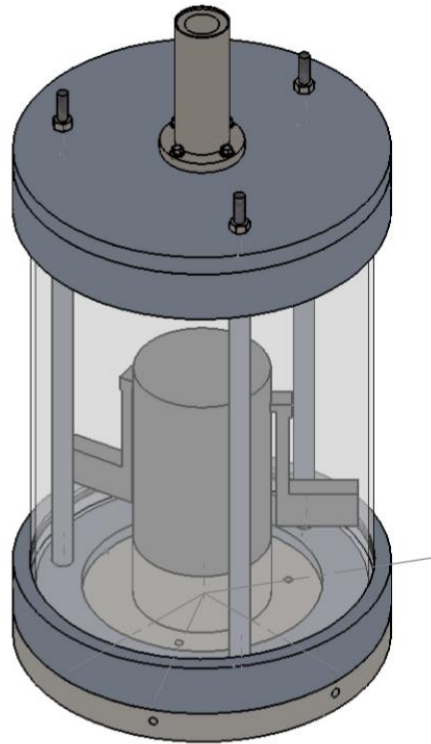


Figura 52: Montagem da câmara triaxial

A câmara é constituída em 3 partes separadas: a tampa, a lateral e a base. A tampa, conforme Figura 53, conta com um rolamento linear modelo OBR LMEF 25L, que possui vedação interna que garantem a estanqueidade da câmara sem perda de carga por atrito, além de um o-ring na parte de baixo que garante a estanqueidade no contato da tampa com a lateral.

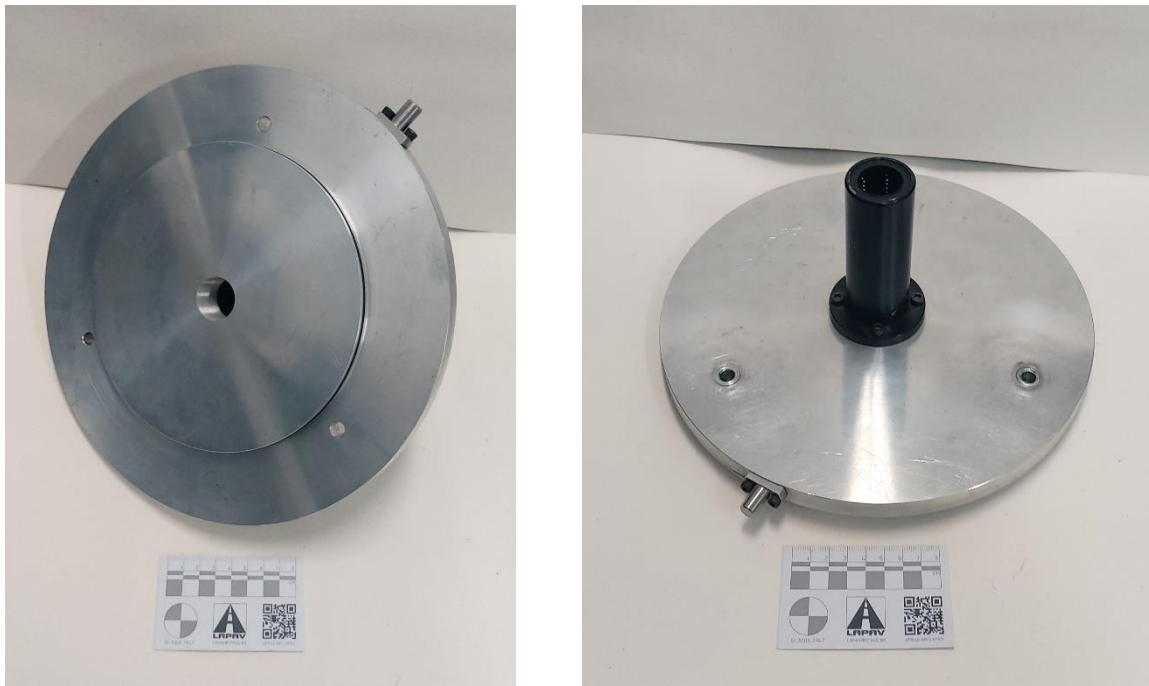


Figura 53: Tampa da câmara triaxial

A lateral é composta por um cilindro vazado de acrílico de 4mm de espessura, 250mm de diâmetro externo e 350mm de altura (Figura 54). A lateral possui dois anéis metálicos, um no topo e outro na base, que possuem na parte interna um o-ring de silicone utilizado para evitar vazamentos. As barras vazadas que percorrem toda a peça servem para união dos três módulos (tampa, lateral e base), passando por dentro da mesma uma barra roscada que é parafusada a base.

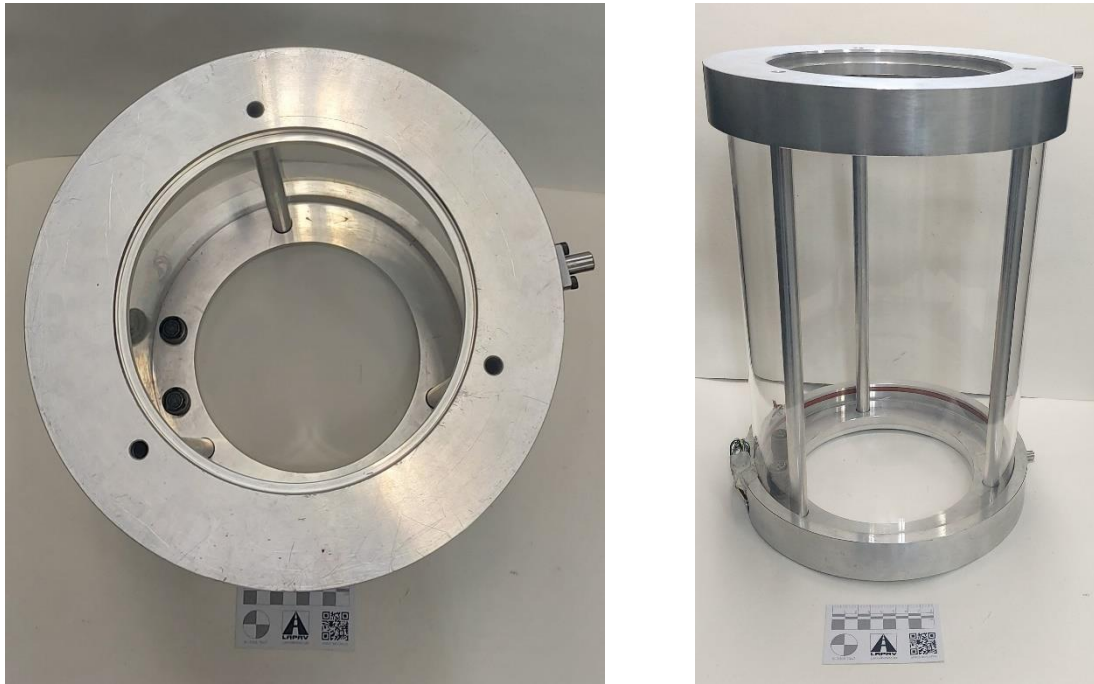


Figura 54: Lateral da câmara triaxial

A base conta com um furo de 6mm conectado a entrada de ar comprimido para pressurização da câmara, e outros dois furos para a drenagem inferior e superior. Fixado a base está o suporte onde a amostra é instalada, que conta com o furo central da drenagem inferior. Além disso, na borda rebaixada encontra-se um o-ring que realiza a vedação da base com a lateral e três furos onde são parafusadas as barras roscadas que percorrem toda a lateral

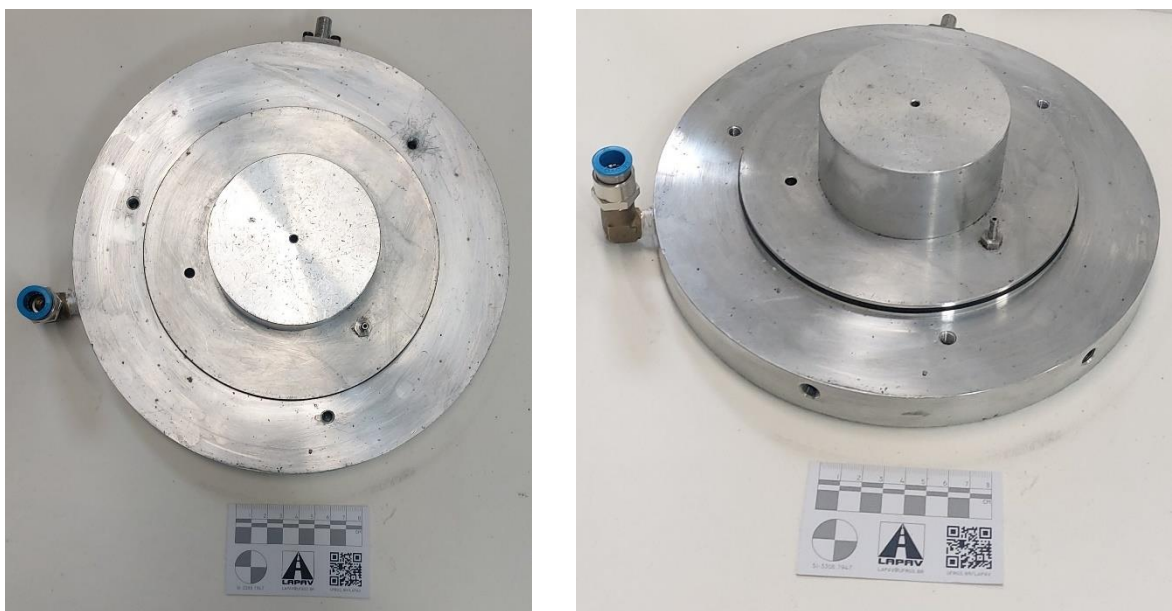


Figura 55: Base da câmara triaxial

De acessórios há o cabeçote (Figura 56), a haste de aplicação de carga (Figura 57) e as barras roscadas (Figura 58). O cabeçote conta com um furo que é conectado com a base para a saída da drenagem superior. Também possui um detalhe côncavo ao centro que encaixa com a haste de aplicação de carga, garantindo que o carregamento seja centralizado na amostra.

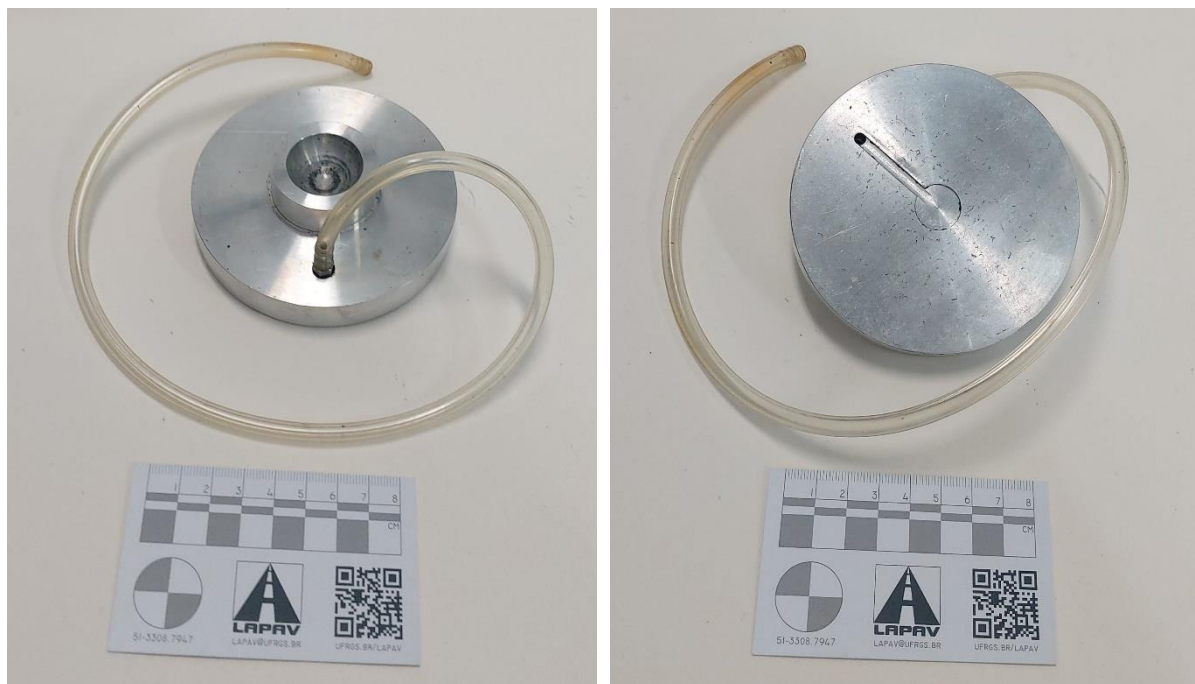


Figura 56: Cabeçote



Figura 57: Haste de aplicação de carga



Figura 58: Barras roscadas

Para pressurização da câmara foi projetado um sistema pneumático independente da MTS 810 (Figura 59). O sistema conta com uma válvula de esfera inicial, que após aberta permite a entrada de ar comprimido que provém da rede do laboratório na pressão de 9 a 8bar. Após o ar comprimido passa pela válvula reguladora de pressão com manômetro, que deve ser mantido durante o ensaio a 2bar, juntamente com um filtro de partículas de grau de filtragem de $5\mu\text{m}$ de modelo MS6-LFR-1/2-D7-CRM-AS da marca Festo. Na sequência foi instalado um filtro de névoa com grau de filtragem de $0,01\mu\text{m}$ modelo MS6-LFM-1/2-AUV da Festo. Ambos os filtros foram utilizados para garantir que o ar comprimido esteja o mais livre possível de resíduos de água e óleo que possam chegar juntamente com o ar comprimido. A tensão confinante será controlada através da válvula proporcional modelo ITV 20/50-31F3CL3 da marca SMC. Esta válvula possui um controle máximo de pressão até 800kPa (8bar) com uma sensibilidade de 0,2% e é dotada de um painel manual que permite a troca de pressão confinante sem ser necessário um sistema de controle de dados. Uma sequência de conexões e mangueiras levam o ar comprimido na pressão selecionada até a câmara triaxial.

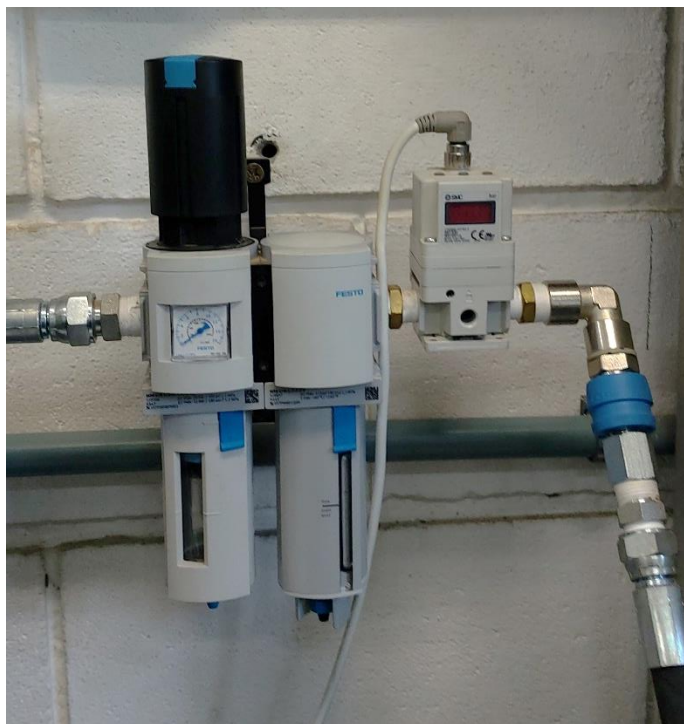


Figura 59: Sistema pneumático

Para fixação dos extensômetros na amostra serão utilizados 4 fixadores magnéticos com 16mm de diâmetro e 5 mm de espessura com furo rebaixado (Figura 60) colados sobre a face. Os extensômetros utilizados têm comprimento de 100 ± 2 mm, portanto, o espaçamento sobre o centro do ímã será de 102mm para que seja possível ler durante o ensaio 4mm de deformação. Para a fixação, foi desenvolvido um aparato de colagem ilustrado na Figura 61. Uma peça com um avanço central que se encaixa dentro do fixador magnético foi projetada, desta forma o leitor de deslocamento fica isento de deslocamentos externos (Figura 62). A vantagem da utilização é a possibilidade de reutilização das membranas triaxiais.

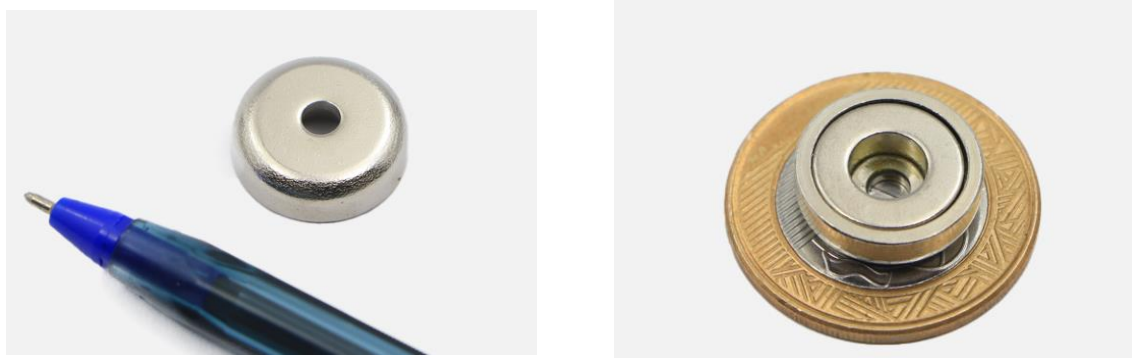


Figura 60: Fixadores magnéticos com furo rebaixado

FONTE: Casa do Ímã

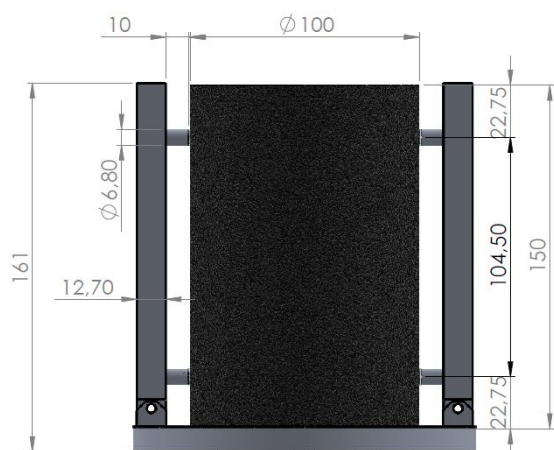


Figura 61: Aparato de colagem



Figura 62: Fixador

4. METODOLOGIA

Neste capítulo estão descritos os procedimentos metodológicos empregados para atingir os objetivos propostos nesta pesquisa, apresentando a matriz experimental, os trechos de monitoramento e os ensaios a serem realizados.

4.1. MATRIZ EXPERIMENTAL

A matriz experimental da tese será dividida em três fases, de forma a cumprir os objetivos específicos citados anteriormente. O objetivo específico b) prevê a calibração do *Shift Model* através de ensaios laboratoriais triaxiais de varredura de tensões criando um banco de resultados com misturas asfálticas usuais no Brasil para serem utilizadas como ferramentas de previsão de desempenho para dimensionamento de novos pavimentos.

A Figura 63 apresenta a matriz experimental utilizada. Para os ligantes asfálticos, foram definidos 4 tipos diferentes, sendo 1 convencional e 3 modificados, tendo em vista que é crescente a utilização de asfaltos modificados por adição de polímeros e também borracha de pneus. Já o agregado selecionado é de origem granítica da pedreira Eldorado do Sul, no estado do RS. Todos os ligantes foram testados na faixa granulométrica TMN 12,5mm, para que fosse possível isolar as análises com foco no ligante asfáltico. O ligante convencional CAP 50/70 também foi ensaiado na TMN 19mm para verificar os efeitos da alteração granulométrica dentro de uma mistura densa. Os ligantes modificados por borracha foram fornecidos por dois fabricantes diferentes, sendo assim denominados AB8.1 e AB8.2. Estes ligantes foram ensaiados na faixa densa TMN 12,5mm, e *gap graded*; e adicionalmente na TMN 19mm para o AB8.1. No total, para a matriz experimental definida para o banco de resultados serão 8 misturas analisadas nos ensaios de *flow number* e SSR.

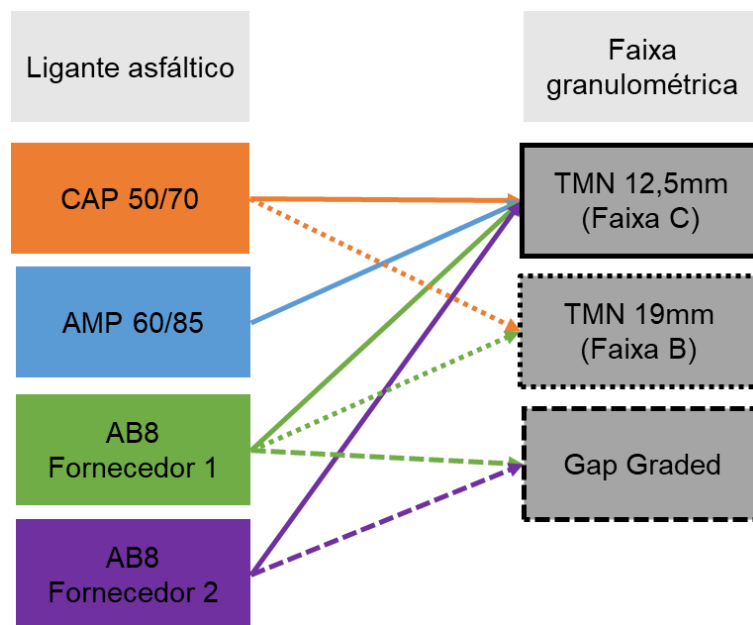


Figura 63: Matriz experimental para banco de resultados

Para o objetivo d) de realizar a comparação entre a capacidade de previsão do ATR através do estudo de duas misturas asfálticas aplicadas em campo com monitoramento do afundamento de trilha de roda serão utilizados os trechos experimentais pertencentes a BR-290 e a BR-040. Já com relação ao objetivo e) de auxiliar na verificação e recalibração da função de transferência brasileira proposta por Barros (2022) serão também utilizados os afundamentos medidos pelos trechos experimentais, os previstos pelo FlexPAVE e os dados coletados por Barros (2022). Os trechos estão descritos no item 4.2.

Dentro do cenário brasileiro, encontra-se na etapa de aprovação uma normativa para o ensaio de SSR desenvolvida pela COPPE/UFRJ através do TED 680/2020 em conjunto com CENPES/PETROBRAS, UFC e a UFRGS. Diferentemente da AASHTO TP 134 a norma brasileira não se baseia em um único equipamento, que indica o *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT), mas permite que o ensaio seja realizado em uma máquina hidráulica, capaz de aplicar carregamento vertical de 0,12 kN a 13,5 kN, com erro inferior a 1% e resolução mínima de 0,001 kN. A prensa deve ser constituída de pórtico, base e atuador, câmara de condicionamento capaz de aplicar temperaturas em um intervalo de 15°C a 60°C e câmara triaxial com sistema pneumático capaz de aplicar 69 kPa (10 psi), com erro inferior a $\pm 4\%$ e sistema de drenagem inferior ou drenagem simultânea superior e inferior.

Além disso, foram selecionadas as temperaturas de 54°C e 20°C como temperaturas alta e baixa, respectivamente, com base em análises do CENPES/PETROBRAS e da COPPE/UFRJ

(BARROS, 2022). Estas temperaturas foram recomendadas por capturarem apropriadamente o comportamento dos materiais. O processo recomendado para a fabricação de corpos de prova seguiu o procedimento brasileiro, indicado nas normas DNIT 178-2018 e DNIT 184-2018 e validado nos estudos de Nascimento (2008), Faccin (2018) e Barros (2022).

Ainda Bastos (2017) em sua tese realiza o ensaio com algumas características diferentes das previstas no projeto de norma de brasileira. Tendo em vista estas discrepâncias, e para o cumprimento do objetivo específico c) a Tabela 14 resume o que foi proposto pela AASHTO TP 134, a experiência brasileira, o respectivo questionamento que levou a análise de tal fator e a forma em que será analisado. Para todos os experimentos a mistura selecionada foi a TMN 12,5mm com o convencional 50/70.

Os resultados para este item encontram-se no capítulo 6, sendo:

- 6.1 Análise da influência do tempo de descanso entre os blocos de carregamento
- 6.2 Avaliação da preparação da amostra através da serragem top e base e serragem total da amostra no ensaio SSR
- 6.3 Alteração da tensão confinante no ensaio SSR
- 6.4 Consideração da variação da drenagem dupla (topo e base) ou somente pela base

Tabela 14: Análise de parâmetros do ensaio SSR

Análise	ASTHO TP 134	Experiência brasileira	Questão	Experimento
1. Tempo de repouso entre ciclos de tensão desvio	A normativa prevê 3 blocos de tensão desvio sequenciais	Devido as configurações do equipamento, Bastos (2017) realizou seus ensaios com intervalos entre os blocos de tensão desvio, apesar de não haver relatos dos tempos de intervalos realizados.	Para um material visco-elasto-plástico como a mistura asfáltica, o tempo de repouso entre os diferentes níveis de tensão desvio podem causar alteração no resultado? Pela parcela viscosa acredita-se que sim, mas seria representativo?	Realizar ensaios SSR com tempos de repouso entre carregamentos de tensão desvio de 30s, 1min e 5min.
2. Processo de serragem	Utiliza amostras serradas de 10cm de diâmetro e 15cm de altura a partir de um CP de 15cm de diâmetro e 18 cm de altura.	Barros (2022), Bastos (2017) e o projeto de normativa brasileira utilizam amostras moldadas com 10cm de diâmetro e 15cm de altura, sem nenhum tipo de corte.	A utilização da extração da parte central de um corpo de prova de maior dimensão garante uma maior homogeneidade do volume de vazios na amostra. A autora acredita que dentro do campo das grandes deformações variações do volume de vazios podem causar uma alteração considerável da variável de resposta. Qual a alteração no modelo a partir da utilização de serragem da amostra?	Realizar experimento com uma mesma mistura em amostras sem serragem, serradas apenas no topo e na base e com serragem completa.

Análise	ASTHO TP 134	Experiência brasileira	Questão	Experimento
3. Alteração da tensão confinante	Utiliza uma tensão de confinamento igual a 69kPa.	Bastos (2017) utilizou uma tensão de confinamento igual a 138kPa, mas manutenção de tensão principal.	Bastos (2017) identificou que a tensão confinante de 69kPa levavam ao rompimento da maioria de suas amostras. Foi realizada uma análise de tensão confinantes existentes em pavimentos de 5 a 10cm e chegou-se a tensão de confinamento de 138kPa. Como essa alteração influencia na resposta do modelo?	Ensaiar uma mesma mistura nas duas tensões confinantes.
4. Alteração da drenagem	A normativa americana foi desenvolvida para o equipamento da IPC, a AMP (<i>Asphalt Mixture Performance Tester</i>). Este equipamento possui drenagem apenas na parte inferior.	A câmara triaxial desenvolvida neste estudo possui drenagem superior e inferior.	A diminuição da altura de drenagem pode produzir alguma alteração na resposta do material?	Realizar um ensaio SSR utilizando apenas a drenagem inferior e outro utilizando a drenagem superior e inferior.

4.2. TRECHOS EXPERIMENTAIS

Serão analisados nesta pesquisa dois trechos experimentais: um pertencente ao projeto da UFRGS com a Rede Temática de Asfálticos da Petrobras na BR-290, e outro realizado em parceria com a concessionária VIA 040 de Minas Gerais (BR-040), através da pesquisa RDT intitulada Contribuição das monitorações das UAs - VIA-040 na avaliação de modelos de previsão de desempenho da AASHTO, MEDINA HDM-4 (ANTT, 2021). Os itens a seguir apresentam o detalhamento de cada um dos trechos.

4.2.1. BR - 290/RS (2010 - 2019)

A BR-290 localizada no estado do Rio Grande de Sul e passa pela região metropolitana (Figura 64) possui um trecho experimental entre o km 5+000 e 5+500 na terceira faixa pista sul no sentido Porto Alegre – Osório que foi construído no ano de 2010.

Neste trecho da BR-290/RS há uma estrutura do pavimento que consiste em uma camada de 60cm de espessura de pedras sem especificação usada como reforço do subleito, 30cm de espessura de macadame seco na camada sub-base, 15 cm de base de brita graduada e 8cm de espessura de revestimento com concreto asfáltico (Mattos, 2014; Bock, 2016 e Kern, 2017).



Figura 64 Localização dos Trechos Experimentais UFRGS na BR-290/RS

FONTE: Bock (2016)

O revestimento asfáltico do trecho experimental consiste de uma mistura asfáltica que se enquadra na Faixa C DNIT com emprego de ligante modificado por polímero tipo AMP 60/85 produzido pela Greca Asfaltos. A granulometria da mistura asfáltica que se encaixa na TMN de 19 mm e Faixa C do DNIT (Figura 65) é composta pelos seguintes materiais: brita de 3/4”(25%), brita de 3/8”(35%) e pó de pedra (40%). Os agregados minerais são provenientes de rochas basálticas originárias da jazida próxima ao km 30 da rodovia no município de Santo Antônio da Patrulha (Mattos, 2014).

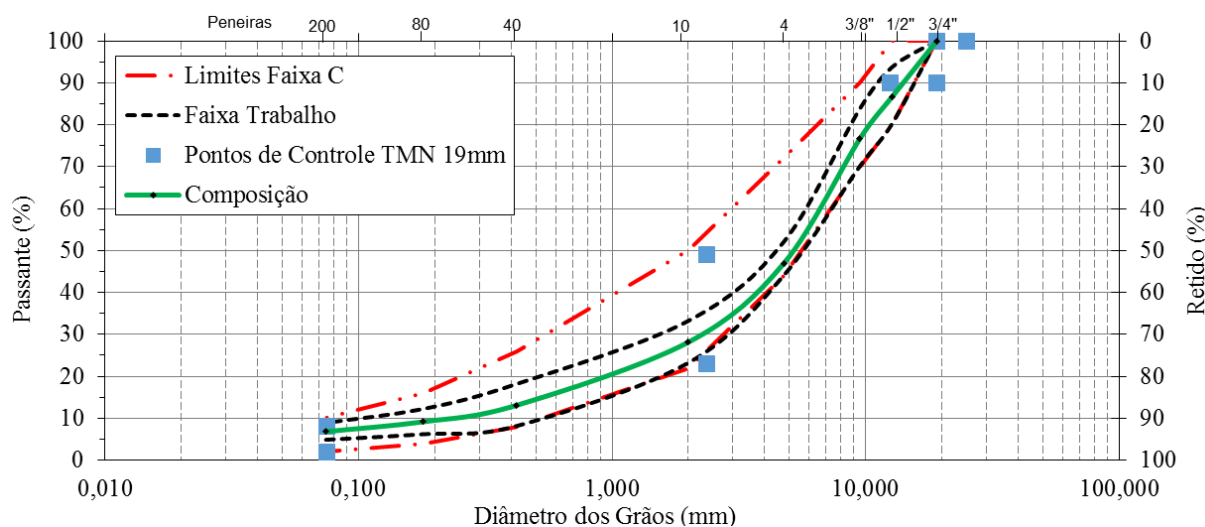


Figura 65: Faixa granulométrica do trecho experimental BR-290

A caracterização tradicional do ligante asfáltico está apresentada na Tabela 15. Como o ligante asfáltico já não está mais disponível pretende-se, reproduzir os dados no trecho utilizando um AMP 60/85 produzido pela Greca Asfaltos.

Tabela 15: Propriedades do ligante asfáltico AMP 60/85 do trecho experimental da BR-290

Parâmetros	Resultado
Penetração a 25°C (0,01mm)	70
Ponto de amolecimento (°C)	64
Recuperação elástica (%)	89
Massa específica aparente (g/cm ³)	1,03
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm (cP)	1600
Viscosidade Brookfield a 155°C, spindle 21, 50 rpm (cP)	293
Viscosidade Brookfield a 177°C, spindle 21, 100 rpm (cP)	89

FONTE: Adaptado de Mattos (2014)

Gouveia (2016) realizou ensaios de módulo dinâmico para a mistura asfáltica conforme Figura 66. A autora relata que a mistura apresenta menor rigidez nas temperaturas mais altas e nas

mais baixas, indicando assim uma menor susceptibilidade térmica e conseqüentemente melhor comportamento à fadiga e deformação permanente.

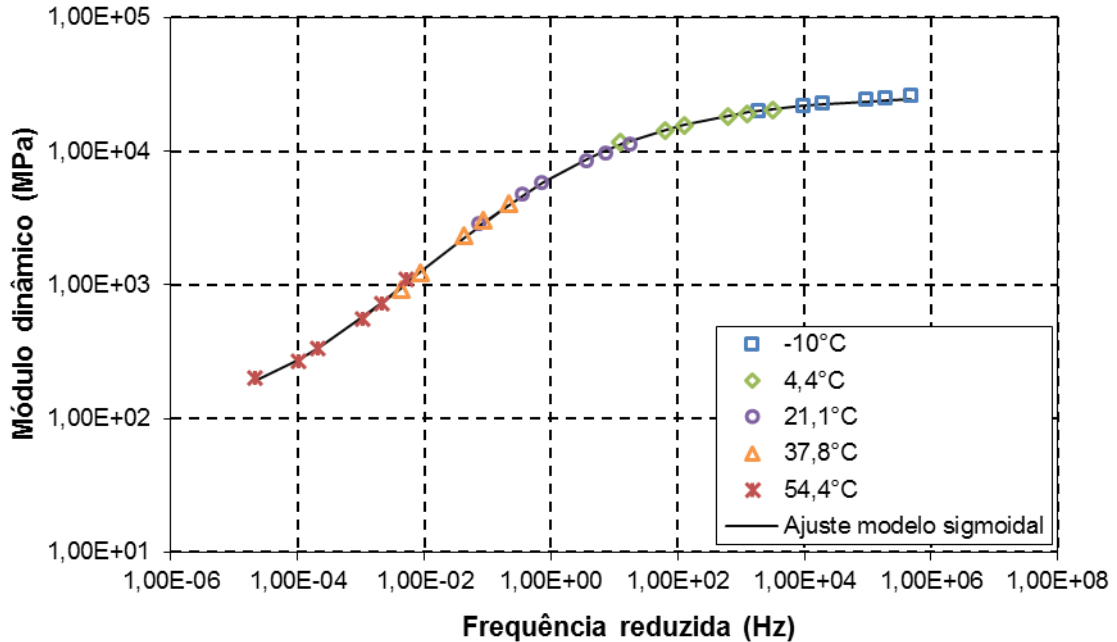


Figura 66: Resultado do ensaio de módulo dinâmico da BR-290

FONTE: Adaptado de Gouveia (2016) e Bastos (2016)

O comportamento à deformação permanente do revestimento asfáltico foi caracterizado com o ensaio de *flow number* pelo CENPES utilizando a normativa brasileira. Foi obtido o valor de FN igual a 1669 ciclos.

O trecho em análise localiza-se próximo à praça de pedágio do km 19 e por isso foram utilizados os dados provenientes deste local no de 2013. O volume médio diário de veículos no ano é de 2515 caminhões no sentido sul, um N_{AASHTO} de $2,7 \times 10^7$ e um N_{USACE} de $1,0 \times 10^8$ para um período de 10 anos (Mattos, 2014). Historicamente o trecho apresenta uma taxa de crescimento média de tráfego de 2,0% (Vitorino, 2008 *apud* Mattos, 2014).

Kern (2017) foi a última autora a apresentar os dados de ATR levantados em ambos os trechos. A Figura 67 mostra os afundamentos medidos por Kern (2017) e que serão utilizados para comparação com os modelos de previsão.

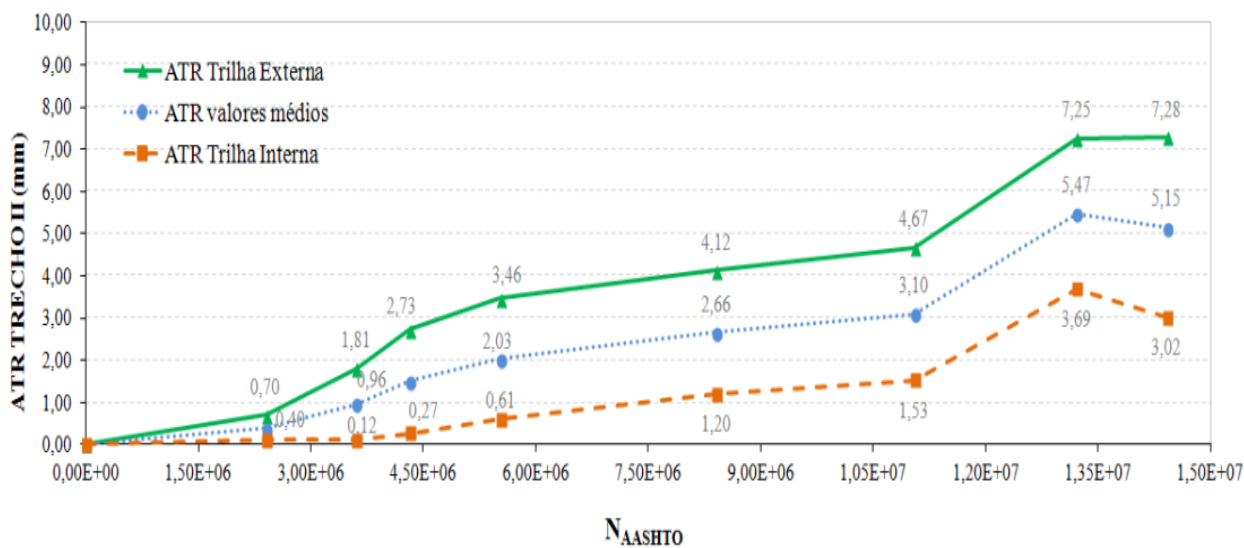


Figura 67: Evolução de ATR ao longo do período de monitoramento

FONTE: Kern (2017)

4.2.2. BR - 040/MG (2019 – 2020)

O trecho experimental foi construído entre os dias 27 e 31 de maio de 2019 ao lado do SAU (Serviço de Atendimento ao Usuário) do município de Carandaí/MG, no km 660+500 da BR-040, sentido Brasília – Juiz de Fora. Para a construção, foram removidos 62 cm de material para atingir o subleito e substituídos pela nova estrutura dividida em 14 cm de revestimento asfáltico, 20 cm de base e 28 cm de sub-base. A construção das camadas do pavimento foi realizada de forma que a superfície do revestimento estivesse nivelada com a superfície da faixa de tráfego lateral e acostamento (ANTT, 2021).

De acordo com levantamentos de dados de tráfego realizados pela Concessionária que administra o trecho – Via 040 – nos anos de 2015, 2017 e 2019, este local apresentou um volume médio diário bidirecional (VDM) de 5.370 veículos comerciais para o ano de 2019 com taxa de crescimento de 2% ano. O número Nano (número de solicitações equivalentes às de um eixo rodoviário padrão (ESRD) de 8,2tf) é de 5×10^6 utilizando os fatores de equivalência da USACE e $1,6 \times 10^6$ para os fatores de equivalência da AASHTO.

A mistura asfáltica utilizada atende a Faixa B do DNIT ES 031/2006 com distribuição granulométrica conforme a Figura 68 e agregado gnaiss proveniente da pedra Martins Lanna. O ligante asfáltico CAP30/45 foi utilizado na porcentagem de 4,6 com 0,14% de DOPE. Foi retirada uma amostra em campo para aferição do traço da mistura asfáltica. O teor de ligante

coincidiu com os 4,6% de projeto e a curva granulométrica estava encaixada dentro da faixa de trabalho.

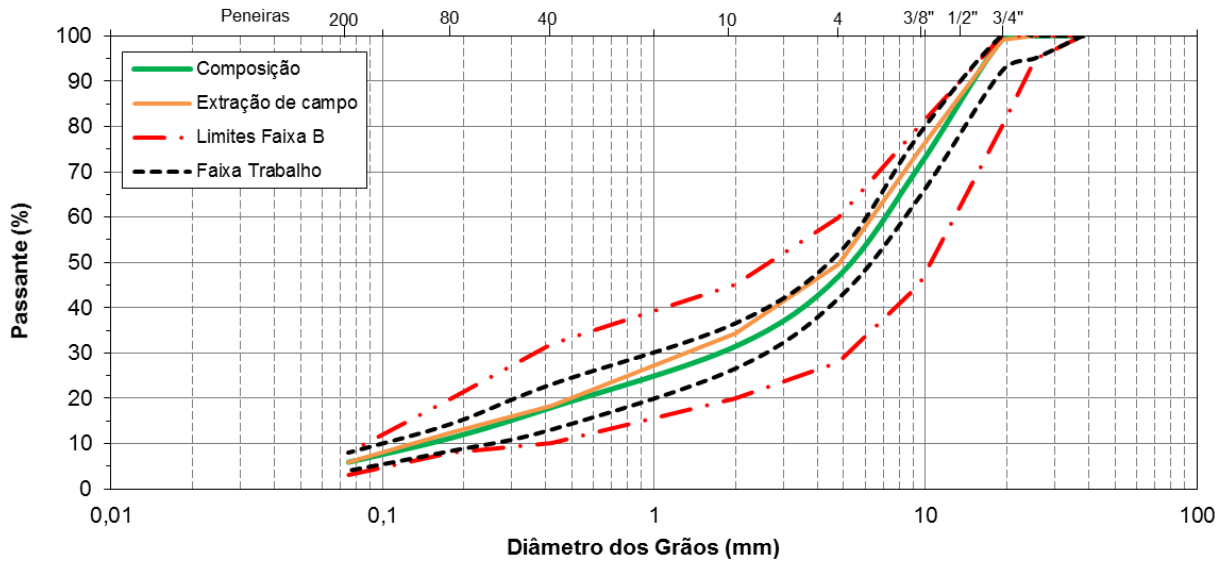


Figura 68: Composição granulométrica da mistura asfáltica do trecho experimental na BR-040. Para este trecho experimental foi realizado um levantamento em março de 2020 onde obteve-se 15,07mm de afundamento na trilha de roda externa e 12,87mm de trilha de roda interna em um período de apenas 11 meses.

4.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

Os itens a seguir apresentam os procedimentos metodológicos utilizados na caracterização dos materiais e na obtenção dos parâmetros de análise desta pesquisa.

4.3.1. Caracterização dos materiais

Os agregados utilizados nesta pesquisa são de origem granítica provenientes da Mineração Eldorado localizada no município de Eldorado na região metropolitana de Porto Alegre. Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Estado do Rio Grande do Sul (LAPAV/UFRGS) e seguiram as normativas brasileiras vigentes conforme a Tabela 16. As análises granulométricas foram executadas através do processo de lavagem na peneira número 200 conforme DNIT 412/2019 - ME.

Tabela 16: Propriedades dos agregados

Material	Propriedade	Método
	Abrasão "Los Angeles"	DNER-ME 035/98
	Equivalente de areia	DNER-ME 054/97
	Índice de forma	DNER-ME 086/94
	Durabilidade	DNER-ME 089/94
3/4"	Absorção	NBR 6458/84
	Massa específica real	
	Massa específica aparente	
3/8"	Absorção	NBR 6458/84
	Massa específica real	
	Massa específica aparente	
Pó de pedra	Absorção	NBR NM 30/01
	Massa específica real	DNER-ME 084/95

A caracterização do ligante asfáltico foi realizada conforme normativas presentes na Tabela 17.

Tabela 17: Normativas utilizadas na determinação das propriedades dos cimentos asfálticos

Ensaio	Método
Viscosidade Brookfield	NBR 15184
Densidade de materiais betuminosos	NBR 6296
Ponto de amolecimento	NBR 6560
Penetração, 25°C, 100g	NBR 6576
Recuperação elástica, 25°C, 20 cm	NBR 15086

4.3.2. Seleção granulométrica Bailey

A metodologia Bailey considera as características de empacotamento dos agregados e sua relação com os vazios do agregado mineral, o volume de vazios da mistura asfáltica e as propriedades de compactação. O método foi desenvolvido de forma a combater a deformação permanente e manter as propriedades de durabilidade. Dois princípios são base da relação entre distribuição dos agregados e parâmetros volumétricos da mistura: o empacotamento dos agregados e a definição da porção grosseira e fina, sendo os primeiros parâmetros da metodologia Bailey: a combinação dos agregados por volume e a análise da mistura combinada (Vavrik et al., 2002);

O método considera que as partículas grossas da mistura são aquelas capazes de criar vazios e têm seu tamanho definido pela peneira de controle primário (em inglês *primary control sieve* – PCS). A PCS é baseada no tamanho máximo nominal (TMN) da mistura selecionada, sendo definida como a mais próxima a 22% da abertura TMN, conforme Tabela 18. A porção fina é

dividida em duas parcelas: a peneira de controle secundário (em inglês *secondary control sieve* – SCS) e a peneira de controle terciário (em inglês *tertiary control sieve* - TCS). A SCS é apontada como a peneira mais próxima de 22% da PCS, e a TCS como 22% da SCS (Tabela 18). Um esquema da divisão das frações está demonstrado na Figura 69. (Vavrik et al., 2002)

Tabela 18: Peneiras de controle para diferentes valores de TMN

Peneiras	TMN (mm)					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
Half Sieve	19,0	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCS	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
SCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
TCS	0,60	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075

FONTE: Adaptado de Vavrik et al. (2002)

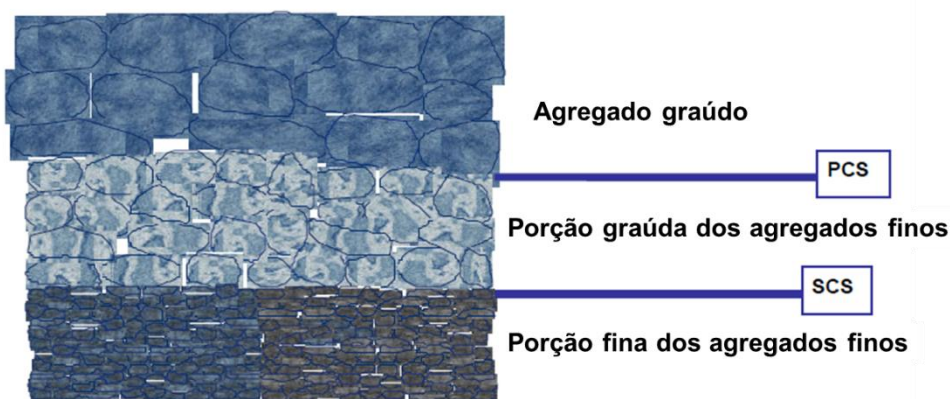


Figura 69: Visão geral das divisões dos agregados

FONTE: adaptado de Vavrik et al. (2002)

A grande maioria dos métodos de dosagem considera parâmetros volumétricos da mistura para determinar o teor ótimo de ligante, porém trata a combinação dos agregados por porcentagem de peso passante em peneiras. A metodologia Bailey utiliza a avaliação por volume para poder quantificar o intertravamento dos agregados através da sua combinação. Para tanto, é necessário a determinação do peso específico solto (em inglês *loose unit weight*) e o peso específico compacto (em inglês *rodded unit weight*) determinados pela AASHTO T19. A densidade selecionada depende do grau de intertravamento da mistura sendo que, para misturas densas, uma porcentagem de 95 a 105% do peso específico solto é desejável (Vavrik et al., 2002).

Uma análise de índices é realizada para determinar o empacotamento das partículas. O índice dos agregados graúdos (*CA Ratio*), também conhecido como proporção AG, analisa os vazios resultantes na mistura através da Equação 27, que utiliza a peneira mediana (em inglês *half sieve*) representada como 50% da TMN. Outros dois parâmetros são considerados para analisar a porção fina: o índice graúdo do agregado fino (em inglês *fine aggregate coarse ratio* - FA_c) e o índice fino do agregado fino (em inglês *fine aggregate fine ratio* - FA_f), determinados pela Equação 28 e Equação 29. Estes fatores são valiosos para ajustar os vazios do agregado mineral (VMA) da mistura. A Tabela 19 apresenta os valores desejáveis para os índices com diferentes valores de TMN.

$$CA\ Ratio = \frac{(\% \text{ passante na Half Sieve} - \% \text{ passante na PCS})}{(100 - \% \text{ passante na Half Sieve})} \quad \text{Equação 27}$$

$$FA_c = \frac{\% \text{ passante na SCS}}{\% \text{ passante na PCS}} \quad \text{Equação 28}$$

$$FA_f = \frac{\% \text{ passante na TCS}}{\% \text{ passante na SCS}} \quad \text{Equação 29}$$

Tabela 19: Valores recomendados para os índices

Proporção agregados	TMN (mm)					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
CA Ratio	0,80 - 0,95	0,70 - 0,85	0,60 - 0,75	0,50 - 0,65	0,40 - 0,55	0,30 - 0,45
FAc Ratio	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50
FAf Ratio	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50

FONTE: adaptado de Vavrik et al. (2002)

4.3.3. Dosagem SuperPAVE

Na dosagem SuperPAVE consiste na estimativa do teor de ligante asfáltico através da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados obtida através da metodologia Bailey, ou através de uma faixa de agregados já conhecida. A escolha da granulometria é realizada através de pontos de controle, conforme Tabela 20, de forma a obter a maior densidade possível, acarretando uma maior estabilidade através do contato grão a grão. Entretanto, é necessário que haja alguns vazios que permitam que o ligante seja incorporado, garantindo maior durabilidade e menores riscos de exsudação (Bernucci et al., 2010)

Tabela 20: Faixas granulométricas SuperPAVE

Peneira (mm)	TMN 37,5 mm		TMN 25 mm		TMN 19 mm		TMN 12,5 mm		TMN 9,5mm		TMN 4,75mm	
	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.
50	100											
37,5	90	100	100									
25		90	90	100	100							
19				90	90	100	100					
12,5						90	90	100	100		100	
9,5								90	90	100	95	100
4,75										90	90	100
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67		
1,18											30	60
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10	6	12

FONTE: adaptado de *Asphalt Institute* (2014)

O controle da compactação é realizado através do compactador giratório SuperPAVE (CGS) e são verificados, também, os níveis de compactação com base na expectativa de tráfego da rodovia, como mostra a Tabela 21, o tráfego é referenciado como $N_{inicial}$, $N_{projeto}$, $N_{máximo}$. O $N_{inicial}$ é representativo da compactação de campo logo após a construção. As misturas que compactam muito facilmente são indesejáveis pelo método. O $N_{projeto}$ é o número de giros especificado como alvo e é baseado na estimativa em campo da meia vida de serviço do pavimento. Por último, o N_{max} é a estimativa da densidade de vida útil final da mistura asfáltica (*Asphalt Institute*, 2014). Para este estudo foram utilizados os parâmetros previstos para um tráfego pesado (3 a 30 milhões de veículos)

Tabela 21: Requisitos de compactação SuperPAVE

Tráfego (milhões de veículos)	Número de giros		
	$N_{inicial}$	N_{proj}	$N_{máx}$
< 0,3	6	50	75
0,3 a < 3	7	75	115
3 a < 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

FONTE: adaptado de *Asphalt Institute* (2014)

O teor ótimo para o $N_{projeto}$ deverá atingir 4% de volume de vazios. Ainda devem ser verificados outros parâmetros volumétricos para o teor selecionado conforme a Tabela 14.

Tabela 22: Requisitos volumétricos do SuperPAVE

Tráfego (milhões)	VAM _{mín} (%)						Relação betume /vazios	Proporção pó/asfalto
	TMN (mm)							
	37,5	25,5	19	12,5	9,5	4,75		
< 0,3	11	12	13	14	15	16	70 - 80	0,6 - 1,2
0,3 a < 3							65 - 78	
3 a < 10							65 - 75	
10 a < 30								
≥ 30								

Fonte: Asphalt Institute, 2014.

As faixas granulométricas *gap graded* não possuem um procedimento de dosagem específico, assim como as misturas SMA ou com material fresado, portanto foi utilizado o mesmo procedimento adotado para as misturas densas, sendo enquadradas na faixa do DNIT 112/2009 - ES que é equivalente a faixa D do CALTRANS (Tabela 23).

Tabela 23: Faixa granulométrica *gap graded*

Peneira (mm)	Gap graded (DNIT 112/2009 - ES)		
	máx.	mín.	tolerância
25	100	100	-
19	100	100	-
12.5	90	98	± 6
9.5	83	87	± 5
4.75	28	42	± 6
2.4	14	22	± 5
0.075	0	6	± 2

4.3.4. Dano por umidade induzida

A avaliação do dano por umidade induzida é de grande importância, pois afeta o desempenho e a vida de serviço do pavimento, evidenciando os possíveis problemas com adesividade entre o agregado e o ligante asfáltico. Este parâmetro é relevante pois avalia mecanicamente a adesividade do ligante asfáltico, e não somente por meio de análise visual.

O ensaio de dano por umidade induzida também é conhecido como Lotmann modificado, e normatizado pela NBR 15617/15 (Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida) e DNIT 180/18 (Pavimentação - Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida – Método de ensaio). Para o ensaio foram moldados 6 corpos de prova no compactador SuperPAVE com número de giros reduzido, de forma a obter um volume de vazios entre 6 e 8%. Os CPs foram separados em dois grupos. O primeiro grupo é o de

referência, foi mantido imerso em água a 25°C por 2 horas e, posteriormente, foi determinada a resistência à tração por compressão diametral.

O segundo grupo foi submetido a imersão e pressão a vácuo, resultando em uma saturação entre 55 e 80%. Após esse procedimento os CPs foram armazenados em sacos plásticos fechados e mantidos a -18°C por 16 horas. Após esse período, as amostras foram imersas em água a 60°C por 24 horas. Por fim, foram condicionados a 25°C por 2 horas e foi determinada a resistência à tração por compressão diametral.

O resultado do ensaio é a resistência retida a tração (RRT), que é a razão entre a resistência a tração dos corpos de prova condicionados, ou seja, pertencentes ao segundo grupo, e a resistência a tração dos não condicionados. De acordo com Bernucci et al. (2010), o valor mínimo de RRT sendo a relação mínima desejada igual a 70% ou 80%, dependendo do órgão rodoviário.

4.3.5. Ensaio mecânicos

Os ensaios mecânicos objetivam determinar parâmetros de rigidez e resistência das misturas asfálticas. Em cada item abaixo serão mencionados os métodos convencionais considerados: resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência.

4.3.5.1. Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) consiste em aplicar duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um cilindro ao longo do diâmetro solicitado gerando tensões de tração uniformes perpendiculares a esse plano (Figura 70). O ensaio é normatizado pela NBR 15087/12 e DNIT 136/2010.

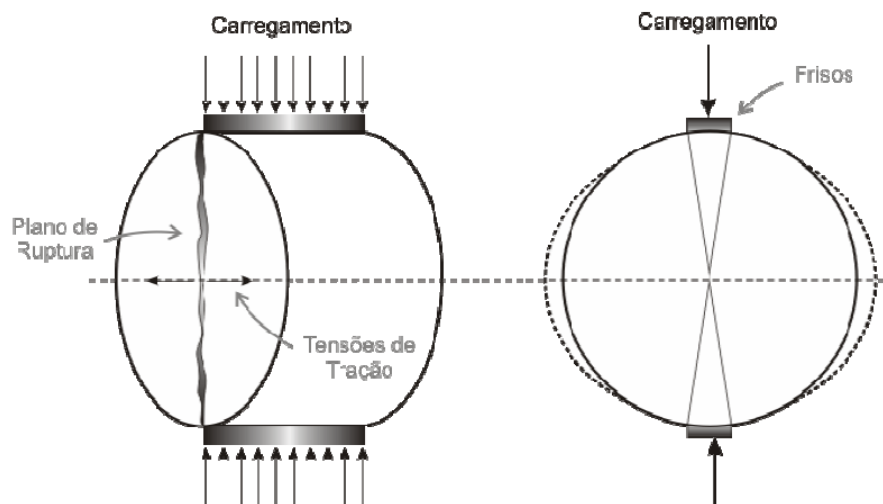


Figura 70: Esquema de carregamento e plano de ruptura típica no ensaio de RT

FONTE: Brito, 2006.

Os corpos de prova utilizados foram moldados no compactador SuperPAVE com diâmetro de 100mm, e altura próxima a 63,5mm. As amostras foram primeiramente condicionadas a 25°C por 4 horas e posteriormente ensaiadas na prensa da Figura 71.



Figura 71: Prensa para ensaio de RT

Após o ensaio, a resistência à tração é determinada pela Equação 30.

$$\sigma_R = \frac{2P_{rup}}{100\pi DH}$$

Equação 30

Onde:

σ_R = tensão de tração (Mpa);

P_{rup} = Carga de compressão de ruptura (N);

D = diâmetro do CP (cm);

H = altura do CP (cm).

4.3.5.2. Módulo de resiliência por compressão diametral

O módulo de resiliência (MR) de misturas asfálticas é uma relação entre a tensão aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica e a deformação recuperável (resiliente), em dada temperatura, que em geral é 25°C.

O ensaio seguiu o procedimento da DNIT – ME 135/18. O mesmo foi realizado aplicando-se uma carga repetida no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico de 102mm de diâmetro, moldado no compactador SuperPAVE. A carga aplicada é um pulso de 0,1s seguida de 0,9s de repouso, a amostra sofre uma deformação horizontal medida através de LVDTs. A amostra foi previamente condicionada na temperatura de 25°C por no mínimo 4 horas e os carregamentos foram aplicados representando 15% da resistência à tração. A Figura 72 apresenta o equipamento utilizado nos ensaios. A aquisição dos dados foi realizada pelo sistema SEEPAV 14200.



Figura 72: Equipamento para ensaio de MR

Após o ensaio o valor do módulo de resiliência foi determinado pela Equação 31.

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

Equação 31

Onde:

MR = módulo de resiliência (MPa);

P = carga vertical aplicada (N);

Δ = deformação elástica ou resiliente (cm);

H = altura do corpo de prova (cm);

μ = coeficiente de Poisson

4.3.6. Ensaio de módulo dinâmico

Para o ensaio de módulo dinâmico, as amostras foram moldadas no compactador giratório SuperPAVE. Procura-se obter uma amostra com altura de $150,0 \pm 2,5$ mm e o diâmetro de $100 \pm 2,0$ mm e volume de vazios de 5 a 6% sem nenhum tipo de corte. O método mais preciso

encontrado pela autora para obtenção da correta densidade aparente, foi a utilização do controle de densidade no compactador, aplicando fatores de correção entre as densidades obtidas no compactador e as determinadas pela NBR 15573/12.

A metodologia utilizada para a realização dos ensaios de módulo dinâmico uniaxial seguiu os procedimentos preconizados na DNIT 416/2019 (Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo dinâmico – Método de ensaio), realizando a varredura nas temperaturas de 4, 20, 40 e nas frequências de 25, 10, 5, 1, 0,5 e 0,1 Hz com 2 amostras para cada mistura. O carregamento foi feito a partir do controle das tensões, sendo que as deformações lidas nos extensômetros deveriam estar na ordem de 50 a 75 $\mu\epsilon$, conforme a recomendações da própria normativa.

O procedimento de ensaio é um tanto complexo, devido a mudança da rigidez do material a cada nova temperatura de ensaio fazendo-se necessário ajustar o equipamento a cada variação. Posteriormente, era preciso ajustar a tensão para atingir a deformação desejada nos extensômetros. Por fim, era realizado o ensaio e obtidas as leituras de amplitude de tensão e deformação.

O procedimento se divide em partes fundamentais, sendo elas:

- Verificação mecânica: consiste em verificar se todos os elementos estão bem presos ao equipamento para evitar vibrações, bem como, se a câmara de condicionamento está bem instalada.
- Condicionamento do corpo de prova: para caracterização completa da mistura asfáltica é necessário realizar o ensaio em diferentes temperaturas. Seguindo recomendações de da normativa foi instalada uma amostra com sensores de temperatura para o monitoramento da temperatura da amostra (Figura 73). As amostras foram condicionadas até chegar na temperatura desejada, sendo que a variação máxima da temperatura interna era de $\pm 0,3^{\circ}\text{C}$ conforme recomendações da AASHTO T 342.

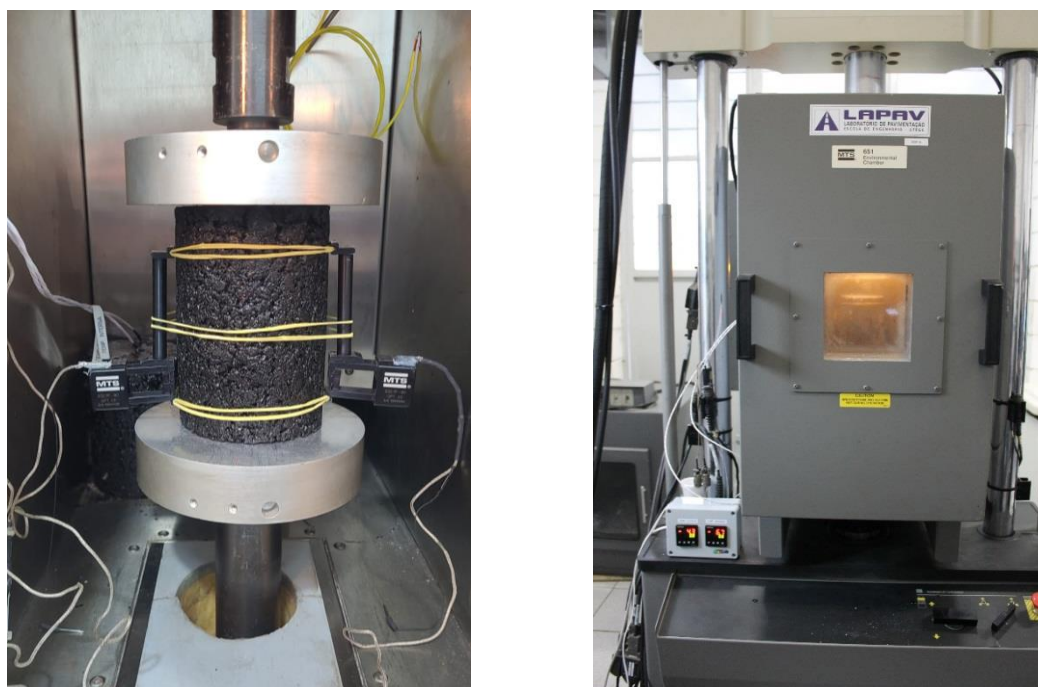


Figura 73: Condicionamento do corpo de prova e prensa MTS utilizada para ensaio

Foram realizados testes de calibração da estufa, para aferir se a temperatura do controlador era a mesma encontrada na amostra. As mesmas foram condicionadas até atingirem a estabilização da temperatura. A Tabela 24 apresenta a calibração foi utilizada na pesquisa.

Tabela 24: Calibração da estufa

Temperatura controlador (°C)	Temperatura na <i>dummy</i> (°C)
-12	-10
2	4
18	20
37	37
54	54

- Instalação da amostra: Após a moldagem é necessário instalar os extensômetros. Eles foram instalados com a utilização de elásticos (Figura 73). Segundo Nascimento (2015), apesar do elevado custo dos extensômetros MTS, esta abordagem simples dispensa o uso de peças coladas e tem sido usado facilmente e com sucesso pela Petrobras e na Universidade do Estado da Carolina do Norte para este tipo de caracterização da mistura. Em ambas as faces foi utilizada uma membrana anti-fricção para minimização do ruído nas altas frequências.

- “*Tuning*” (ajuste PID): O “*Tuning*” é um ajuste do sistema de teste para que o equipamento responda com precisão o sinal de comando. O ajuste PID, é uma técnica de controle de processos que une as ações derivativa, integral e proporcional, fazendo assim com que o sinal de erro seja minimizado pela ação proporcional, zerado pela ação integral e obtido com uma velocidade antecipada pela ação derivativa. Este processo tornou-se necessário, pois o ensaio foi realizado por controle de força e, por isso, deve ser feito um novo ajuste caso haja alteração na amostra ou alguma mudança no êmbolo.
- *Finger Print*: este procedimento é necessário para que se obtenha leituras de deformações de 50 a 100 $\mu\epsilon$ nos extensômetros. Para isso, a amostra é testada a 10Hz e estabelecida uma relação da tensão aplicada nesta frequência com as outras. Assim, é possível determinar as cargas a serem utilizadas no ensaio.
- Realização do ensaio: As cargas devem ser inseridas dentro da rotina no MPT, e a aquisição de dados é realizada nos últimos 5 ciclos de cada etapa do ensaio. O aplicativo *Dynamic Property Monitor* (DPM), presente no software controlador da MTS 810 realiza a regressão linear para um sinal senoidal real da tensão e da deformação informando os valores da amplitude da tensão, amplitude da deformação e ângulo de fase.

Para formação da curva mestra foi utilizado como modelo de sobreposição tempo-temperatura o princípio de WLF (Equação 32) e o polinomial (Equação 33) na temperatura de referência 20°C. Como modelo de ajuste dos pontos da curva mestra para o módulo dinâmico foi utilizado um ajuste sigmoidal (Equação 34) modelado com o auxílio da ferramenta Solver do Microsoft Office Excel até encontrar a menor soma dos erros quadráticos obtidos pela Equação 35, conforme recomendações de Yusoff et al. (2011). Já a curva mestra do ângulo de fase foi ajustada utilizando uma função polinomial de sexto grau.

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(T - T_R)}{C_2 + T - T_R} \quad \text{Equação 32}$$

$$\log(a_T) = A_1(T^2 - T_R^2) + A_2(T - T_R) \quad \text{Equação 33}$$

$$\log|E^*| = k + \frac{\beta}{1 + e^{\delta + \gamma \log(f_R)}} \quad \text{Equação 34}$$

$$SSE = \sum \frac{(\log |E^*|_{\text{exp}} - \log |E^*|_{\text{calc}})^2}{(\log |E^*|_{\text{exp}})^2} \quad \text{Equação 35}$$

Onde:

C_1 e C_2 = constantes de ajuste do modelo WLF;

T = temperatura em análise;

T_R = temperatura de referência;

A_1 e A_2 = constantes de ajuste do modelo polinomial;

k , β , δ , γ = parâmetros de ajuste modelo sigmoidal;

f_R = frequência reduzida;

SSE = somatório dos erros quadráticos;

$|E^*|_{\text{exp}}$ = módulo dinâmico obtido experimentalmente;

$|E^*|_{\text{calc}}$ = módulo dinâmico calculado pelo ajuste do modelo sigmoidal.

4.3.7. Ensaio uniaxial de carga repetida

Para o ensaio de FN as amostras são fabricadas em triplicatas no CGS com 100mm \pm 2,0 mm de diâmetro e 150 \pm 2,5mm com um volume de vazios alvo de 7 \pm 0,5% conforme NBR 16505 (Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida) e DNIT 184/2018 (Pavimentação - Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio)

Os ensaios foram realizados em uma prensa hidráulica modelo MTS 810 UTM Test System em conformidade com as normativas citadas acima. Para o condicionamento da amostra a 60°C a temperatura foi controlada a partir de um CP *dummy* com um sensor de temperatura interno e outro sensor de temperatura externo (Figura 74) até a temperatura encontrar-se homogênea, o que levava em média de 2 a 3 horas.

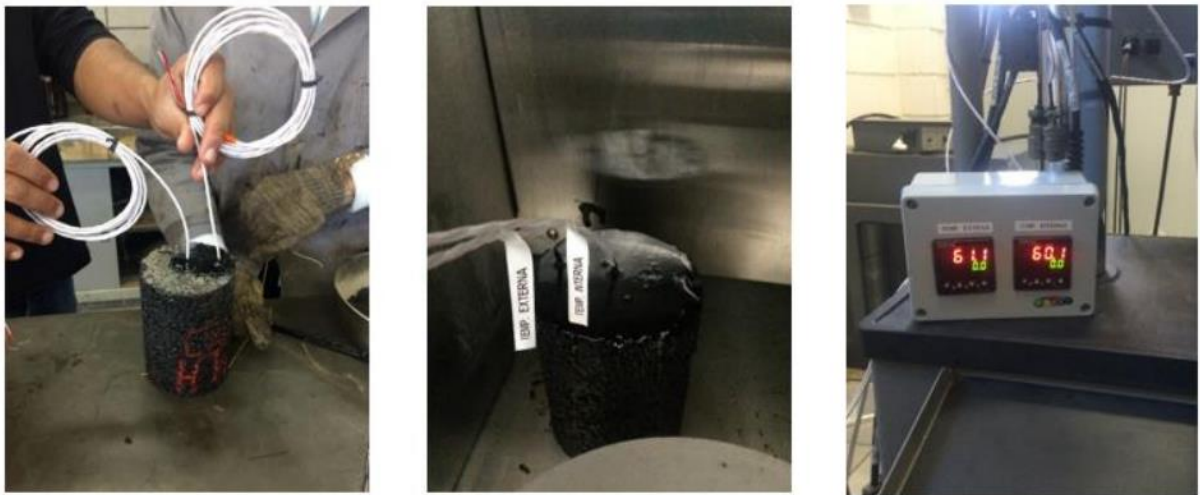


Figura 74: CP dummy com sensor de temperatura interno e externo

FONTE: Barros (2017)

Posteriormente a amostra era posicionada nos pratos aplicadores e é aplicada uma carga de contato, que representa 5% do carregamento que conforme as normativas brasileiras seria igual a um carregamento de compressão de $10,2 \pm 0,5$ kPa.

A leitura da deformação axial foi realizada pelo atuador após estudo apresentado na Figura 75. Pode-se observar que os valores de FN determinados pelos extensômetros e pelo atuador tem um coeficiente de correlação de 1,0689 e um R^2 0,9911; sendo estes valores muito próximos a igualdade. Este fato deve-se que durante este ensaio, devido ao nível de deformação e a alta temperatura a compliância entre atuador e extensômetros é aceitável, diferentemente do que ocorre nos ensaios de fadiga a tração direta e módulo dinâmico, que trabalham em outros campos de deformação.

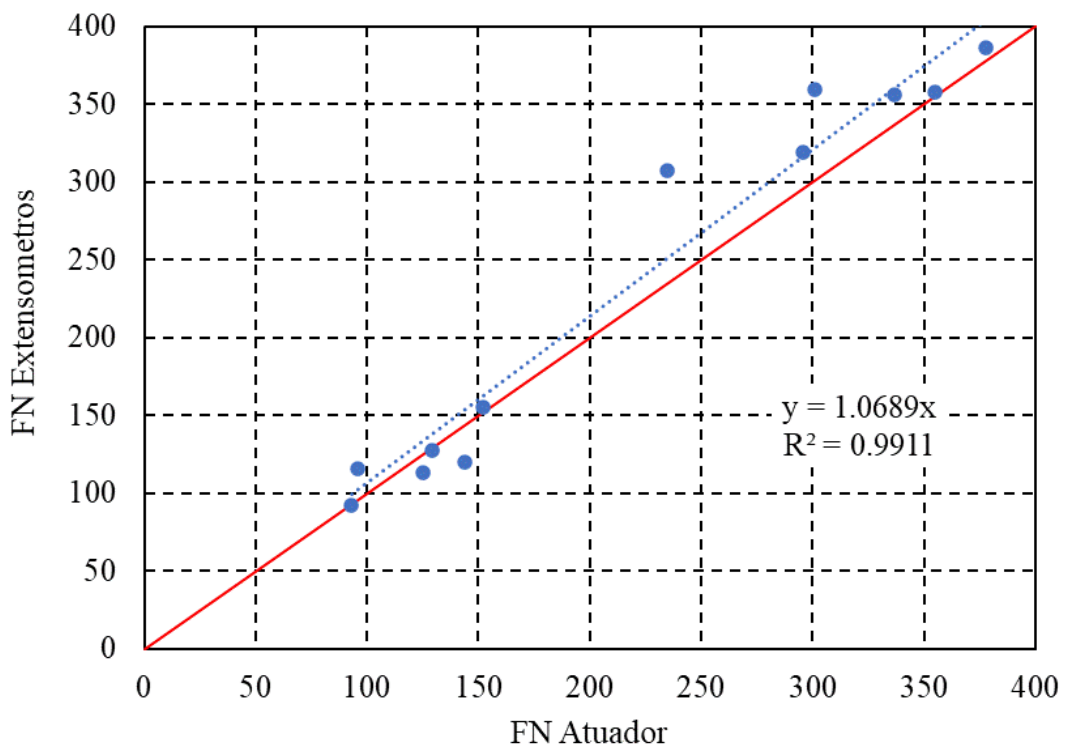


Figura 75: Correlação entre valores de FN com leitura dos extensômetros e do atuador

Durante o ensaio, o deslocamento foi monitorado por meio de um gráfico com relação ao número de ciclos, conforme Figura 76. O critério de parada do ensaio era 8mm de deslocamento do atuador, estabelecido por caracterizar o limite onde todas as misturas testadas já ultrapassaram a zona terciária ou 7200 ciclos. Ao término do ensaio, a determinação do parâmetro FN é feita através do modelo de Francken (1977) com auxílio de uma planilha Excel.

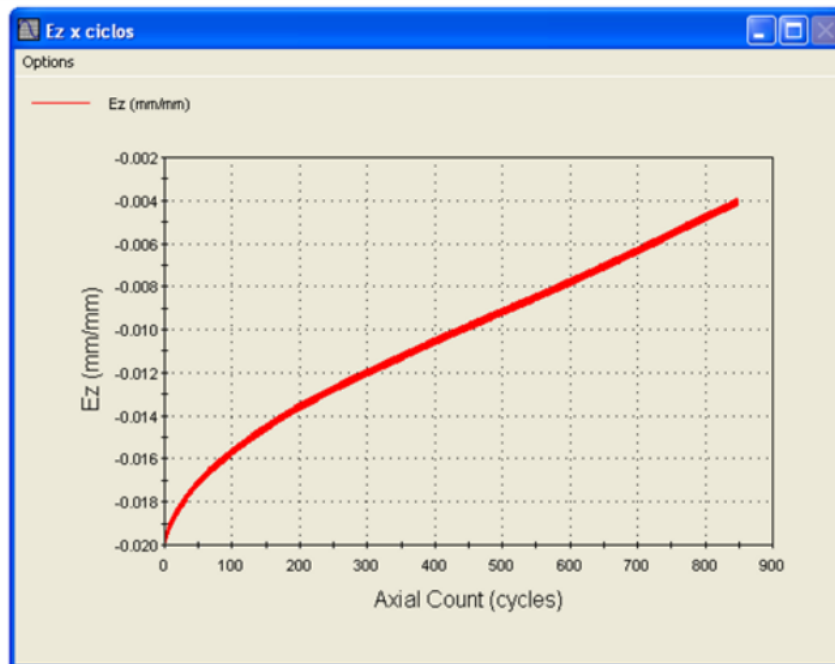


Figura 76: Deformação axial versus número de ciclos apresentados durante o ensaio

FONTE: Barros (2017)

4.3.8. Ensaio triaxial de varredura de tensão (SSR)

O ensaio SSR será executado conforme norma ainda provisória AASHTO TP 134 e a proposta de norma do TED 680/2020. As amostras foram produzidas com 100 mm de diâmetro por 150 mm de altura, no CGS com volume de vazios de $7\pm 0,5\%$ inicialmente sem nenhum tipo de corte. Conforme norma, para cada temperatura, o ensaio deve ser realizado em duplicata caso a diferença de deformação no final do ensaio não seja superior a 25%.

As temperaturas de ensaio foram fixadas em 17°C para a temperatura baixa e 47°C para a temperatura alta, mesmas temperaturas definidas por Bastos (2016) e Choi (2013). Os ensaios foram realizados utilizando a MTS 810 presente no Laboratório de pavimentação da UFRGS e câmara triaxial e sistema pneumático desenvolvidos durante o período desta tese descritos no item 3. O procedimento completo de execução do ensaio está detalhado no apêndice f)2. Os dados foram analisados em planilha Excel e o *Shift Model* será determinado a partir da planilha FlexMAT Rutting v2.1.1 desenvolvida pela *NC State University* e disponível no site do FHWA (FHWA, 2022).

4.4. ANÁLISE DE ESTATÍSTICA DOS DADOS

A análise de variância amostral possui o objetivo de determinar se a média entre diferentes grupos possuem uma diferença significativa, que supera o ruído experimental. Para isso utiliza-se a estatística F que nada mais é do que a razão variação entre médias da amostra e variação dentro das amostras. Utilizando a distribuição F de Fisher-Snedecor é possível determinar se as amostras se diferem ou não em relação a média com um nível de confiança de 95%, ou seja, neste caso foram utilizados dois desvios padrões populacionais em relação à média (Figura 77). Toda vez que uma amostra estiver dentro do mesmo intervalo de confiança que outra, será considerado que ambas pertencem ao mesmo agrupamento, ou seja, não dá para distinguir se há uma diferença entre as amostras ou se é somente o ruído experimental.

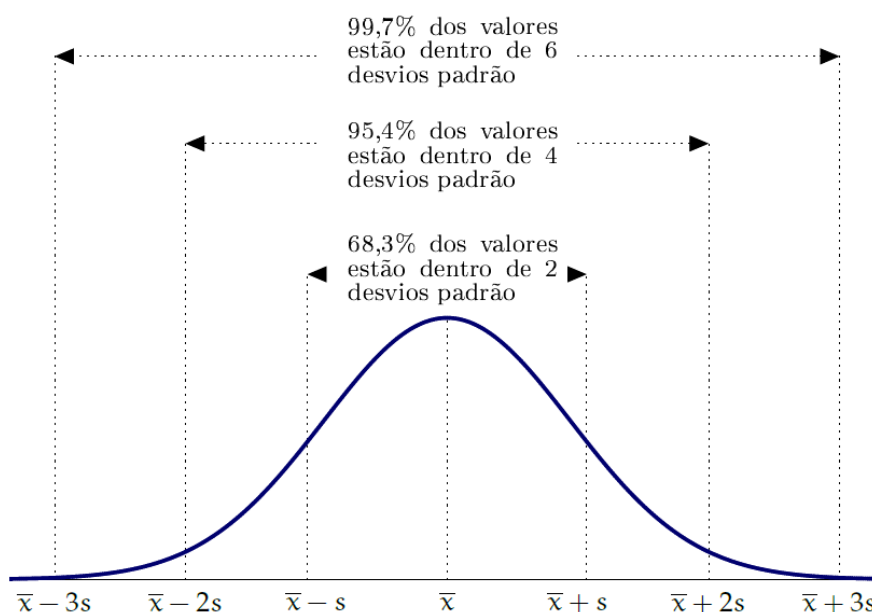


Figura 77: Distribuição dos intervalos de confiança

FONTE: Pereira e Pereira, 2018

Durante as análises da matriz experimental de misturas asfálticas para o banco de resultados serão considerados como propriedades variáveis a faixa granulométrica (TMN12,5mm; TMN 19mm e *gap graded*) e o ligante asfáltico (AB8.1, AB8.2, AMP 60/85 e CAP 50/70). Já como propriedades fixas temos os itens da Tabela 25. Como a matriz experimental não se trata de uma matriz total cruzada, ou seja, que nem todas as faixas foram testadas com todos os ligantes asfálticos a análise de variância deverá ser realizada de forma separada, sendo o efeito do ligante

asfáltico avaliado somente na faixa granulométrica TMN 12,5mm e o efeito da faixa granulométrica poderá somente ser analisado para o ligante AB8.1.

Tabela 25: Fatores Controláveis

Fatores controláveis	Variável
Origem do agregado	Pedreira Eldorado
Método de dosagem	SuperPave
Teor de ligante	Teor de projeto

Será realizado também um tratamento estatístico dos dados encontrados para a função de transferência preliminar entre os ATRs previstos pelo FlexPAVE e os ATRs medidos em campo. Para isso se utilizará o mesmo modelo matemático de Barros (2022), que se trata de uma função polinomial de segundo grau conforme Equação 36. Utilizando os novos trechos estudados serão determinados novos coeficientes de calibração utilizando o método dos mínimos quadráticos com o auxílio da ferramenta Solver do Excel.

$$ATR_c = C_1 \times ATR_p^2 + C_2 \times ATR_p \quad \text{Equação 36}$$

Onde:

ATR_c = afundamento de trilha de roda calibrado (mm);

C_1 = coeficiente de calibração 1

C_2 = coeficiente de calibração 2

ATR_p = afundamento de trilha de roda (mm) previsto FlexPAVE (revestimento).

De forma a determinar o intervalo de confiança da equação de regressão utilizou-se a resposta média (Equação 37), onde considerou-se x os valores de ATR previsto e y os ATR de campo.

$$IC = \hat{y} - t_{\frac{\alpha}{2}, n-m} \times S_R \sqrt{x_0^T (X^T X)^{-1} x_0} \quad \text{Equação 37}$$

Onde:

\hat{y} = y médio;

$t_{\frac{\alpha}{2}, n-m}$ = distribuição t de Student com n-m graus de liberdade;

S_R = variância residual amostral

5. RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DA MATRIZ EXPERIMENTAL PARA BANCO DE RESULTADOS

Este capítulo irá apresentar os resultados, as análises e discussões das misturas asfálticas ensaiadas conforme apresentado anteriormente na matriz experimental (Figura 63). O capítulo atende ao objetivo específico b) desta tese de apresentar um banco de resultados de diferentes variações de faixas granulométricas e ligantes asfálticos, bem como fundamentar a base para discussão dos demais objetivos propostos.

5.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAS

Os itens a seguir demonstram a caracterização dos três agregados que serão utilizados na pesquisa, bem como, do ligante asfáltico AB8.1. Todos os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Estado do Rio Grande do Sul (LAPAV/UFRGS).

5.1.1. Agregado Granítico

O agregado granítico utilizado nesta pesquisa é proveniente da pedra Eldorado que se localiza no município de Eldorado do Sul na região metropolitana de Porto Alegre/RS. Os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados estão apresentados na Tabela 26 e Figura 78.

Tabela 26: Propriedades do agregado granítico

Propriedade	3/4"	3/8"	Pó de pedra
Abrasão "Los Angeles" (%)	19,53	25,65	-
Equivalente de areia (%)	-	-	93,37
Índice de forma	0,71		
Durabilidade (perda de massa em %)	0,43	0,55	1,72
Absorção (%)	0,72	1,17	0,79
Massa específica real (g/cm ³)	2,590	2,625	2,63
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,543	2,547	-
Massa específica aparente solta (g/cm ³)	1,353	1,366	1,579
Massa específica aparente compacta (g/cm ³)	1,474	1,474	1,708

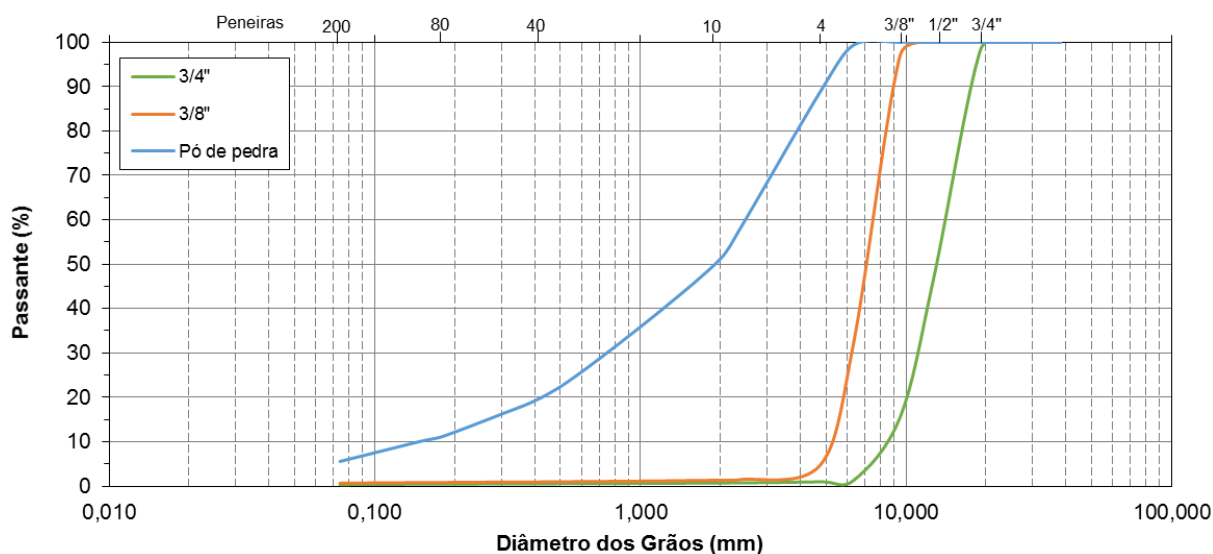


Figura 78: Curva granulométrica agregados graníticos

As composições granulométricas para as misturas densas foram definidas conforme a metodologia Bailey. Para que fosse possível encaixar uma composição granulométrica nos parâmetros Bailey foi necessária a utilização de fíller. Para diminuir o número de materiais utilizados, e o número de variáveis na matrix experimental, optou-se pelo emprego como fíller o próprio agregado granítico utilizado somente o passante na peneira 200. A TMN 19mm ficou definida com as porcentagens de 34, 23, 38 e 5 de $\frac{3}{4}$ ", $\frac{3}{8}$ ", pó de pedra e fíller respectivamente (Figura 79). Já a TMN 12,5mm ficou definida com as porcentagens de 15, 35, 45 e 5 para os mesmos materiais (Figura 80). A Tabela 27 apresenta os parâmetros de ajuste Bailey.

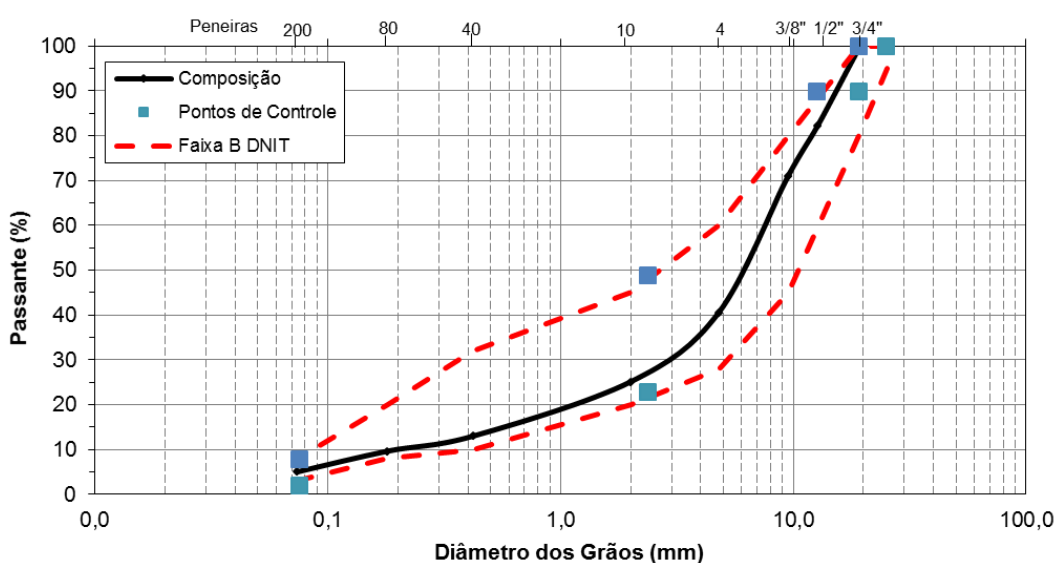


Figura 79: Composição granulométrica para a TMN 19mm

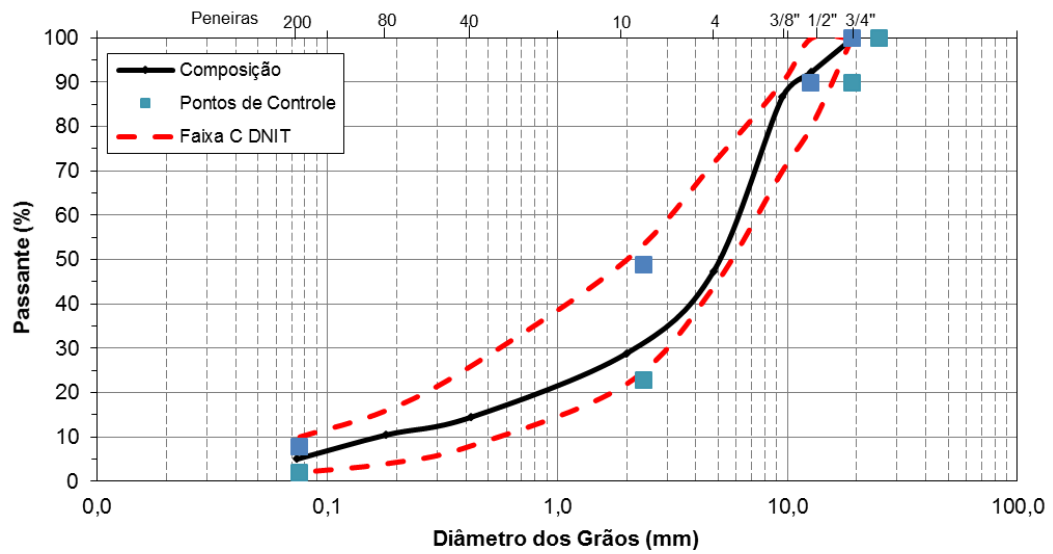


Figura 80: Composição granulométrica para a TMN 12,5m

Tabela 27: Dados da seleção granulométrica Bailey para a TMN 19mm e TMN 12,5mm

TMN	19mm	12.5mm
% Half sieve	71,03	60,92
% PCS	37,34	34,39
% SCS	18,13	17,13
% TCS	9,99	9,52
CA Ratio	1,16	0,68
FAC Ratio	0,49	0,50
FAF Ratio	0,55	0,56

A mistura *gap graded* foi definida conforme faixa granulométrica do DNIT 112/2009 ES, sendo a mesma regulamentada pelo CALTRANS na proporção 1/2", conforme Figura 81.

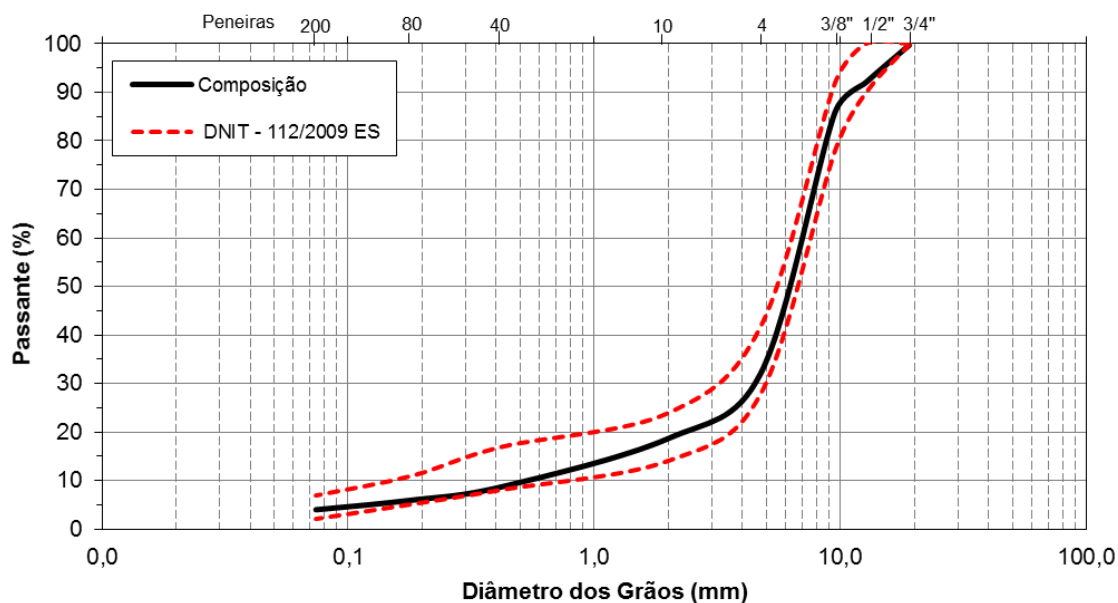


Figura 81: Composição granulométrica gap graded

5.1.2. Ligantes asfálticos

Os ligantes asfálticos foram testados conforme a metodologia apresentada no capítulo 4.3.1. As Tabela 28 e Tabela 29 demonstram os dados obtidos para os ligantes asfálticos convencional 50/70 e o ligante asfáltico modificado por polímero 60/85.

Tabela 28: Propriedades do CAP 50/70

Propriedade	Método	Unid.	Limites ANP n° 03/2015	Resultado
Massa específica	NBR 6296	g/cm ³	-	1,002
Penetração (100g, 25°C)	NBR 6576	g/cm ³	50 - 70	57
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	mín. 46	48
Viscosidade Brookfield a 135°C	NBR 15184	cP	mín. 274	306
Viscosidade Brookfield a 150°C	NBR 15184	cP	mín. 112	154
Viscosidade Brookfield a 177°C	NBR 15184	cP	57 – 285	57,5
Ductilidade a 25°C	NBR 6293	cm	mín. 60	100

Tabela 29: Propriedades do AMP 60/85

Propriedade	Método	Unid.	Limites ANP n° 04/2010	Resultado
Massa específica	NBR 6296	g/cm ³	-	0,931
Penetração (100g, 25°C)	NBR 6576	g/cm ³	40 - 70	56
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	mín. 60	79,7
Viscosidade Brookfield a 135°C	NBR 15184	cP	máx. 3000	1427
Viscosidade Brookfield a 150°C	NBR 15184	cP	máx. 2000	553
Viscosidade Brookfield a 177°C	NBR 15184	cP	máx. 1000	200
Recuperação elástica	NBR 15086	%	mín. 85	93

O resumo da caracterização dos ligantes asfálticos modificados por borracha (AB8.1 e AB8.2) encontra-se na Tabela 30. Ambos os ligantes asfálticos se enquadram nos parâmetros previstos para o asfalto borracha tipo “*terminal blending*” conforme a especificação para material DNIT 111/2009.

Tabela 30: Propriedades do AB8.1 e AB8.2

Propriedade	Método	Unid.	Limites DNIT 111/2009	Resultado AB8.1	Resultado AB8.2
Massa específica	NBR 6296	g/cm ³	-	1,050	1,030
Penetração (100g, 25°C)	NBR 6576	g/cm ³	30 - 70	55	51
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	mín. 55	56,5	54,1
Recuperação elástica à 25°C	NBR 15086	%	mín. 50	78	73
Viscosidade Brookfield (a 177°C)	NBR 15184	cP	8000 a 2000	1352	1717

5.2. DOSAGEM SUPERPAVE

As dosagens SuperPave foram realizadas utilizando os ligantes AB8.1 e CAP50/70, sendo para o restante das misturas feita apenas a conferência do grau de compactação e volume de vazios no teor ótimo determinado por essas misturas. Como referência para a mistura com o ligante asfáltico AB8.2 foi utilizado a dosagem do AB8.1, e para a mistura com o AMP 60/85 foi utilizado como referência a dosagem com o ligante convencional 50/70. A Tabela 31, Tabela 32 e Tabela 33 apresentam um resumo por faixas granulométricas dos parâmetros encontrados no teor ótimo.

Conforme já descrito no capítulo 4.3.3 o fato de ter utilizado a seleção granulométrica Bailey, a determinação do teor ótimo de ligante asfáltico foi realizada utilizando os parâmetros volumétricos e de compactação previstos na metodologia SuperPave. A dosagem SuperPave das misturas densas requer a verificação dos parâmetros volumétricos: volume de vazios, relação betume vazios e vazios do agregado mineral, bem como, a verificação da compactação da mistura asfáltica em 3 níveis: inicial (8 giros), projeto (100 giros) e máximo (160 giros). Dentro dos parâmetros volumétricos todas as misturas foram enquadradas nos três requisitos. A mistura com CAP 50/70 possui um maior potencial de compactação, devido a menor viscosidade do ligante asfáltico, obtendo uma porcentagem da densidade máxima medida superior à prevista pela especificação.

Tabela 31: Propriedades das misturas asfálticas na faixa contínua TMN 12,5mm

Propriedades	Especificação SuperPave	Resultados			
		CAP 50/70	AMP 60/85	AB8.1	AB8.2
Teor de Projeto (%)	-	4,6	4,6	5,1	5,1
Volume de Vazios (%)	3 - 5	3,8	4,1	4,4	3,9
Relação Betume Vazios (%)	65 - 75	73,5	72,1	71,9	74,5
Vazios do Agregado Mineral (%)	mínimo 13	14,5	14,7	15,6	15,2
Massa Esp. Máx. Medida (kN/m ³)	-	2,423	2,421	2,416	2,426
Massa Esp. Aparente (kN/m ³)	-	2,330	2,421	2,310	2,331
Relação Filler/Betume (%)	0,6 - 1,2	1,09	1,09	0,98	0,98
%Gmm @ N inicial (8 giros)	< 89%	88,1	86,3	88,5	88,1
%Gmm @ N projeto (100 giros)	~ 96%	97,5	95,7	96,7	96,6
%Gmm @ N máximo (160 giros)	< 98%	98,7	96,9	97,8	97,8

Tabela 32: Propriedades das misturas asfálticas na faixa contínua TMN 19mm

Propriedades	Especificação SuperPave	Resultados	
		CAP 50/70	AB8.1
Teor de Projeto (%)	-	4,7	4,9
Volume de Vazios (%)	3 - 5	5,2	4,2
Relação Betume Vazios (%)	65 - 75	67,4	72,3
Vazios do Agregado Mineral (%)	mínimo 13	15,9	15,0
Massa Esp. Máx. Medida (kN/m ³)	-	2,425	2,419
Massa Esp. Aparente (kN/m ³)	-	2,299	2,318
Relação Filler/Betume (%)	0,6 - 1,2	1,06	1,02
%Gmm @ N inicial (8 giros)	< 89%	88,7	87,7
%Gmm @ N projeto (100 giros)	~ 96%	98,4	96,3
%Gmm @ N máximo (160 giros)	< 98%	99,7	97,6

Tabela 33: Propriedades das misturas asfálticas na faixa descontínua tipo *gap graded*

Propriedades	Especificações DNIT 112/09-ES	Resultados	
		AB8.1	AB8.2
Teor de Projeto (%)	-	7,2	7,2
Volume de Vazios (%)	4 - 6	4,7	4,5
Relação Betume Vazios (%)	65 - 78	76,7	77,3
Vazios do Agregado Mineral (%)	mínimo 15	20,0	20,0
Massa Esp. Máx. Medida (kN/m ³)	-	2,236	2,359
Massa Esp. Aparente (kN/m ³)	-	2,236	2,251
Relação Filler/Betume (%)	-	0,56	0,56
%Gmm @ N inicial (8 giros)	-	86,8	88,6
%Gmm @ N projeto (100 giros)	-	94,7	96,1
%Gmm @ N máximo (160 giros)	-	95,7	97,2

5.3. ENSAIOS MECÂNICOS

Para análise dos ensaios mecânicos foram realizadas análises estatísticas tipo ANOVA e Teste F com nível de confiança de 95% para determinar se há ou não diferença entre as médias dos parâmetros apresentados. Graficamente é apresentado o valor da média com a barra de erros do desvio padrão amostral.

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral estão apresentados na Figura 82. Para as misturas *gap graded*, a especificação DNIT 112/2009 determina uma RT maior que 0,5 MPa e a especificação DNIT 031/2006 - Capa exige valores maiores que 0,65MPa para os projetos Faixa C (TMN 12,5mm e TMN19mm). Pode-se observar que todas as misturas atingiram resistência à tração acima da exigida pela especificação, validando o teor de projeto selecionado. Nota-se que a mistura com maior RT está representada pela TMN 12,5mm no ligante AB8.2 e a menor resistência foi da faixa *gap graded* no AB8.1, fato que já era esperado para misturas *gap graded* que tendem a ter menor RT.

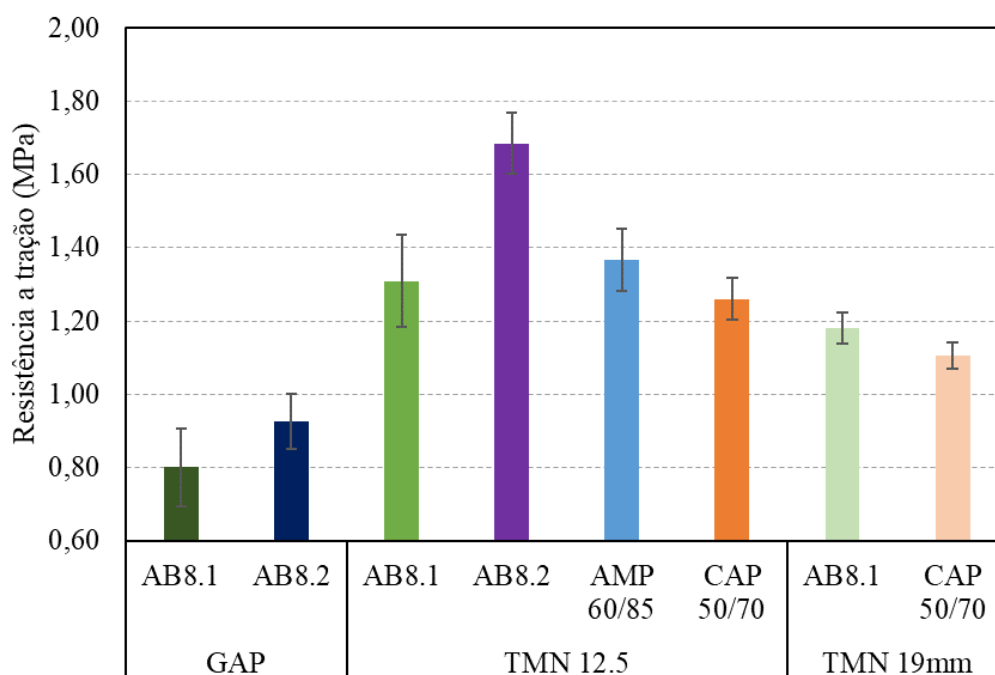


Figura 82: Resistência à tração por compressão diametral por mistura

Realizando a ANOVA, conforme descrito no item 4.4, pode-se identificar que entre as médias de RT por tipo de ligante asfáltico na TMN 12,5mm encontram-se no mesmo agrupamento exceto a mistura com AB8.2 conforme demonstra a Figura 83 e a Tabela 34. Já quando se trata das médias por faixa granulométrica para o ligante AB8.1 as faixas densas não se diferenciam

entre si, mas são diferentes da mistura *gap graded* em relação à média e a variância conforme Tabela 35 e Figura 83.

Tabela 34: Análise de variância (ANOVA) da RT conforme o ligante asfáltico

Ligante	N	Média	DesvPad	IC de 95%
AB8.1	6	1,3098	0,1260	(1,2321; 1,3875)
AB8.2	6	1,6854	0,0834	(1,6077; 1,7631)
AMP 60/85	6	1,3666	0,0852	(1,2888; 1,4443)
CAP 50/70	6	1,2602	0,0569	(1,1824; 1,3379)
DesvPad Combinado = 0,0912824				

Tabela 35: Análise de variância (ANOVA) da RT conforme a faixa granulométrica

Faixa	N	Média	DesvPad	IC de 95%
<i>Gap graded</i>	5	0,8012	0,1068	(0,7038; 0,8986)
TMN 12,5mm	6	1,3098	0,1260	(1,2208; 1,3987)
TMN 19mm	5	1,1819	0,0424	(1,0845; 1,2794)
DesvPad Combinado = 0,100852				

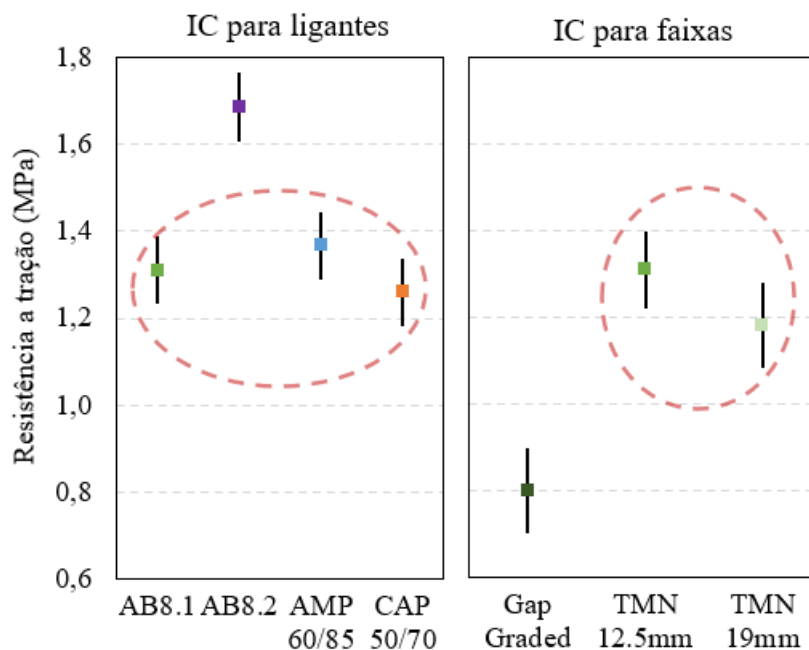


Figura 83: Intervalo de confiança para a resistência a tração

Os resultados para o módulo de resiliência estão apresentados na Figura 84. É possível verificar um decréscimo considerável do valor do módulo de resiliência nas misturas com asfalto borracha da faixa descontínua, comportamento já esperado devido a maior flexibilidade da mistura e conseqüentemente maior deformabilidade. Nos resultados para o ligante convencional nas faixas contínuas se observa um valor 10% superior em relação as médias de RT para a TMN

12,5mm. Destaca-se a proximidade do comportamento tensão-deformação resiliente das misturas com ligante AMP60/85 e AB8.2, que dentro da barra de erros possuem o mesmo valor.

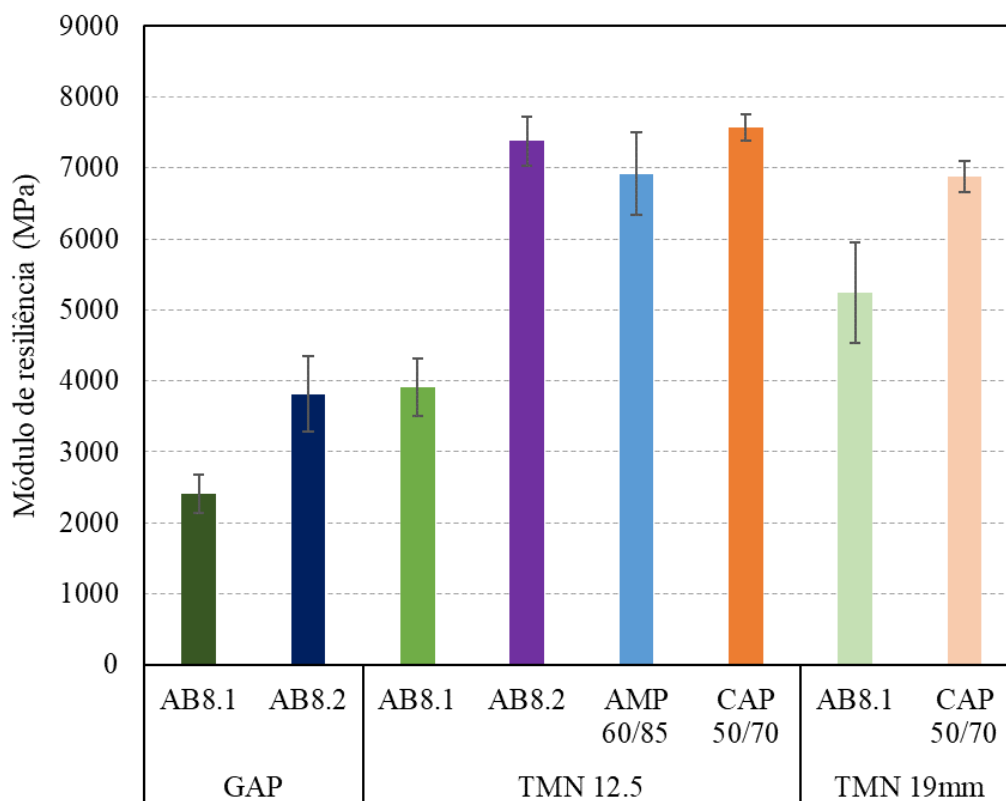


Figura 84: Módulo de resiliência das misturas no teor de projeto

Com relação a ANOVA e os valores de MR identifica-se que a faixa granulométrica é um importante fator na determinação do comportamento resiliente dentro de intervalo de confiança de 95%, visto que houve alteração do MR para as 3 faixas estudadas conforme Tabela 37 e Figura 85. Já para o ligante asfáltico os resultados de MR para o AB8.1 se diferenciam dos demais ligantes na TMN 12,5mm, como apresentado na Tabela 36 e Figura 85. Observa-se que o comportamento resiliente não segue o mesmo padrão de comportamento do que a RT.

Tabela 36: Análise de variância do MR conforme o ligante asfáltico

Ligante	N	Média	DesvPad	IC de 95%
AB8.1	24	3910,5	370,5	(3734,5; 4086,5)
AB8.2	24	7378,2	304,8	(7202,2; 7554,2)
AMP 60/85	18	6919	642	(6716; 7122)
CAP 50/70	18	7565,9	400,6	(7362,6; 7769,2)
DesvPad Combinado = 433,351				

Tabela 37: Análise de variância do MR conforme a faixa granulométrica

Faixa	N	Média	DesvPad	IC de 95%
Gap graded	18	2401,4	269,2	(2176,9; 2626,0)
TMN 12.5mm	24	3910,5	370,5	(3716,0; 4105,0)
TMN 19mm	18	5239	708	(5015; 5464)

DesvPad Combinado = 475,741

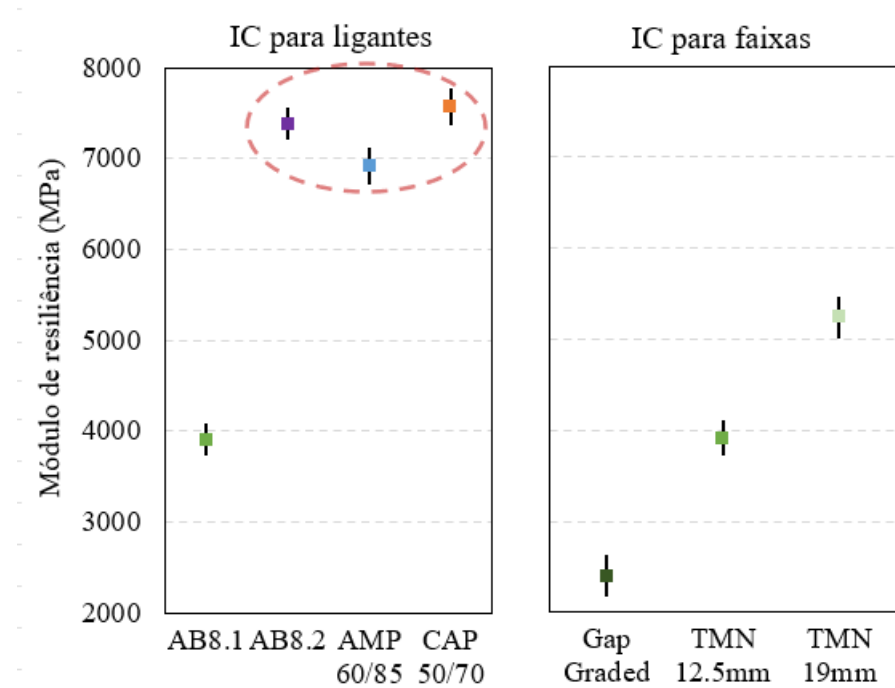


Figura 85: Intervalo de confiança para o módulo de resiliência

Os resultados para a resistência à tração retida das misturas estão apresentados na Figura 86. Todas as misturas obtiveram uma resistência à tração retida (RRT) superior a 80%, validando novamente o teor de projeto selecionado. Mesmo com algumas variações não se pode constatar uma alteração significativa na resposta a adesividade da mistura asfáltica.

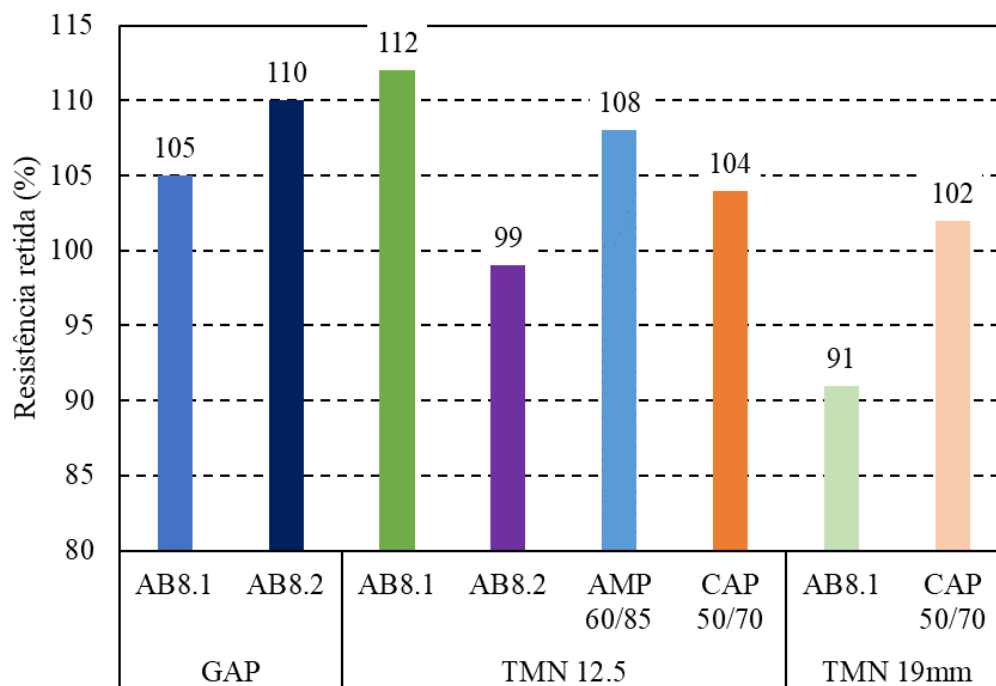


Figura 86: Resistência à tração retida no ensaio de dano por umidade induzida

Observa-se que não há uma alteração significativa da adesividade do ligante asfáltico, provavelmente ocasionada pelo tipo de agregado utilizado na mistura.

5.4. *FLOW NUMBER*

A Figura 87 apresenta os dados médios de *flow number* obtidos para cada mistura. Destaca-se o alto valor de FN para a mistura com AMP 60/85, que segue o mesmo padrão já observado na revisão bibliográfica para este tipo de ligante asfáltico. Outro ponto relevante são os baixos valores de *flow number* para o CAP 50/70, que estão também dentro dos valores encontrados na bibliografia.

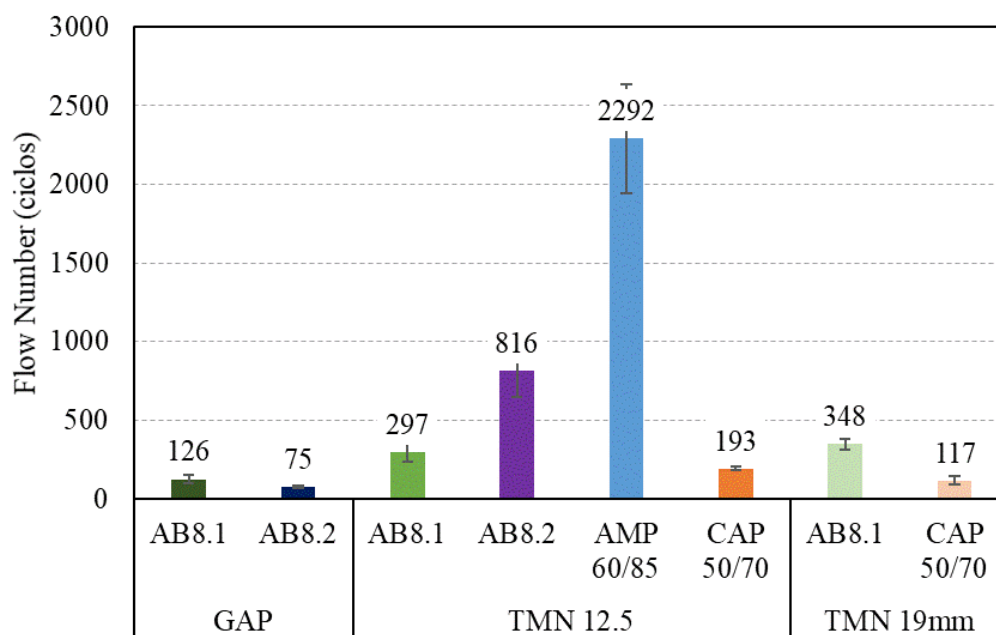


Figura 87: Resultados de *flow number* por mistura

Conforme ANOVA para as misturas da TMN 12,5mm (Tabela 38 e Figura 88) a mistura com o ligante AMP 60/85 é a única que se diferencia das demais, pelos seus altos valores de FN, considerando um intervalo de confiabilidade de 95%. Com relação a faixa granulométrica, na análise de variância para o ligante AB8.1 (Tabela 39 e Figura 88), verifica-se que as misturas densas se encontram no mesmo agrupamento, se diferenciando apenas da mistura *gap graded*, sendo o mesmo comportamento observado nos resultados de RT.

Tabela 38: Análise de variância do FN conforme o ligante asfáltico

Ligante	N	Média	DesvPad	IC de 95%
AB8.1	3	297	60,1	(36,3; 557,7)
AB8.2	3	816	167,2	(555,3; 1076,7)
AMP 60/85	3	2292	349	(2031; 2552)
CAP 50/70	3	192,67	9,45	(-68,00; 453,34)

DesvPad Combinado = 195,791

Tabela 39: Análise de variância do FN conforme a faixa granulométrica

Faixa	N	Média	DesvPad	IC de 95%
<i>Gap graded</i>	3	125,7	28,1	(65,2; 186,1)
TMN 12.5mm	3	297	60,1	(236,6; 357,4)
TMN 19mm	3	348,3	33	(287,9; 408,8)

DesvPad Combinado = 42,7811

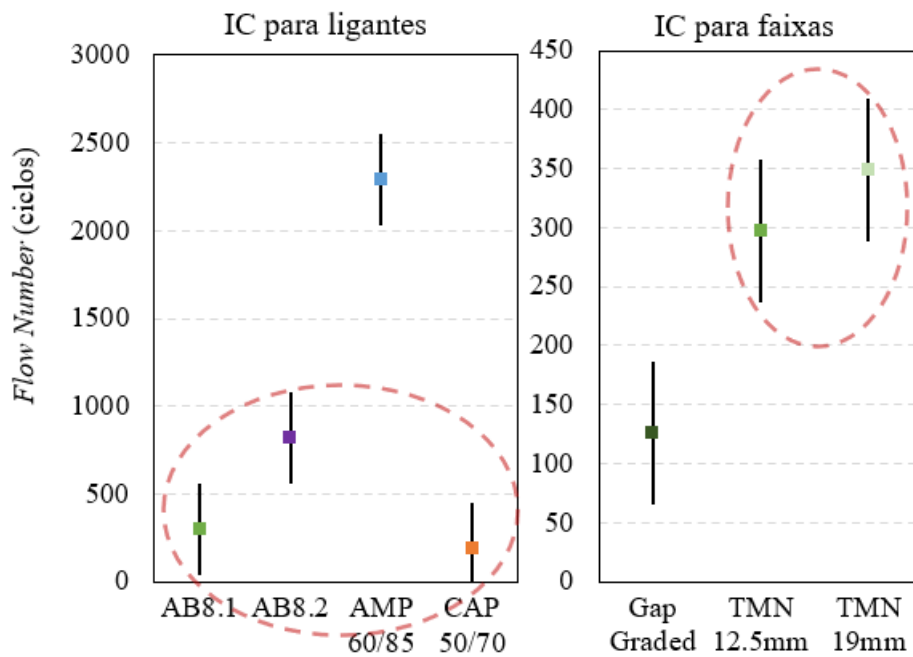


Figura 88: Intervalo de confiança para o *flow number*

Com os resultados de *flow number* foi possível classificar as misturas quanto à deformação permanente em relação ao tráfego utilizando as classes previstas pelo Manual de Utilização do programa MeDiNa (Franco e Motta, 2020), o estudo de Bastos et al. (2017) e Faccin (2018). Conforme Tabela 40 é possível notar que a classificação de Bastos et al. (2017) é menos severa em relação aos outros autores. Em relação ao comportamento das misturas nota-se que é imprescindível a utilização de ligantes modificados para vias de tráfego média à extremamente pesado.

Tabela 40: Classificação das misturas quanto à deformação permanente conforme autores brasileiros

Mistura		FN (ciclos)	Classificação FN Franco e Motta (2020)	Classificação FN Bastos et al. (2017)	Classificação FN Faccin (2018)
GAP	AB8.1	126	Leve ($N < 1E6$)	Médio ($1E6 \leq N \leq 1E7$)	Leve ($N < 3E6$)
	AB8.2	75	Não recomendado	Leve ($N < 3E6$)	Leve ($N < 3E6$)
TMN 12.5mm	AB8.1	297	Leve ($N < 1E6$)	Médio ($1E6 \leq N \leq 1E7$)	Leve ($N < 3E6$)
	AB8.2	816	Pesado ($1E7 \leq N \leq 1E8$)	Pesado ($1E7 \leq N \leq 1E8$)	Pesado ($1E7 \leq N \leq 1E8$)
	AMP 60/85	2292	Extremamente pesado ($N \geq 1E8$)	Extremamente pesado ($N \geq 1E8$)	Extremamente pesado ($N \geq 1E8$)
	CAP 50/70	193	Leve ($N < 1E6$)	Médio ($1E6 \leq N \leq 1E7$)	Leve ($N < 3E6$)
TMN 19mm	AB8.1	348	Médio ($1E6 \leq N \leq 1E7$)	Pesado ($1E7 \leq N \leq 1E8$)	Médio ($1E6 \leq N \leq 1E7$)
	CAP 50/70	117	Leve ($N < 1E6$)	Médio ($1E6 \leq N \leq 1E7$)	Leve ($N < 3E6$)

A Figura 91 apresenta os resultados dos ensaios obtidos nesta tese e por outros autores (Almeida Júnior, 2016; Almeida Júnior et al, 2018; Barros, 2017; Centofante, 2016; Faccin, 2018; Nascimento, 2008; Possebon, 2018), seguindo a Figura 27 apresentada no item 2.3. O Apêndice 3 apresenta o quadro resumo com todos os dados de FN utilizados de outros autores nesta análise. Dentro das misturas desse estudo a TMN 12,5mm encaixa-se em uma faixa C do DNIT e a TMN 19mm na faixa B do DNIT. De forma a otimizar a análise foram utilizadas apenas as faixas B e C do DNIT e *gap graded* focos deste estudo 3 todos os ligantes asfálticos disponíveis na bibliografia citada.

Para uma melhor avaliação foi realizado o gráfico de efeitos principais de *flow number* médios considerando todas as misturas testadas pelas suas características de faixa granulométrica e ligante asfáltico (Figura 89). É possível destacar o efeito do ligante como principal efeito de alteração do FN, principalmente quando se trata da modificação com asfalto polímero (HIMA, AMP 60/85, AMP 65/90 e TLAFLEX). As misturas com faixa densa apresentaram na Figura 90 valores superiores a mistura *gap graded*, que pode estar atrelada ao elevado teor de ligante asfáltico necessário, bem como, a falta de tensão confinante durante o ensaio. Ainda assim a

análise por faixas granulométricas apresenta um alto desvio padrão, quase igual o valor da média, demonstrando assim ser um fator bem variável.

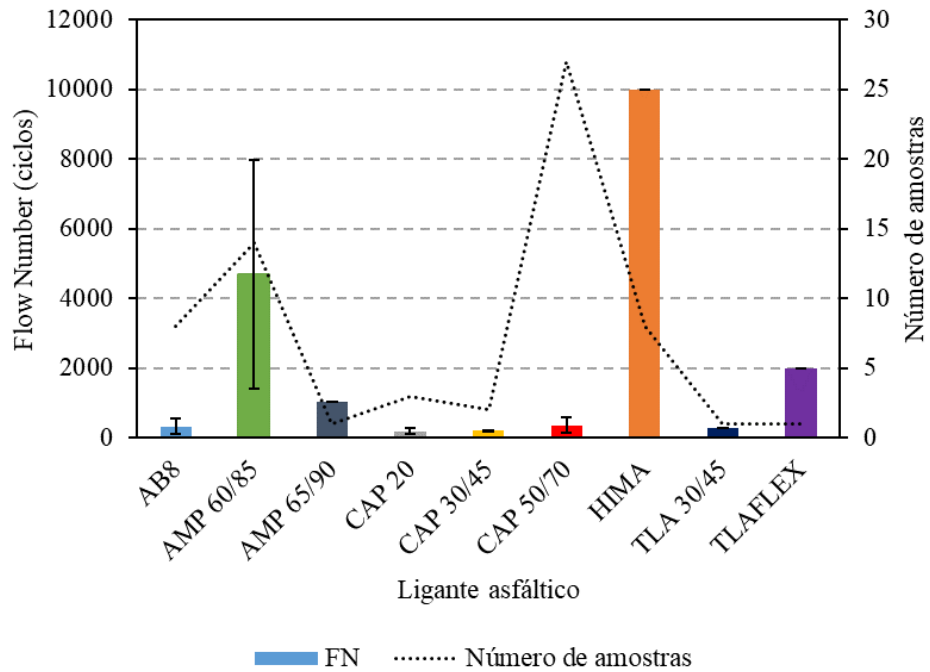


Figura 89: Gráfico de de médias de *flow number* com os resultados desta tese e de outros autores para os tipos de ligantes asfálticos analisados

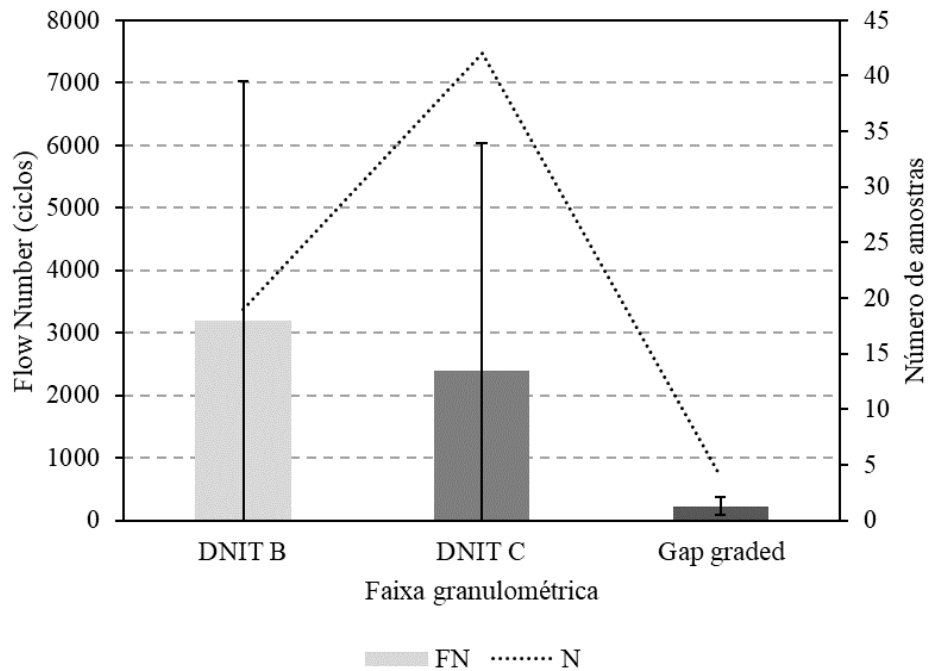


Figura 90: Gráfico de de médias de *flow number* com os resultados desta tese e de outros autores para as faixas granulométricas analisados

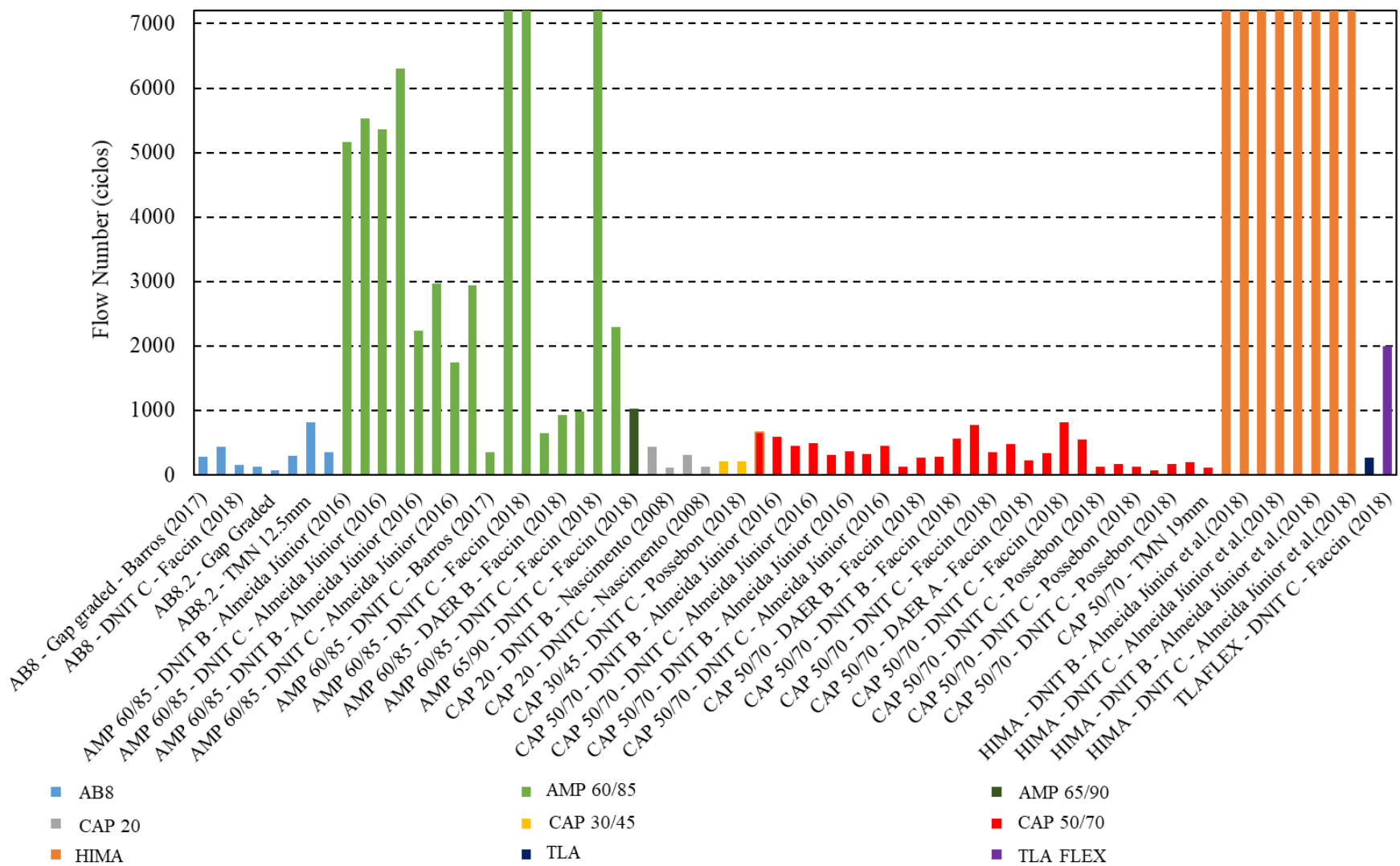


Figura 91: Comparativo entre resultados de FN com outros autores pela literatura brasileira

5.4.1. Correlações do parâmetro FN com o método Bailey

Para entender melhor o comportamento dos agregados em relação ao parâmetro *flow number* Faccin (2018) e Bastos (2016) relacionaram os resultados de FN com a proporção AG da metodologia Bailey, conforme já demonstrado na revisão bibliográfica (item 2.3). Os autores apresentaram resultados conflitantes, tendo Faccin (2018) observado baixas correlações entre o FN e a proporção de agregados graúdos (para as misturas graúdas o R^2 de 0,4756 e para as misturas miúdas o R^2 de 0,2421). Já Bastos (2016), em uma segunda análise, retirando da correlação as misturas asfálticas com porosidade FAD marginal, obteve uma boa correlação entre ambos os parâmetros ($R^2=0,81$).

Tentando contribuir com tais estudos, a Figura 92 apresenta o gráfico da correlação entre o parâmetro AG e o *flow number* das 6 misturas densas estudadas nesta tese. Observa-se que pelo fato de as misturas possuírem a mesma faixa granulométrica, e conseqüentemente, mesmo parâmetro AG, formou-se dois agrupamentos, sendo um deles representativo da TMN 12,5mm e TMN 19mm. O coeficiente de determinação encontrado foi de 0,173, demonstrando assim uma baixa correlação entre os parâmetros.

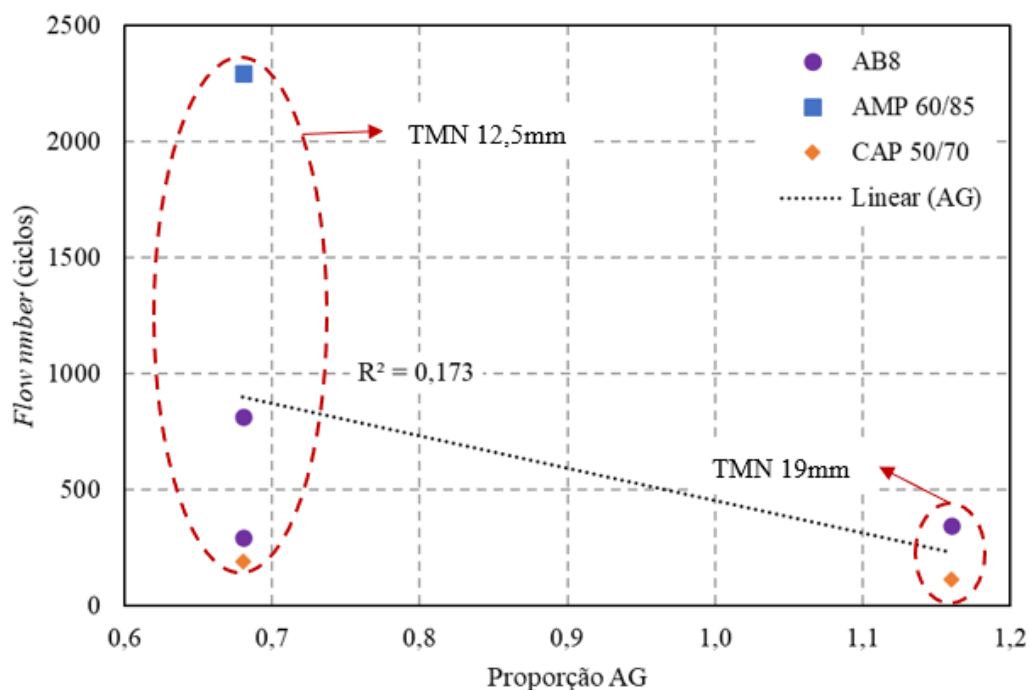


Figura 92: Correlação entre parâmetro AG e *flow number* das misturas estudadas nesta tese

De forma a ampliar a análise, buscou-se em outros autores (Faccin, 2018; Bastos, 2016 e Barros, 2020) uma base de resultados que pudesse proporcionar um melhor estudo entre as propriedades da mistura asfáltica. A Tabela 41 apresenta os dados coletados.

Tabela 41: Base de resultados do parâmetro AG e FN de Faccin (2018), Bastos (2016), Barros (2022) e desta tese

Autor	Identificação	AG	FN
Faccin (2018)	U3-DAER-FXB-ECO	0,69	158
Faccin (2018)	U5-DAER-FXB-ECO	0,89	175
Faccin (2018)	U5-DNIT-FXB-ECO	0,78	61
Autora	TMN 12,5 - AB8.1	0,68	297
Autora	TMN 12,5 - AB8.2	0,68	816
Autora	TMN 19 - AB8.1	1,16	348
Faccin (2018)	U2-DNIT-FXC-60/85	0,98	10000
Faccin (2018)	U5-DNIT-FXB-60/85	0,62	37
Faccin (2018)	U6-DNIT-FXC-60/85	0,91	10000
Faccin (2018)	U7-DNIT-FXC-60/85	0,9	10000
Faccin (2018)	U9-DNIT-FXC-60/85	0,69	647
Faccin (2018)	U12-DAER-FXB-60/85	0,67	923
Faccin (2018)	U12-DAER-FXC-60/85	0,6	986
Faccin (2018)	U14-DNIT-FXC-60/85	0,91	10000
Bastos (2016)	UFRGS/RS	0,73	1487
Autora	TMN 12,5 - AMP 60/85	0,68	2292
Faccin (2018)	U2-DNIT-FXC-65/90	0,97	1033
Bastos (2016)	CCR/SP	0,6	1214
Faccin (2018)	U1-DAER-FXA-50/70	1,15	132
Faccin (2018)	U2-DAER-FXB-50/70	0,64	262
Faccin (2018)	U4-DNIT-FXB-50/70	0,57	284
Faccin (2018)	U4-DNIT-FXC-50/70	0,6	564
Faccin (2018)	U8-DNIT-FXB-50/70	0,45	779
Faccin (2018)	U8-DNIT-FXC-50/70	0,53	359
Faccin (2018)	U10-DNIT-FXC-50/70	0,82	485
Faccin (2018)	U11-DAER-FXA-50/70	0,98	226
Faccin (2018)	U13-DNIT-FXB-50/70	0,58	336
Faccin (2018)	U14-DNIT-FXB-50/70	0,63	822
Faccin (2018)	U14-DNIT-FXC-50/70	1,4	549
Bastos (2016)	DNIT/CE	1,99	30
Bastos (2016)	Insttale I	0,18	92
Bastos (2016)	II/CE	0,23	337
Barros (2022)	MTGO1-C	0,64	85
Barros (2022)	MTGO1-B	0,69	88
Autora	TMN 12,5 - CAP 50/70	0,68	193
Autora	TMN 19 - CAP 50/70	1,16	117
Faccin (2018)	U9-DNIT-FXC-TLAF ¹	1,3	2001

Tendo em vista a base de resultados a Figura 93 apresenta o resultado do parâmetro AG em relação ao *flow number*. Verifica-se que o aumento do número de dados apenas contribui para

a dispersão dos resultados, tendo como consequência um R^2 de 0,019. Isso reforça o indicativo que o ligante asfáltico é possivelmente o fator que mais altera o resultado do FN.

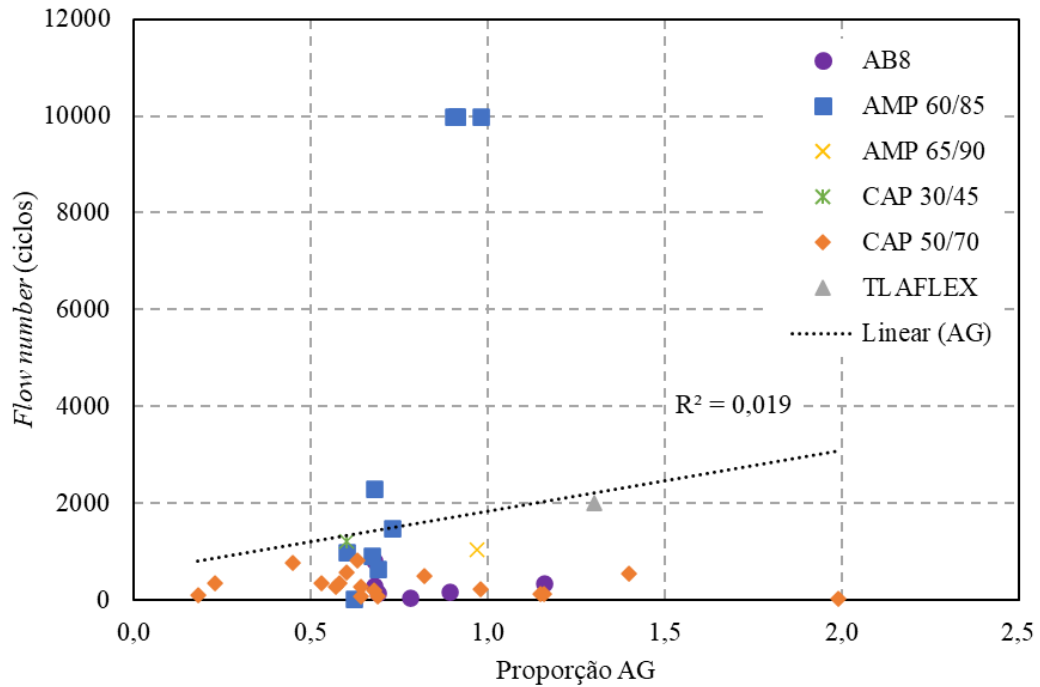


Figura 93: Correlação entre parâmetro AG e *flow number* das misturas estudadas por Faccin (2018), Bastos (2016), Barros (2022) e desta tese

Isolando apenas as misturas com CAP 50/70 apresentadas na Tabela 41 e realizando a mesma correlação obtém-se a Figura 94. Nota-se novamente que mesmo isolando o ligante asfáltico a proporção AG não possui uma boa correlação com o FN. Infere-se, portanto, que há outras propriedades do agregado que alteram os valores de FN, como por exemplo a forma, a angularidade, a textura, a adesividade ao ligante asfáltico, etc.

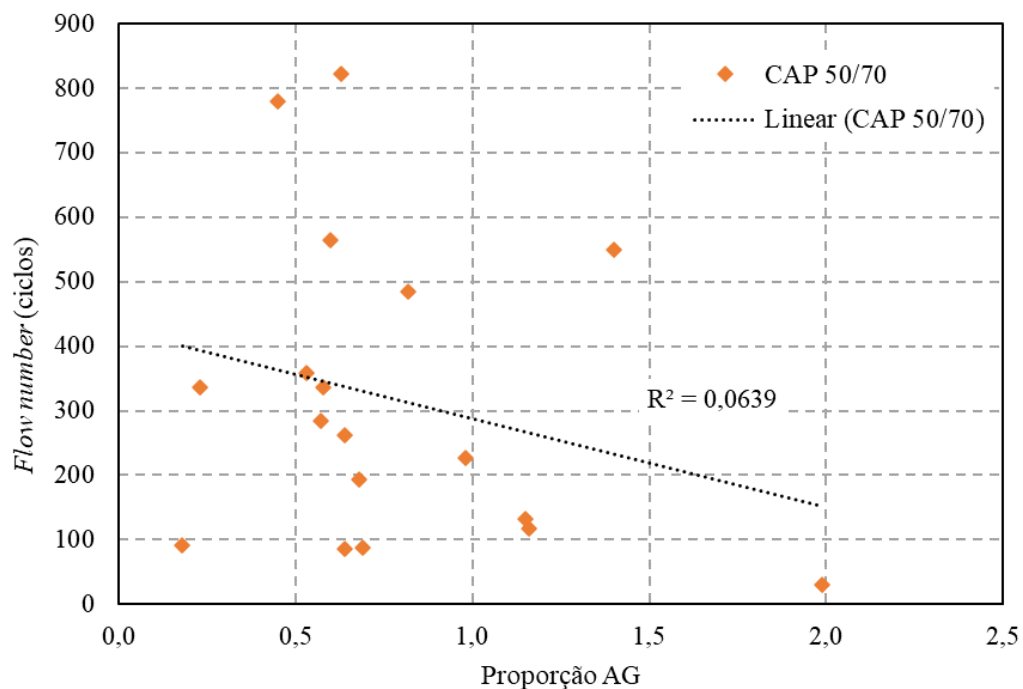


Figura 94: Correlação entre parâmetro AG e flow number das misturas com CAP 50/70 por Faccin (2018), Bastos (2016), Barros (2022) e desta tese

5.5. STRESS SWEEP RUTTING (SSR)

Primeiramente nos ensaios de SSR foi realizada a verificação do desenvolvimento da zona terciária na amostra em cada um dos blocos das misturas asfálticas. Para isso foi verificado o valor de *flow number* para cada um dos blocos. A Figura 95 demonstra um exemplo gráfico da deformação permanente e da taxa de deformação por número de ciclos junto com os ajustes de Francken. Nota-se que neste exemplo a amostra não chegou à zona terciária, pois não ocorreu um aumento da taxa de deformação permanente. A Figura 96 apresenta um resultado típico de segundo bloco e a Figura 97 do terceiro bloco de aplicação de carga. Observa-se que diferentemente do primeiro, que possuía um formato logarítmico, o segundo e terceiro bloco possuem uma tendência mais linear, o que torna a taxa de deformação mais constante durante a aplicação de carga. O mesmo padrão observado para a temperatura alta foi observado para a temperatura baixa.

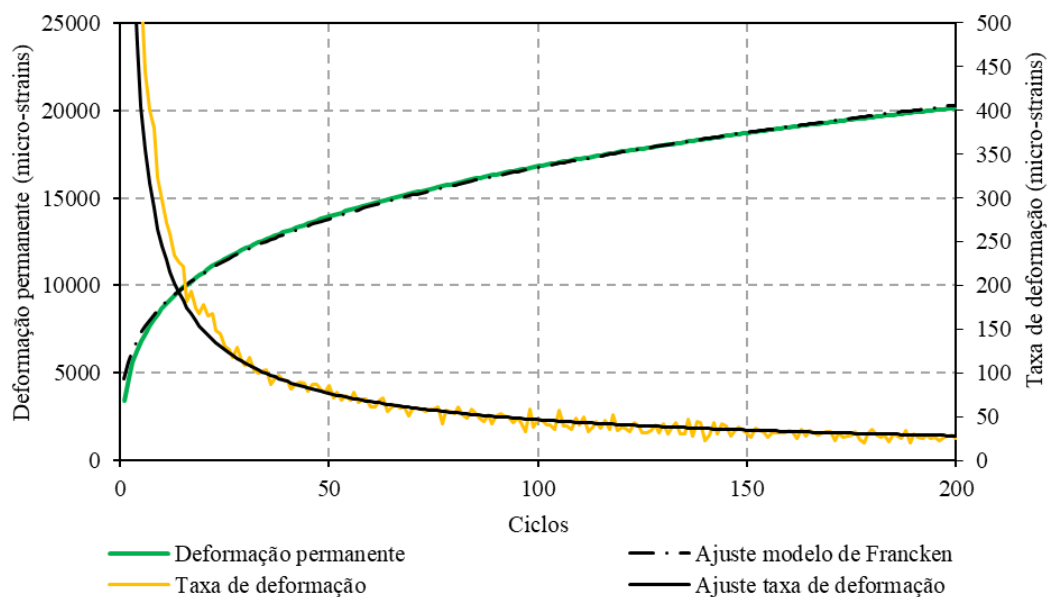


Figura 95: Exemplo de deformação permanente e taxa de deformação no primeiro bloco (689kPa) de tensão do ensaio SSR na temperatura alta (CAP 50/70 – TMN 12,5mm – CP 53)

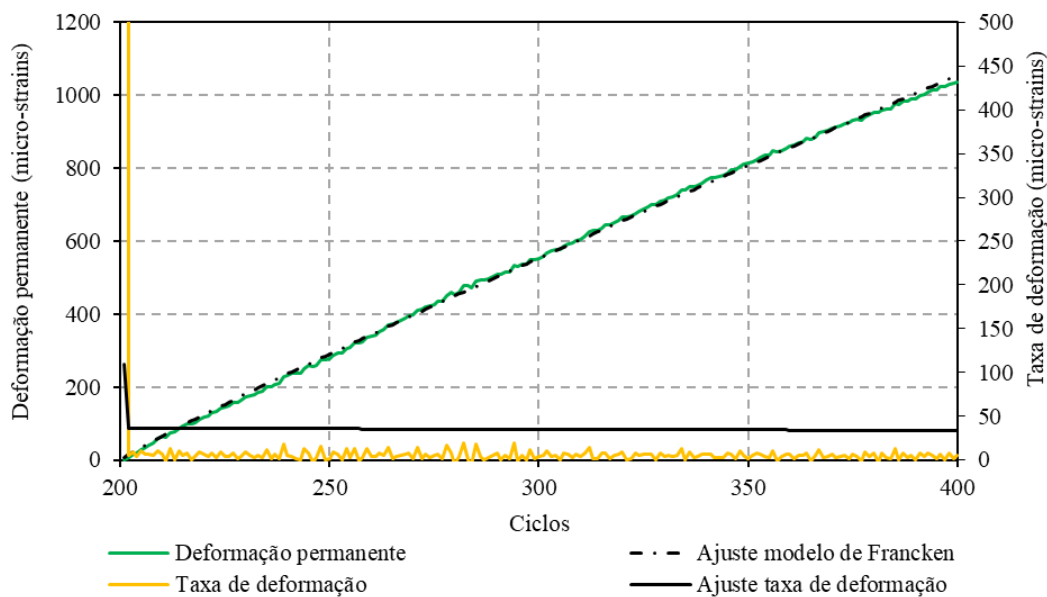


Figura 96: Exemplo de deformação permanente e taxa de deformação no segundo bloco (483kPa) de tensão do ensaio SSR na temperatura alta (CAP 50/70 – TMN 12,5mm – CP 53)

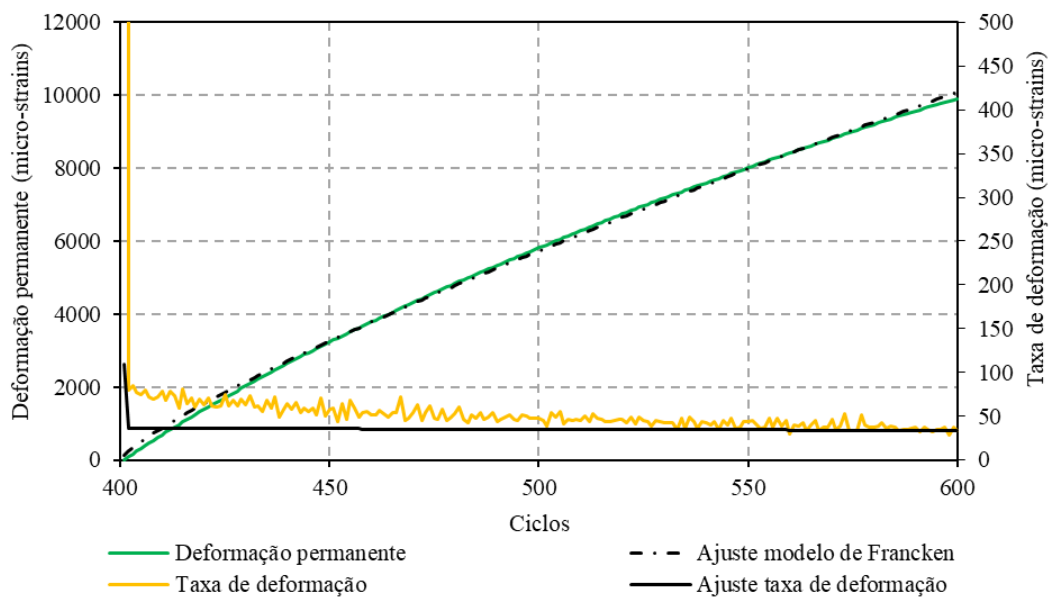


Figura 97: Exemplo de deformação permanente e taxa de deformação no terceiro bloco (896kPa) de tensão do ensaio SSR na temperatura alta (CAP 50/70 – TMN 12,5mm – CP 53)

Para todas as misturas estudadas neste item nenhuma delas desenvolveu a zona terciária em nenhum dos 3 blocos, fato que corrobora com Barros (2022), em que não teve dificuldades em aplicar a metodologia americana. É importante ressaltar que durante os estudos de Borges (2014) e Bastos (2016) ambos apresentaram dificuldades em realizar o ensaio nas tensões propostas pela AASHTO TP 134 e propuseram uma adaptação do protocolo de ensaio.

Realizando uma análise de tensão *versus* deformação dentro do ensaio SSR constata-se que na temperatura alta (Figura 98) a área correspondente ao laço de tensão x deformação é maior, o que identifica que a mistura armazena mais energia, gerando um maior trabalho. Também se observa que boa parte das deformações se desenvolvem no primeiro bloco (ciclo 1 ao 200). Na temperatura baixa, conforme a Figura 99, é possível verificar menores níveis de deformações, com relação a temperatura alta e laços de tensão x deformação bem próximos.

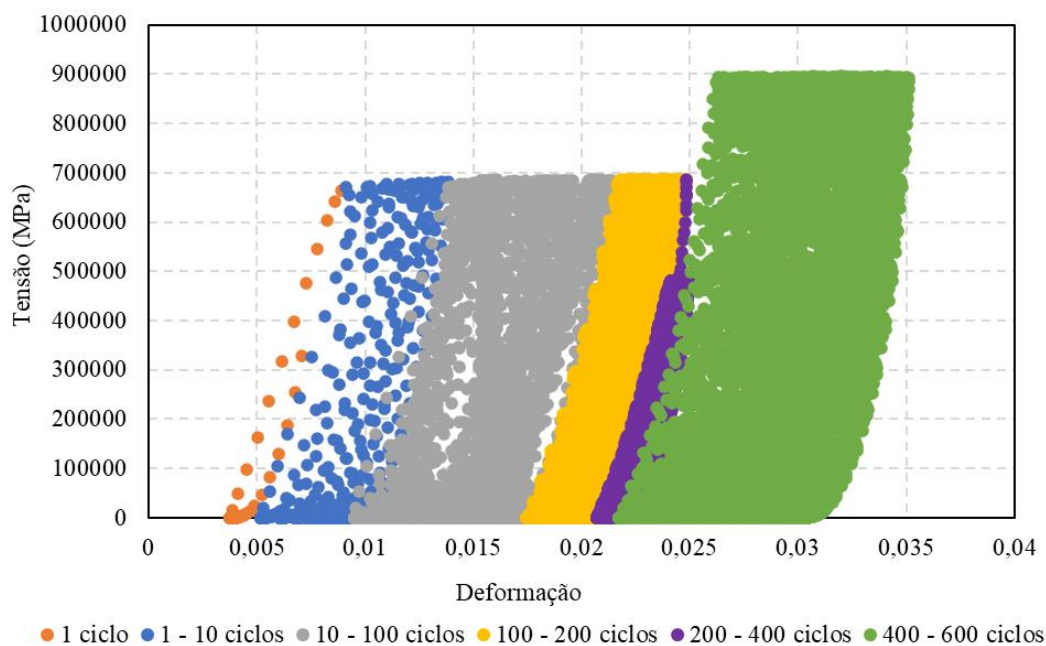


Figura 98: Tensão versus deformação na temperatura alta (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 108)

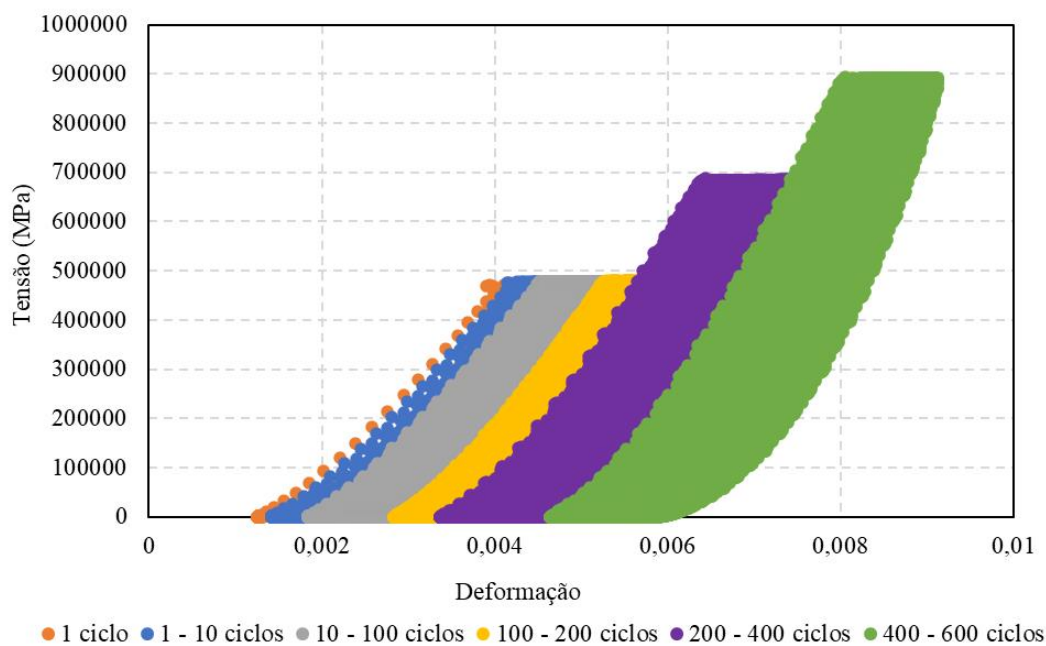


Figura 99: Tensão versus deformação na temperatura baixa (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 109)

Também observando o comportamento do material através de uma função módulo *versus* número de ciclos (Figura 100), constata-se a queda do módulo durante a alteração do primeiro pro segundo bloco de aplicação de carga na temperatura alta, devido ao bloco reverso onde no

primeiro bloco aplica-se uma tensão de 689kPa e no segundo bloco uma tensão de 483kPa. Já na temperatura baixa, apresentada na Figura 101 o módulo é crescente durante todo o ensaio.

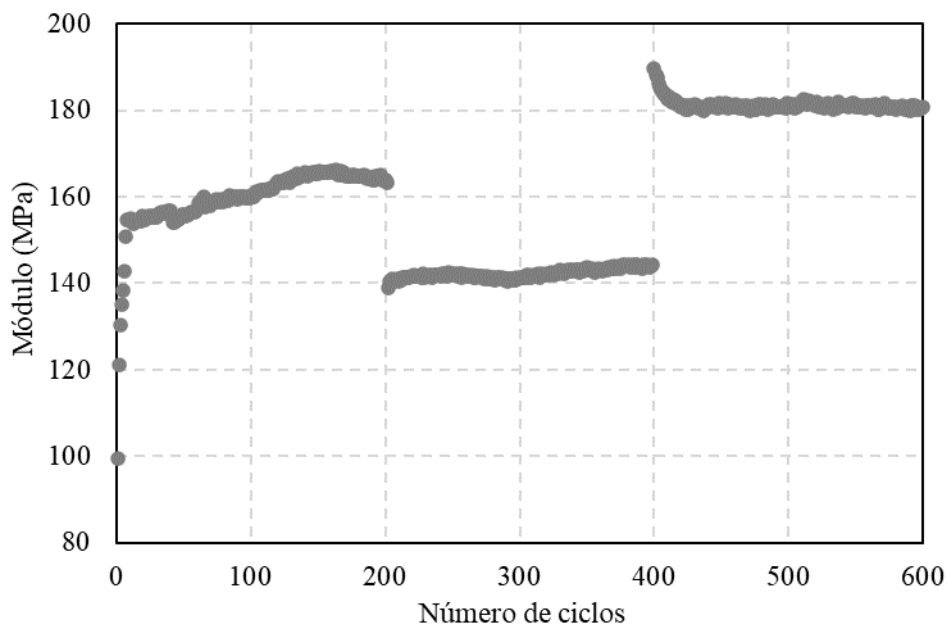


Figura 100: Módulo *versus* número de ciclos na temperatura alta (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 108)

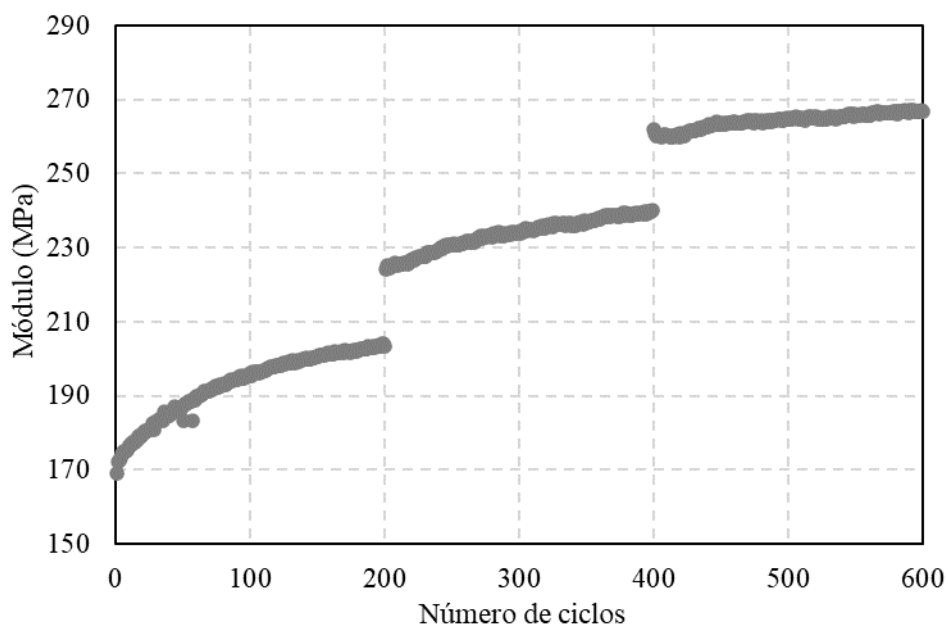


Figura 101: Módulo *versus* número de ciclos na temperatura baixa (CAP 50/70 - TMN 12,5mm - CAP 109)

As curvas médias de deformação permanente versus número de ciclos estão apresentadas na

Figura 103. Primeiramente é possível reconhecer que as misturas com CAP 50/70 e a mistura *gap gaded* com AB8.1 apresentaram as maiores deformações durante o teste. Já, ambas as misturas com AB8.2 exibiram as menores deformações dentre as misturas estudadas. Com relação as faixas granulométricas não é possível constatar um padrão de comportamento nas curvas de deformação permanente por número de ciclos.

O parâmetro RSI permite que se verifique o potencial a deformação permanente das misturas asfálticas, sendo que os maiores valores são os que possuem maior potencial para provocar afundamento na trilha de roda. Para este estudo foi utilizado o clima da estação 63567 do MERRA2 que fica próxima ao trecho estudado na BR-290. Analisando o gráfico da Figura 102 pode-se concluir que os piores valores de RSI encontrados foram das misturas com CAP 50/70 seguidas das misturas tipo *gap graded* em ambos os ligantes AB8. Ainda é possível destacar os baixos valores de RSI das misturas AB8.1 nas faixas densas que indicam um bom comportamento a deformação permanente.

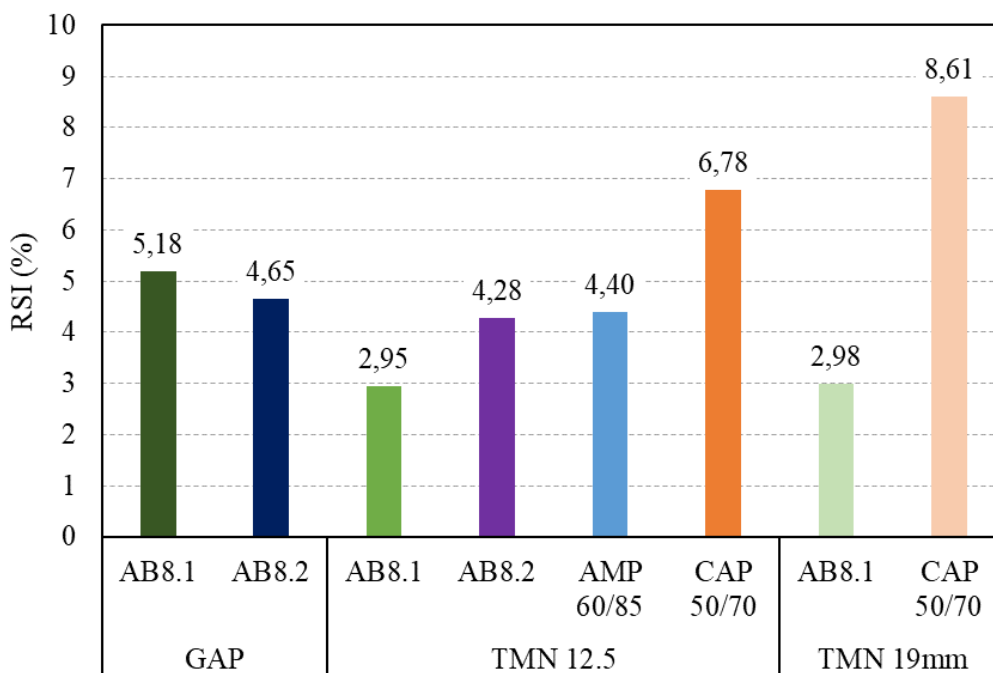


Figura 102: Valores de RSI para as misturas estudadas no clima da estação 63567 (próxima a BR-290)

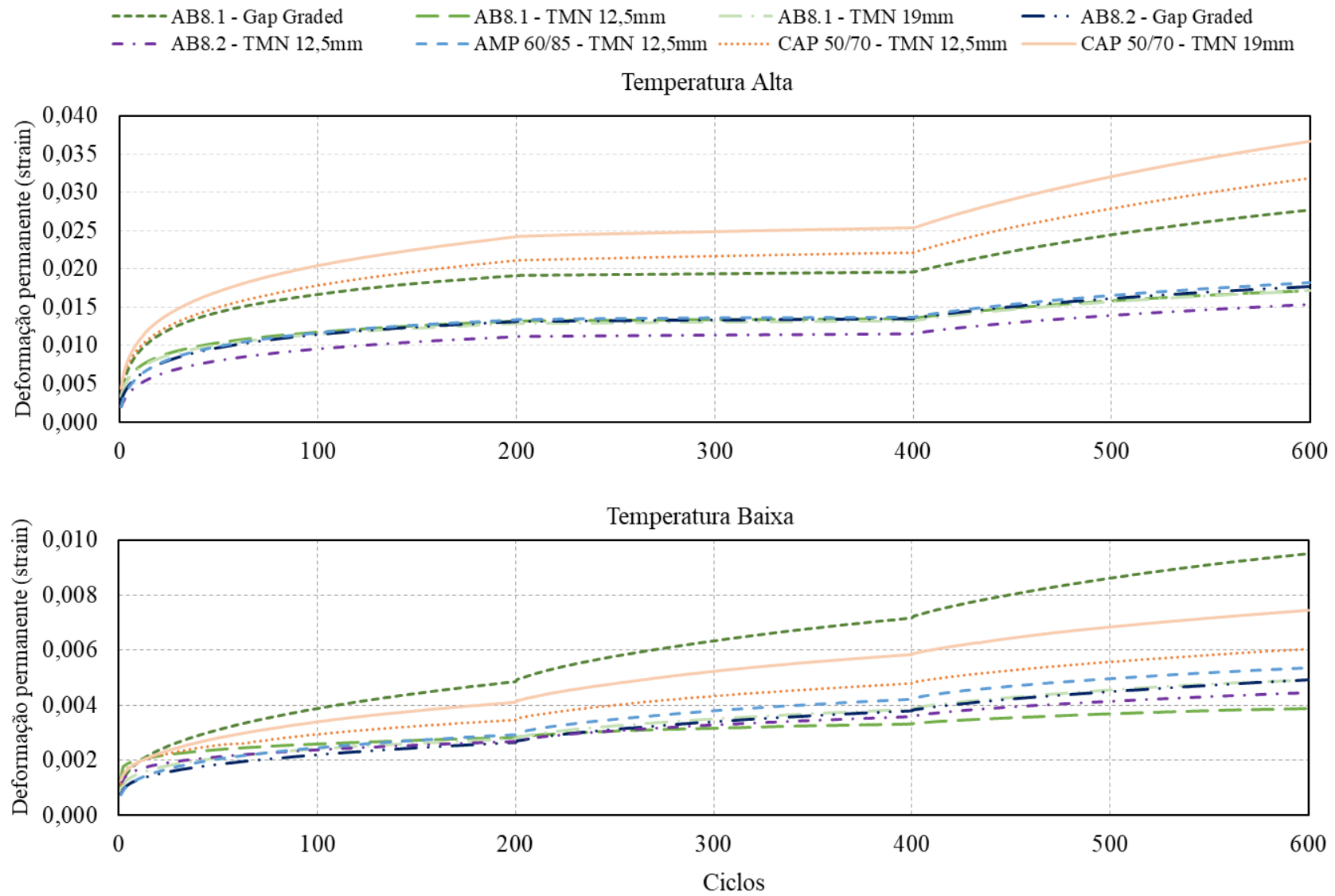


Figura 103: Deformação permanente versus número de ciclos para as misturas representativas do banco de resultados

Ghanbari, Underwood e Kim (2020) propôs faixas de RSI conforme o nível de tráfego (Tabela 9). A Tabela 42 apresenta a classificação encontrada para as misturas do estudo. Pode-se constatar que apenas as misturas com AB8.1 nas faixas densas obtiveram RSI inferior a 4, e por este motivo foram classificadas para serem utilizadas em tráfego pesado.

Comparando os dados obtidos com o *flow number* constata-se a discrepância de resultados, principalmente quando se trata das misturas com AB8, onde a tensão confinante demonstrou-se fundamental para elevar o comportamento do material, o que já havia sido observado nos ensaios de simulação *Hamburgo test* de Faccin (2018). Os baixos valores de RSI encontrados para as misturas AB8 também corroboram com o comportamento observado em campo por Camargo et al. (2019).

Também se destaca o comportamento da mistura AMP 60/85 que apesar de classificada como padrão, apresentou valores de RSI inferiores ao da mistura com ligante convencional, o que se aproxima mais ao que foi encontrado nos resultados de FN.

Tabela 42: Classificação das misturas quanto á deformação permanente de acordo com os valores de RSI

Mistura		RSI (%)	Classificação (RSI)
GAP	AB8.1	5,18	Padrão (<1E7 ESAL)
	AB8.2	4,65	Padrão (<1E7 ESAL)
TMN 12.5	AB8.1	2,95	Pesado (1E7 a 3E7 ESAL)
	AB8.2	4,28	Padrão (<1E7 ESAL)
	AMP 60/85	4,40	Padrão (<1E7 ESAL)
	CAP 50/70	6,78	Padrão (<1E7 ESAL)
TMN 19mm	AB8.1	2,98	Pesado (1E7 a 3E7 ESAL)
	CAP 50/70	8,61	Padrão (<1E7 ESAL)

Plotando os valores de RSI *versus* os de FN normalizados pela média (Figura 104), dois indicadores da deformação permanente, podemos observar que eles não possuem uma correlação direta. No estudo Barros et al. (2022) onde realizou-se a comparação dos resultados de FN com RSI, a autora indica que o FN é um bom indicador para condições críticas, mas não é adequado para análises mais aprofundadas, onde são consideradas as condições de campo.

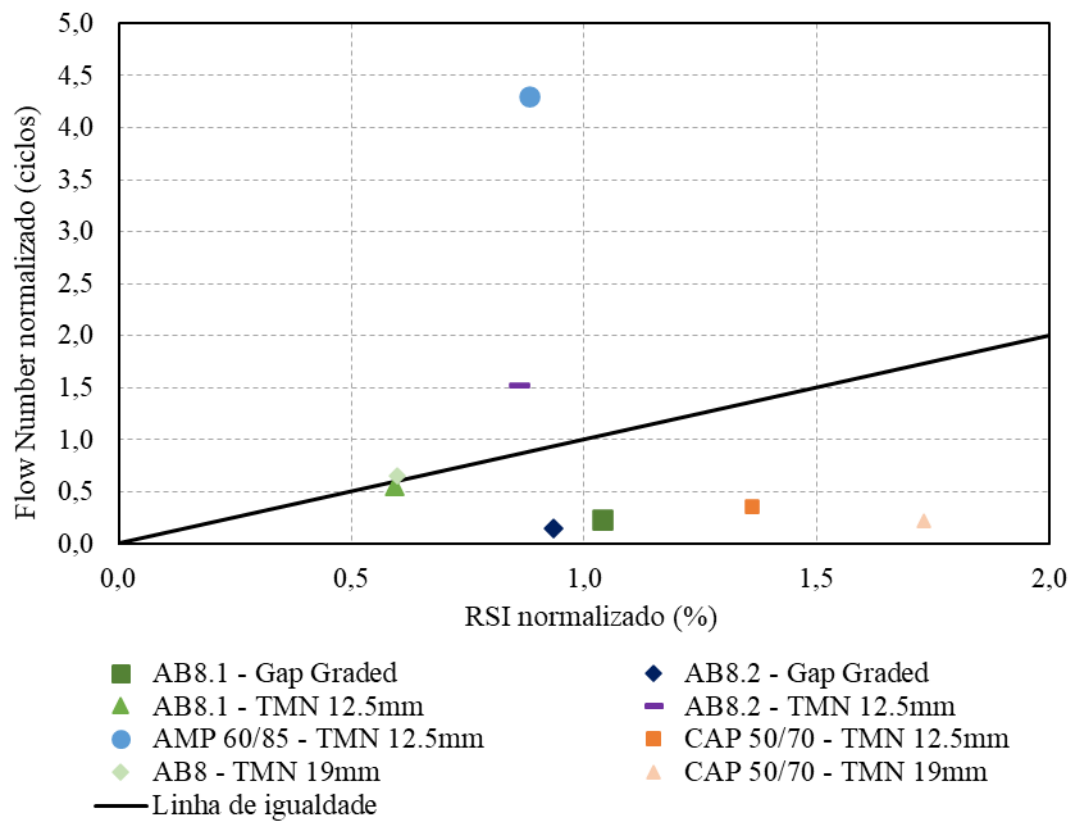


Figura 104: Valores de RSI *versus* FN normalizados pela média

6. ANÁLISE PARAMÉTRICA DO ENSAIO SSR

Pelo fato dos ensaios de SSR serem ainda novos no Brasil e, portanto, ainda não normatizados, foram executados ensaios SSR para análise de parâmetros de ensaios, conforme descrito na metodologia, sendo eles: o tempo de repouso da tensão desvio entre blocos, tensão confinante, serragem das amostras e drenagem. Este capítulo visa trazer mais profundidade às discussões sobre as variáveis de influência no ensaio para melhor interpretação da normatização em andamento no Brasil.

Para todas as análises foi utilizado a mistura asfáltica da faixa granulométrica TMN 12,5mm e ligante asfáltico CAP 50/70. Os valores de RSI foram simulados considerando clima da estação 63567 do MERRA2 que fica próxima ao trecho estudado na BR-290.

6.1. TEMPO DE REPOUSO ENTRE BLOCOS DE TENSÃO DESVIO

A utilização de diferentes tipos de equipamentos pode, ou não, permitir a realização dos ensaios SSR com os blocos de tensão desvio sequenciais. Para analisar qual seria a recuperação plástica durante o repouso entre blocos de tensão desvio, foi proposto a análise com intervalos de 30 segundos, 1 minuto e 5 minutos. É importante ressaltar que durante o repouso a tensão confinante foi mantida e a força ficou em 0kN.

Entre a Figura 105 a Figura 110 é possível observar o resultado dos ensaios no espaço deformação permanente *versus* tempo de ensaio. As faixas marcadas em vermelho indicam o tempo de repouso entre os blocos de tensão desvio. A Tabela 43 apresenta o cálculo da recuperação da deformação plástica para os tempos de repouso analisados. Na temperatura baixa, nota-se uma maior recuperação da deformação plástica devido ao comportamento mais elástico do material. Já relação ao aumento do tempo de repouso não há uma tendência observada.

Tabela 43: Percentual de recuperação da deformação plástica para as temperaturas alta e baixa e os tempos de repouso de 30 segundos, 1 minuto e 5 minutos

% Recuperação da deformação plástica		Tempo de repouso		
		30s	1min	5min
Temperatura	Temperatura baixa	2,80	2,58	5,21
	Temperatura alta	0,15	0,92	0,35

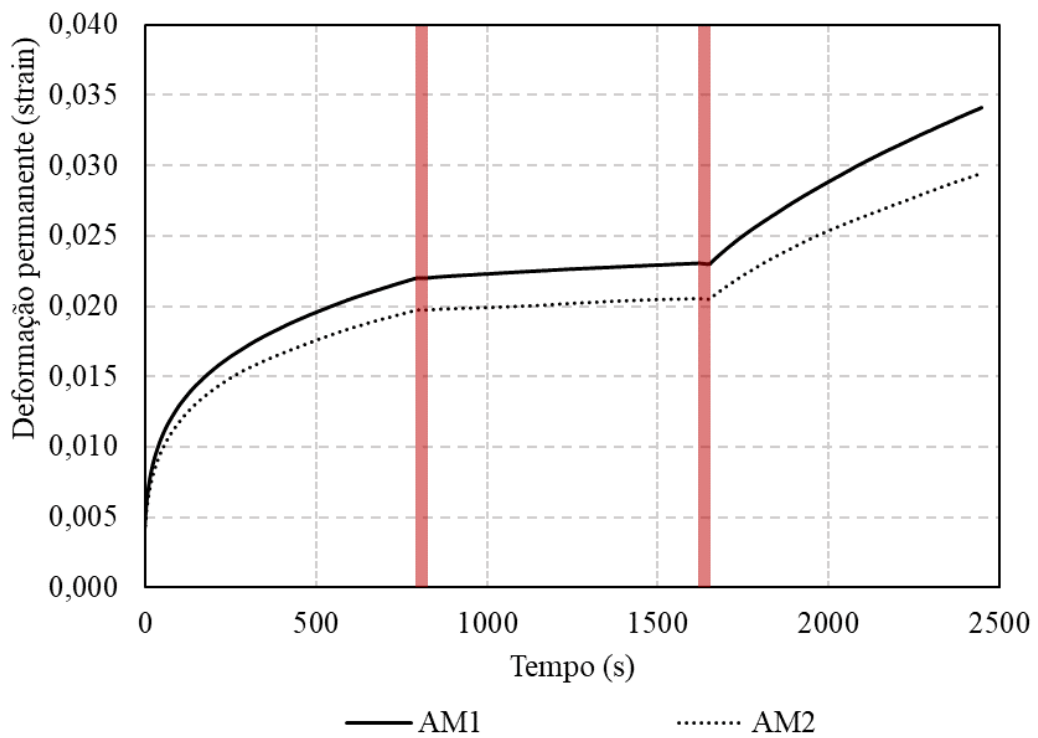


Figura 105: Ensaio SSR na temperatura alta com 30 segundos de repouso entre os blocos de tensão desvio

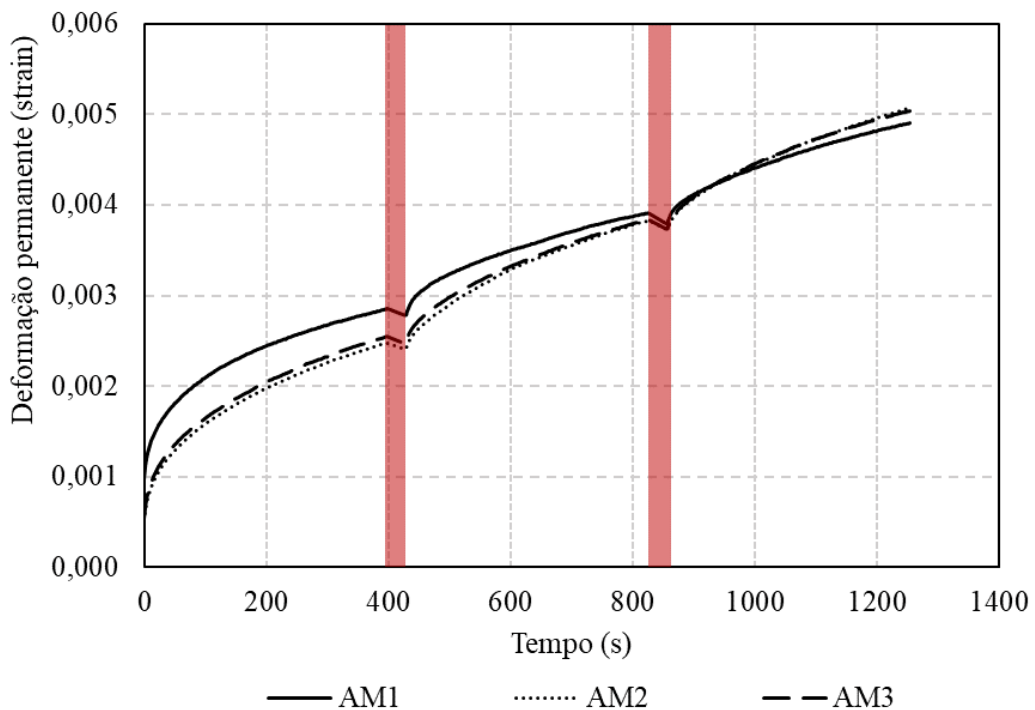


Figura 106: Ensaio SSR na temperatura baixa com 30 segundos de repouso entre os blocos de tensão desvio

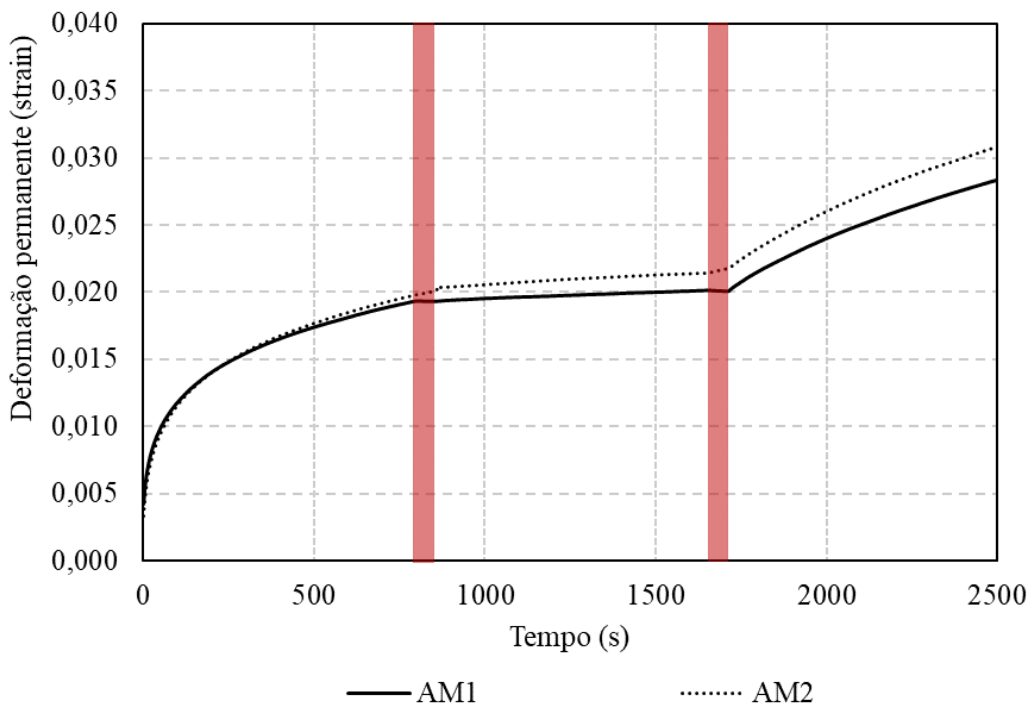


Figura 107: Ensaio SSR na temperatura alta com 1 minuto de repouso entre os blocos de tensão desvio

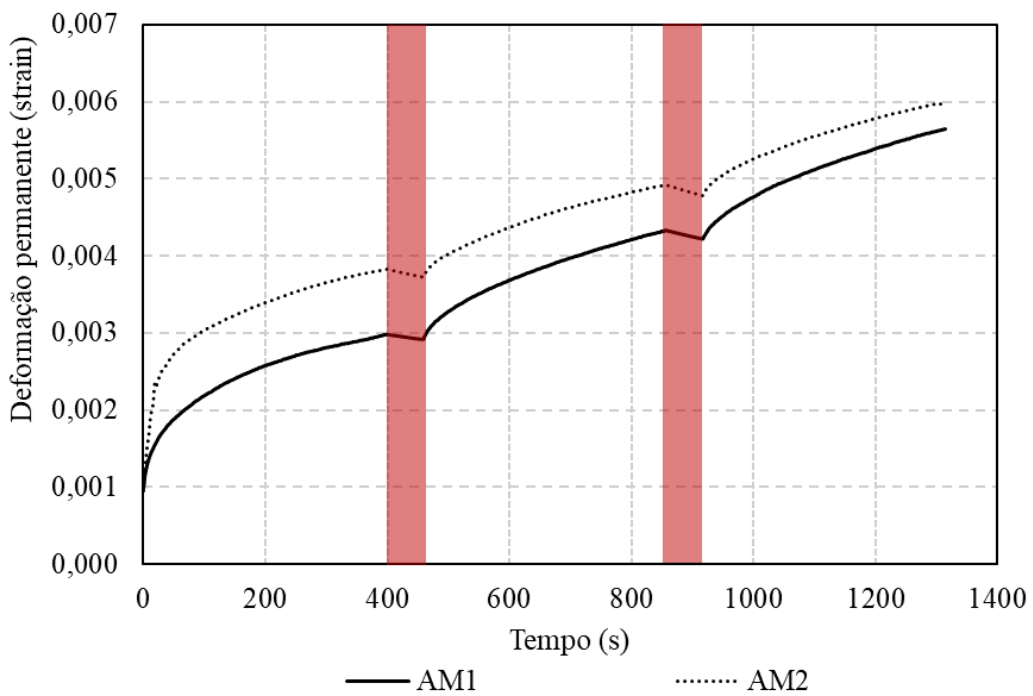


Figura 108: Ensaio SSR na temperatura baixa com 1 minuto de repouso entre os blocos de tensão desvio

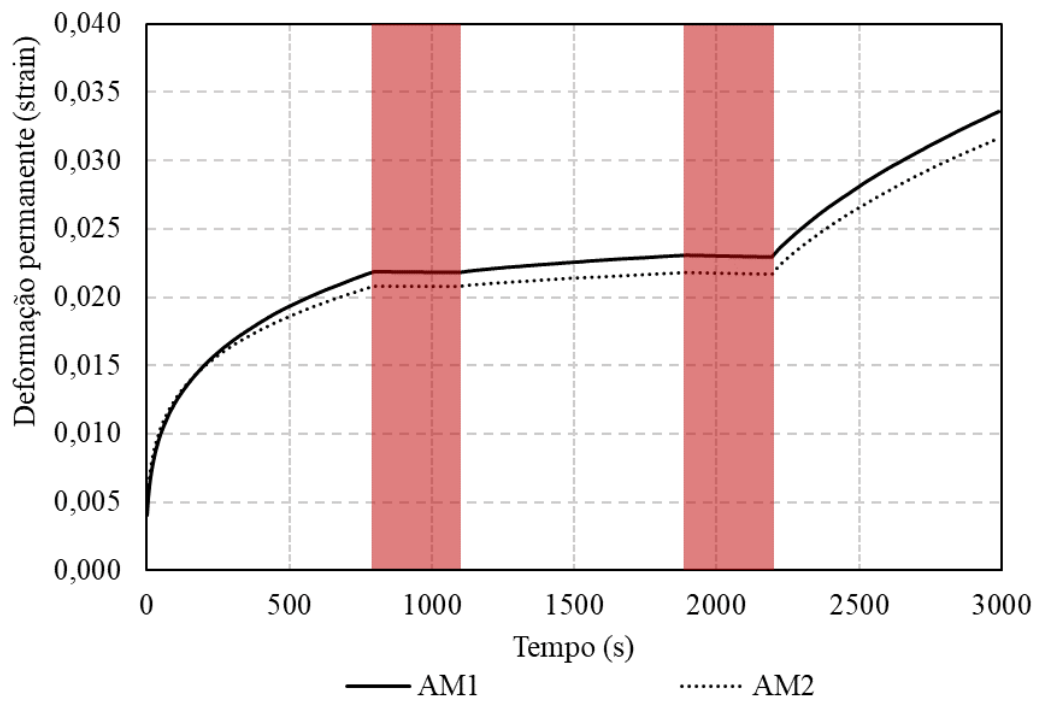


Figura 109: Ensaio SSR na temperatura alta com 5 minutos de repouso entre os blocos de tensão desvio

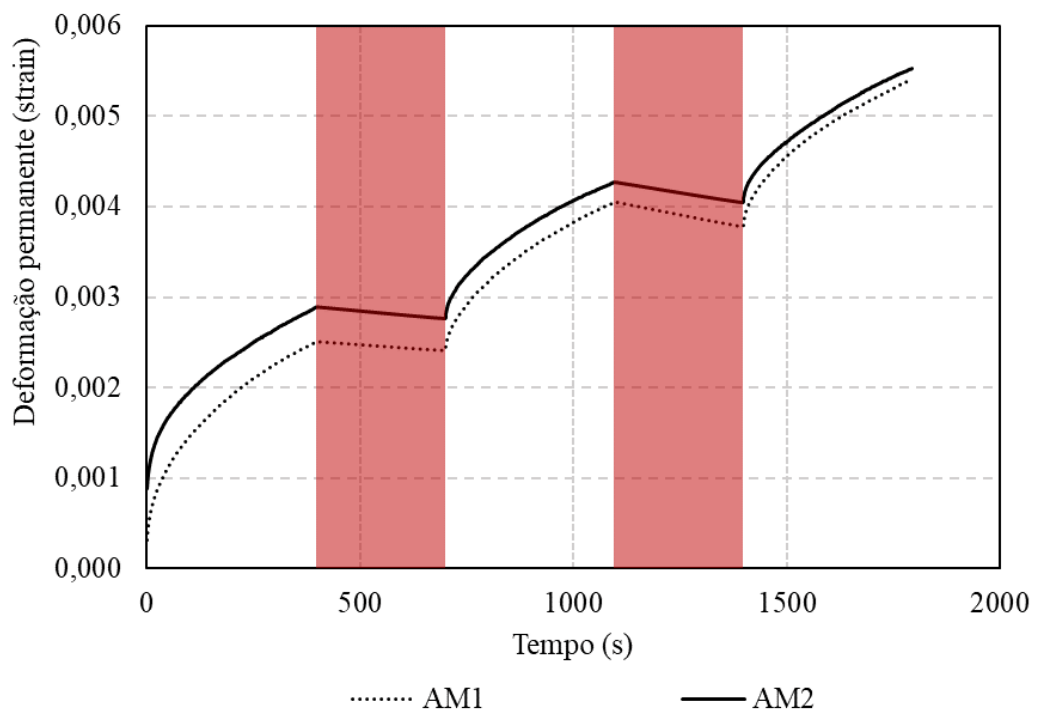


Figura 110: Ensaio SSR na temperatura baixa com 5 minutos de repouso entre os blocos de tensão desvio

6.2. PROCESSO DE SERRAGEM

Entre as diferenças encontradas entre a norma norte americana e a proposta de norma brasileira está ~~na~~ a forma de preparação da amostra, principalmente do procedimento de serragem aplicado na norma da AASHTO TP 134. Para medir a influência do processo de serragem foram ensaiados três cenários para uma mesma mistura, sendo eles:

- a) Cenário 1: amostra sem nenhum tipo de serragem, já moldada no tamanho de 10cm de diâmetro e 15cm de altura, que aqui será chamada de referência (Figura 111a);
- b) Cenário 2: amostra retirada da parte central de uma amostra moldada com 15cm de diâmetro e 18cm de altura, com posterior serragem no topo e da base, com dimensões finais de 10cm de diâmetro e 15cm de altura (Figura 111b);
- c) Cenário 3: amostra moldada com diâmetro de 10cm e altura de 18cm, passando por uma serragem do topo e da base, tendo uma altura final de 15cm (Figura 111c).

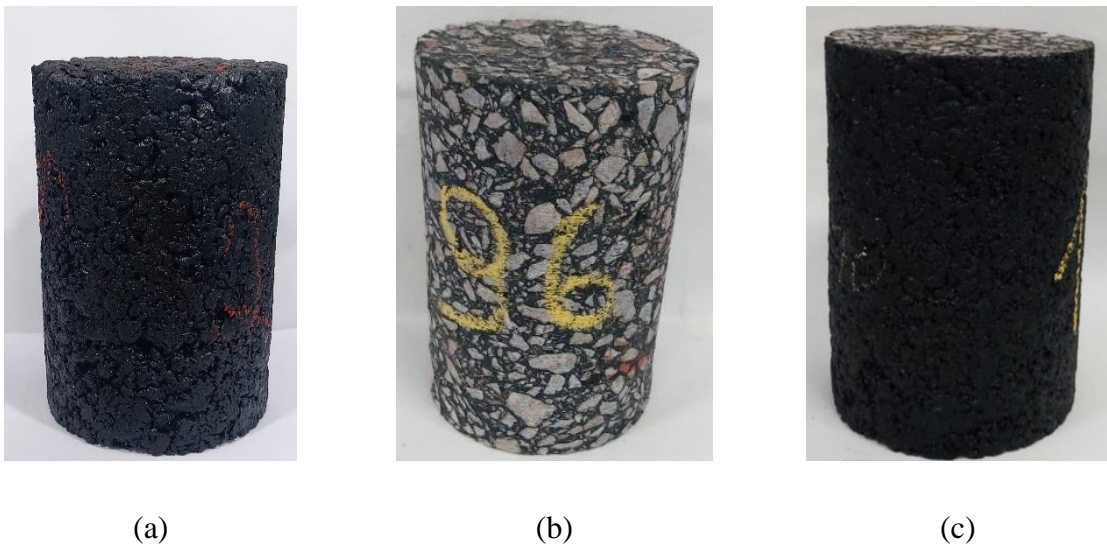


Figura 111: Exemplo de amostras utilizadas no estudo

Os resultados dos ensaios SSR (Figura 112 e Figura 113) apontam que a extração total da amostra, conforme o cenário 2 descrito acima, aumentou significativamente a deformação na temperatura alta. O mesmo não foi observado na temperatura baixa. Esta variação pode estar atrelada a dois fatores: a distribuição do volume de vazios, que é bem mais homogênea em amostras retiradas do centro de uma amostra maior, bem como, a micro trincas que podem surgir na amostra durante o processo de serragem.

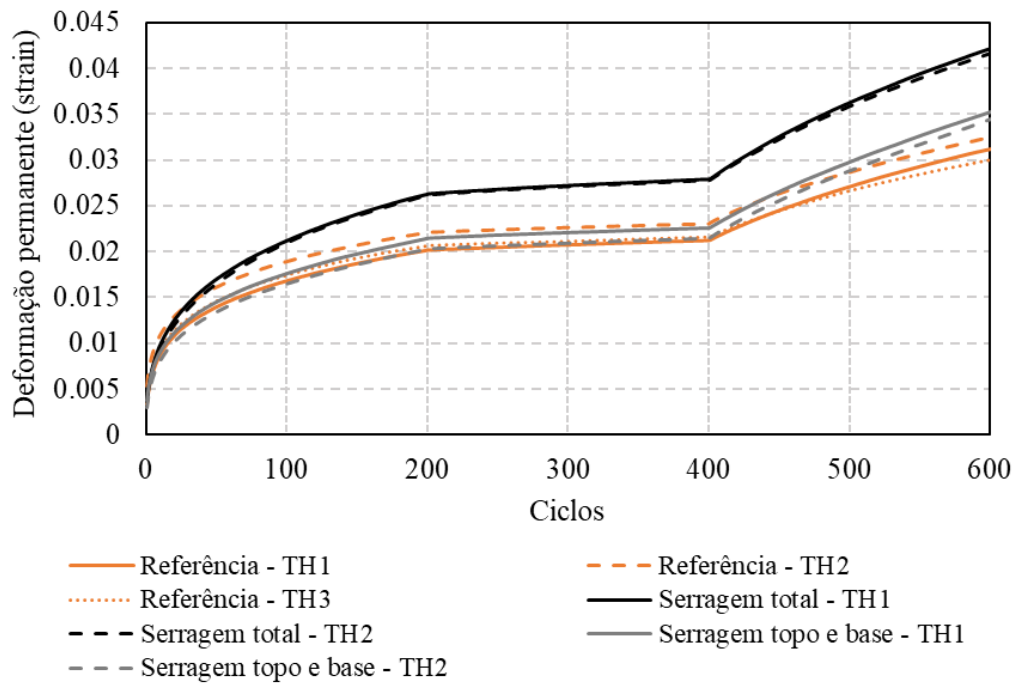


Figura 112: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura alta para diferentes tipos de serragem da amostra

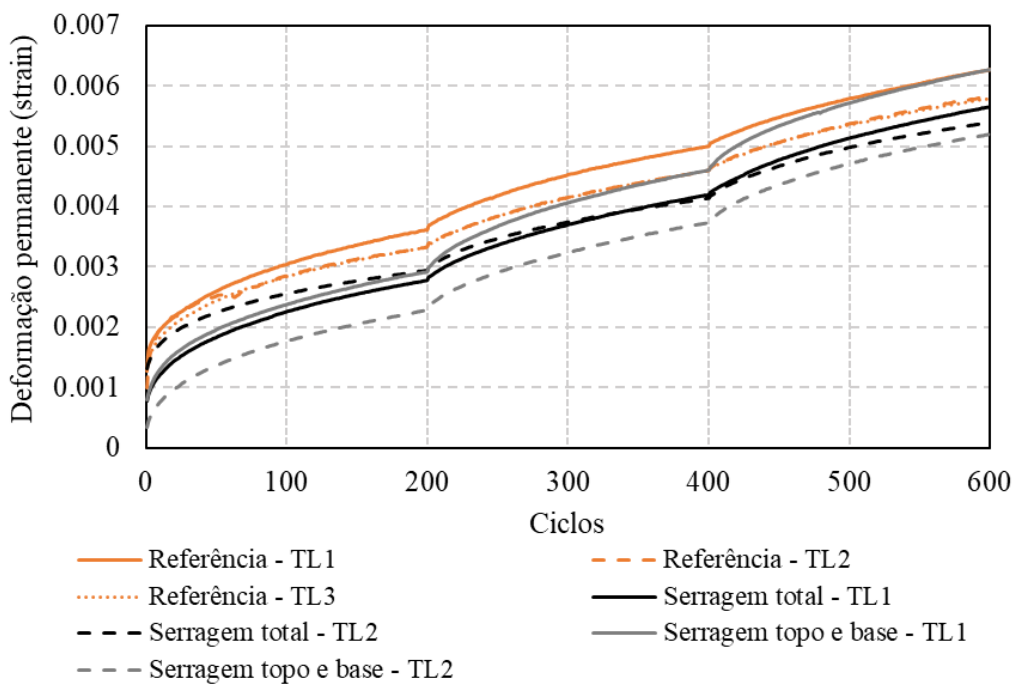


Figura 113: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura baixa para diferentes tipos de serragem da amostra

Silva, Bastos e Soares (2022) e Vale (2020) também constataram que o processo de extração, conforme o cenário b, resulta em uma diminuição na resistência a deformação permanente nos ensaios de FN e no ensaio de SSR. Os autores supõem que tal alteração ocorre devido a variação

da distribuição do volume de vazios, a possíveis efeitos de cortes de agregados decorrentes do processo de extração, a extração da camada de ligante que envolve a mistura, entre outros.

O RSI por ser um parâmetro obtido através do *Shift Model*, acaba sendo mais sensível ao resultado do ensaio da temperatura alta. Com isso as amostras com extração total obtiveram um valor de 12,47% (Tabela 44), sendo 84% superior à de referência. Já as amostras com serragem de topo e base alcançaram um RSI de 8,01% (Tabela 44), sendo 18% superior ao de referência. Do ponto de vista de classificação as misturas com RSI inferior a 12% estariam classificadas para o tráfego padrão (<10 MESAL), já a mistura com serragem completa seria desclassificada pelo alto valor obtido.

Tabela 44: Valores de RSI para amostras analisadas no estudo do processo de serragem

Cenário	RSI (%)	Classificação
a (sem extração ou corte)	6,78	Padrão (<10MESAL)
b (com extração e corte de topo e base)	12,47	Desclassificada
c (sem extração e com corte de topo e base)	8,01	Padrão (<10MESAL)

6.3. ALTERAÇÃO DE TENSÃO CONFINANTE

Bastos (2016) observou que a tensão confinante de 69kPa, utilizada pela AASHTO TP 134, foi obtida através de simulações em pavimentos com espessura de 10 a 20 cm, o que não é uma realidade nas rodovias brasileiras. A autora determinou a tensão confinante para pavimentos mais esbeltos como sendo de 138kPa, e propôs como protocolo de ensaio a manutenção da tensão principal maior, alterando os valores das tensões conforme Tabela 45.

Tabela 45: Tensões propostas pela AASHTO TP 134 e por Bastos (2016)

Autor	Nível 1 (kPa)			Nível 2 (kPa)			Nível 3 (kPa)		
	σ_1	σ_d	σ_c	σ_1	σ_d	σ_c	σ_1	σ_d	σ_c
AASHTO TP 134	552	483	69	758	689	69	965	896	69
Bastos (2016)	552	414	138	758	620	138	965	827	138

Fonte: Adaptado de Bastos (2016)

Para o estudo do efeito desta variação foi ensaiada a mesma mistura utilizando os dois protocolos de tensões e obteve-se a deformação permanente versus número de ciclos conforme Figura 114 para a temperatura alta e Figura 115 para a temperatura baixa. Pode-se observar que visualmente os níveis de deformações são bem distintos, sendo para a maior tensão confinante a menor deformação, comportamento já esperado.

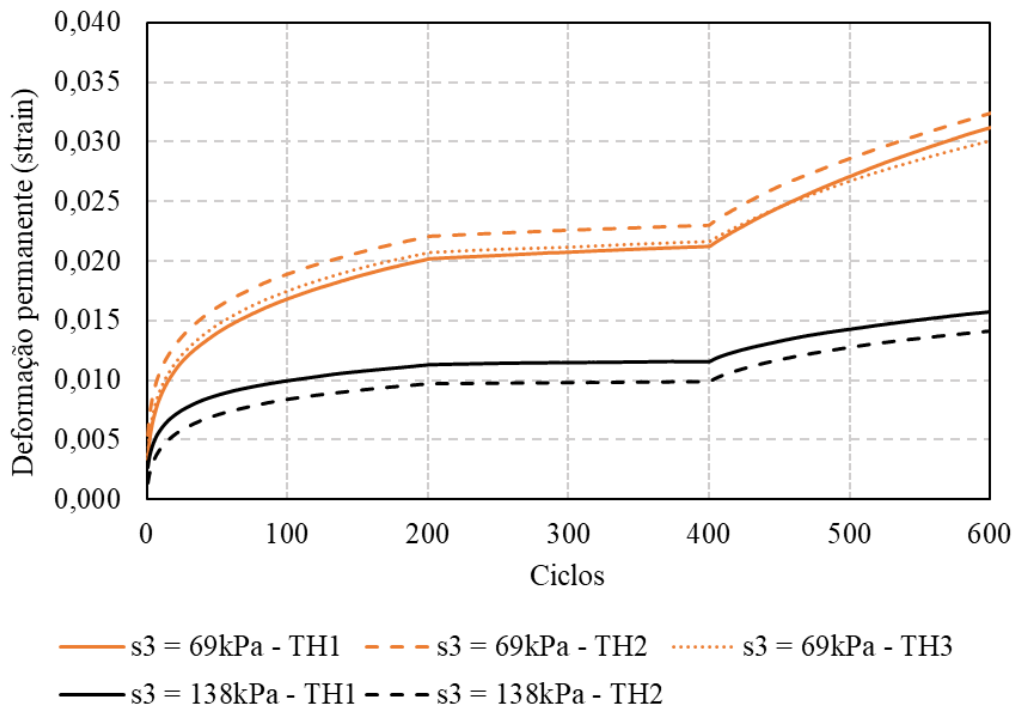


Figura 114: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura alta para os protocolos de tensão propostos pela AASHTO TP 134 e Bastos (2016)

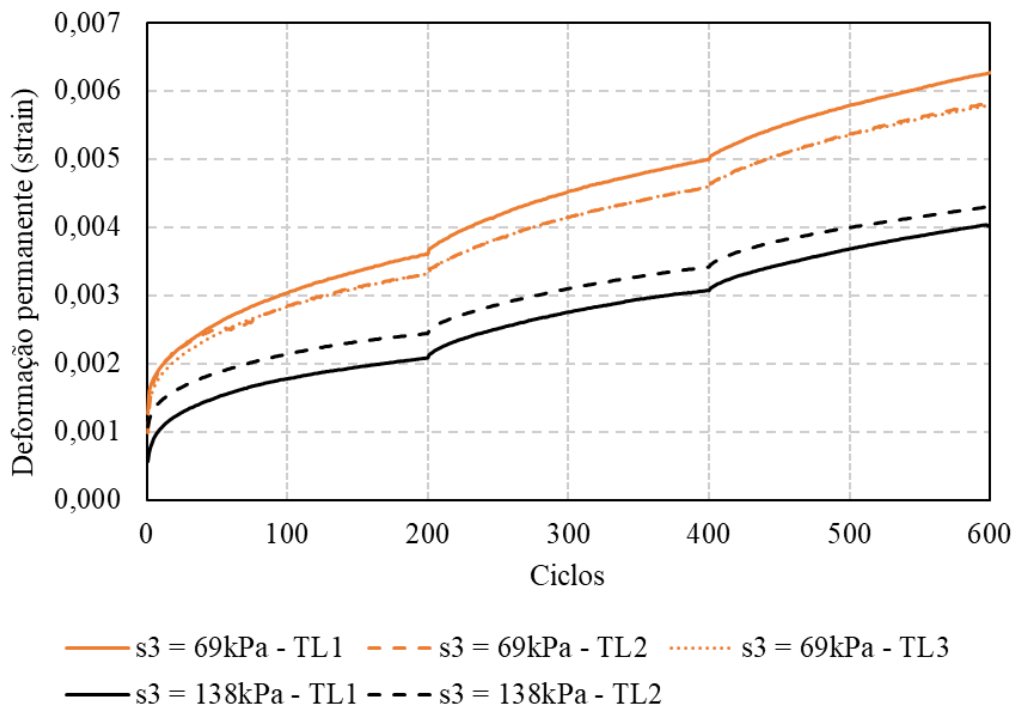


Figura 115: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura baixa para os protocolos de tensão propostos pela AASHTO TP 134 e Bastos (2016)

Com relação ao RSI, foi obtido um valor de 3,04% (Tabela 46) na tensão confinante de 138kPa, o que classificaria como uma mistura a ser utilizada em tráfego pesado (10 a 30 MESAL). Com

a tensão confinante de 69kPa o RSI é igual a 6,78% (Tabela 46) o qual seria classificado como uma mistura padrão (<10 MESAL).

Tabela 46: Valores de RSI para amostras analisadas no estudo da alteração da tensão confinante

Protocolo	RSI (%)	Classificação
Bastos (2016)	3,04	Pesado (10 a 30 MESAL)
AASHTO TP 134	6,78	Padrão (<10MESAL)

Como o *Shift Model* não leva em consideração a variação da tensão confinante, portanto, utiliza apenas uma tensão confinante, o modelo não é sensível a esta variação, o que provoca a alteração dos resultados. Maiores investigações devem ser realizadas, utilizando dados de campo, para verificar qual, ou quais, tensões confinantes aproximam o modelo a resultados reais para as rodovias brasileiras.

6.4. ALTERAÇÃO NA DRENAGEM

A norma AASHTO TP 134 foi elaborada com base no equipamento produzido pela IPC Global conhecido como *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT). Este equipamento possui apenas drenagem inferior. Porém, para uma drenagem mais eficiente a câmara triaxial produzida nesta tese apresenta drenagem superior e inferior, diminuindo a distância de drenagem para a saída do ar presente dentro da mistura asfáltica durante o confinamento da amostra.

Para verificar a potencial discrepância dos resultados do ensaio SSR utilizando diferentes sistemas de drenagem, uma mistura foi testada utilizando drenagem superior e inferior e utilizando somente a drenagem inferior. Os resultados dos testes encontram-se na Figura 116 para a temperatura alta e na Figura 117 para a temperatura baixa. É possível observar que apesar da variabilidade entre as amostras os valores de deformação se cruzam, tanto para a temperatura alta, quando para a temperatura baixa, demonstrando que a utilizando de ambos os sistemas de drenagem são efetivos.

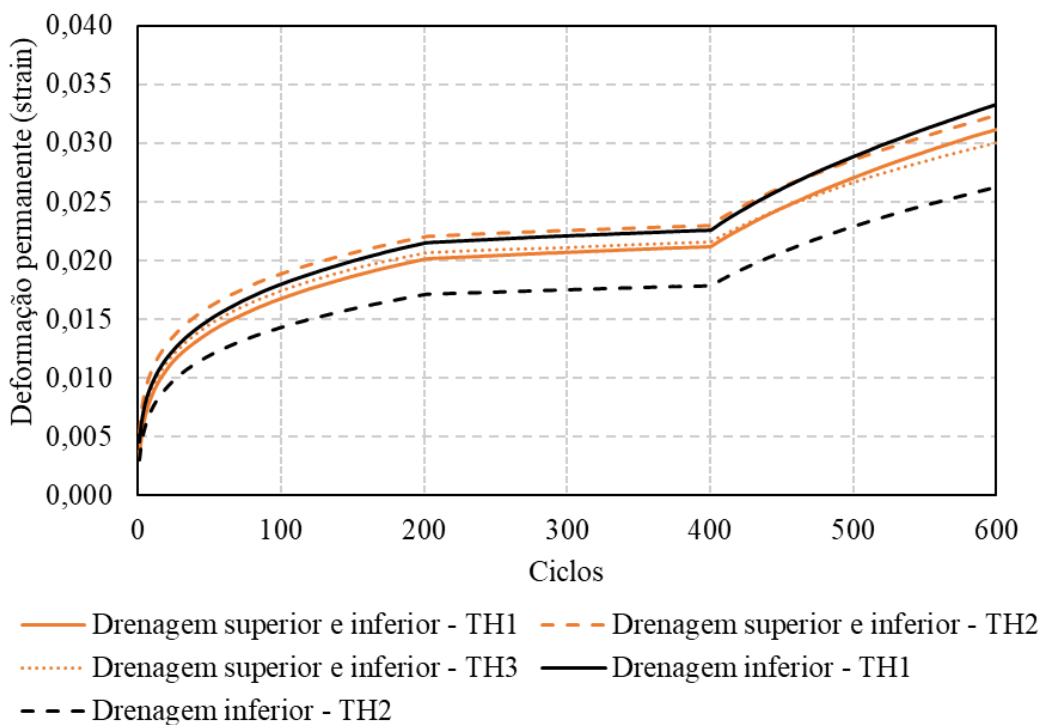


Figura 116: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura alta utilizando a drenagem inferior e superior e somente a drenagem inferior

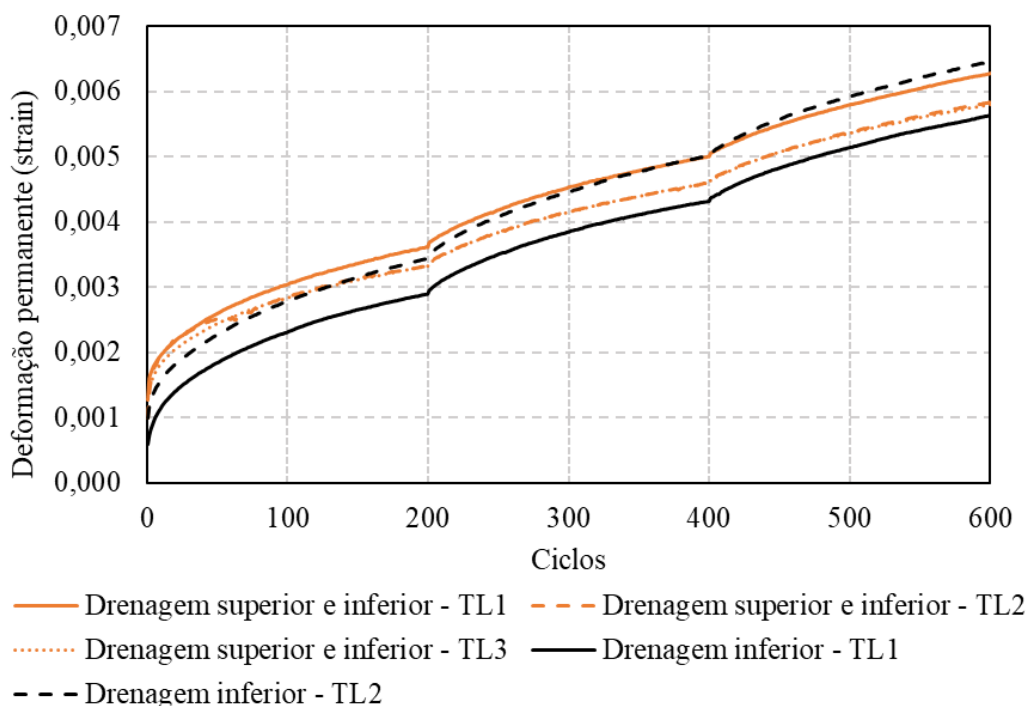


Figura 117: Deformação permanente versus número de ciclos para a temperatura baixa utilizando a drenagem inferior e superior e somente a drenagem inferior

O RSI obtido para o teste somente com drenagem inferior é de 6,69% (Tabela 47) e para o ensaio com drenagem superior e inferior é de 6,78% (Tabela 47), uma diferença inferior a

1,43%, podendo ser considerado parte do ruído experimental. Com estes resultados obtidos é possível afirmar que para a mistura asfáltica estudada a alteração do processo de drenagem não alterou os resultados com relação a deformação permanente. Constatou-se assim, que ambos os processos de drenagem são efetivos para que não ocorra a geração de poro-pressão, que ocasionaria um efeito deletério na amostra e conseqüentemente maiores valores de RSI.

Tabela 47: Valores de RSI para amostras analisadas no estudo da alteração da drenagem

Protocolo	RSI (%)	Classificação
Somente drenagem inferior	6,69	Padrão (<10MESAL)
Drenagem superior e inferior	6,78	Padrão (<10MESAL)

7. RESULTADOS E ANÁLISES DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

Este capítulo apresenta os resultados encontrados para os dois trechos experimentais. O primeiro pertence aos estudos realizados pela UFRGS no âmbito da Rede Temática de Asfaltos e localiza-se na BR-290, próximo a Porto Alegre. O segundo trecho encontra-se na BR-040, em um trecho concessionado pela VIA040, localizado na cidade de Carandaí/MG que faz parte da pesquisa RDT desenvolvida pelo LAPAV e a Concessionária Invepar VIA040 e intitulada “Contribuição das monitorações das UAs - VIA-040 na avaliação de modelos de previsão de desempenho da AASHTO, MEDINA HDM-4” (ANTT, 2021).

O intuito é poder comparar dados de ensaio com dados de campo, através de simulações empíricas e mecanicistas utilizando o HDM-4, *PavementME* e *FlexPAVE*. Ao final de cada item será discutida a aplicação da função de transferência de Barros (2022) e Wuang (2020) para as simulações do *FlexPAVE*.

De forma a contribuir com a função de transferência preliminar brasileira, será adicionado aos dados dos dois trechos experimentais desta tese aos já estudados por Barros (2022), propondo uma recalibração da função.

7.1. TRECHO EXPERIMENTAL DA BR-290

7.1.1. Resultados de ensaios da BR-290

Para realização dos ensaios para previsão de deformação permanente foi necessário um estudo dos materiais disponíveis que pudessem reproduzir o trecho, visto que os estudos sobre o local foram concluídos a alguns anos e não havia mais material disponível. Iniciando pelo agregado pétreo de origem basáltica é proveniente da mesma pedreira localizada no km 30 da BR-290, no município de Santo Antônio da Patrulha-RS, a cerca de 80 km de Porto Alegre. A Tabela 48 apresenta as propriedades dos agregados os quais não foram possíveis comparar com o material original por falta de bibliografia existente. A Figura 118 demonstra as curvas granulométricas dos agregados nas frações $3/8$, $3/4$ e pó de pedra. Para ajustar qualquer desvio que possa ocorrer na curva granulométrica os agregados foram separados e pesados por peneiras, aproximando assim a granulometria original.

Tabela 48: Propriedades do agregado basáltico

Propriedade	¾"	3/8"	Pó de pedra
Abrasão "Los Angeles" (%)		12	-
Equivalente de areia (%)	-	-	88,2
Índice de forma		0,80	
Durabilidade (perda de massa em %)		5,3	
Absorção (%)	1,18	2,02	2,25
Massa específica real (g/cm ³)	2,820	2,835	2,866
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,729	2,681	-
Massa específica aparente solta (g/cm ³)	1,665	1,610	1,923
Massa específica aparente compacta (g/cm ³)	1,546	1,517	1,684

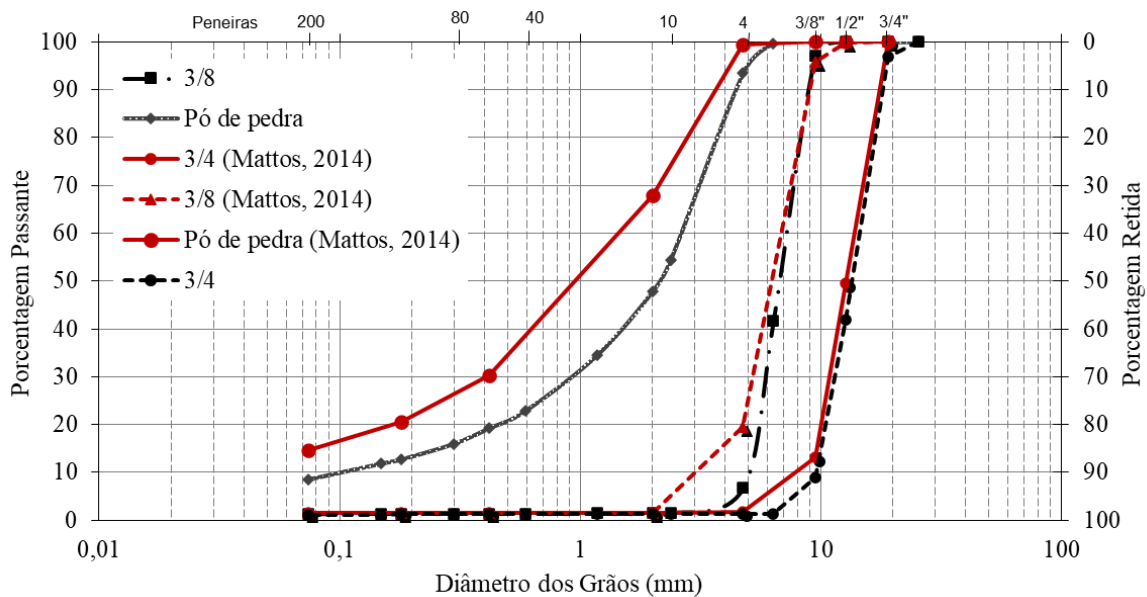


Figura 118: Curva granulométrica agregados basálticos

A caracterização do AMP 60/85 encontra-se na Tabela 49 e está sendo comparada com o ligante original conforme dados de Mattos (2014). Observa-se que há uma diferença entre os dados de penetração e ponto de amolecimento, porém a viscosidade e a recuperação elásticas encontram-se bem próximas. Ressalta-se que se tomou o cuidado de utilizar o ligante asfáltico proveniente da mesma distribuidora utilizado originalmente, tentando manter assim os tipos de aditivos modificadores utilizados.

Tabela 49: Ligante AMP 60/85 para a BR-290

Propriedade	Método	Unid.	Límites ANP nº 04/2010	Resultado	Original (Mattos, 2014)
Penetração (100g, 25°C)	NBR 6576	g/cm ³	40 - 70	56	70
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	mín. 60	79,7	64
Viscosidade Brookfield a 135°C	NBR 15184	cP	máx. 3000	1427	1600
Viscosidade Brookfield a 150°C	NBR 15184	cP	máx. 2000	553	570
Viscosidade Brookfield a 177°C	NBR 15184	cP	máx. 1000	200	293
Recuperação elástica	NBR 15086	%	mín. 85	93	89

Ainda foram realizados ensaios de módulo dinâmico de modo a comparar as características viscoelásticas da mistura asfáltica original, ou seja, aquela aplicada em campo, e a utilizada neste estudo. A Figura 119 demonstra os resultados encontrados onde é possível observar que os valores de módulo dinâmico se cruzam, sendo assim, as misturas possuem características viscoelásticas similares.

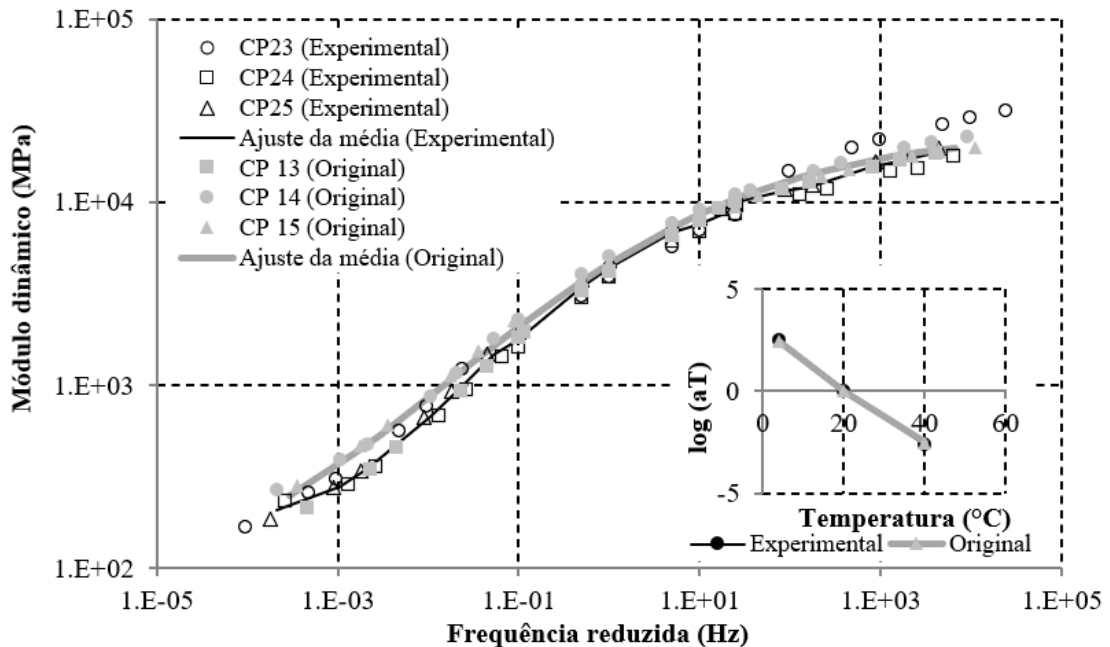


Figura 119: Resultado do ensaio de módulo dinâmico para mistura da BR-290 em comparação com a mistura original

Outros ensaios de caracterização, como módulo de resiliência, resistência a tração e dano por umidade induzida, por exemplo, não foram realizados devido a vasta bibliografia que descreve o trecho encontrada em Mattos (2014), Bock (2016) e Kern (2017).

Para avaliação da mistura da BR-290, recomposta, realizou-se o ensaio de SSR conforme a metodologia apresentada no subitem 4.3.8 e chegou-se aos resultados das curvas de deformação permanente versus número de ciclos apresentado na Figura 120. Determinando o RSI da mistura para o clima da estação mais próxima ao trecho encontra-se um valor de 5,38%, podendo ser sendo classificada como uma mistura para um tráfego padrão.

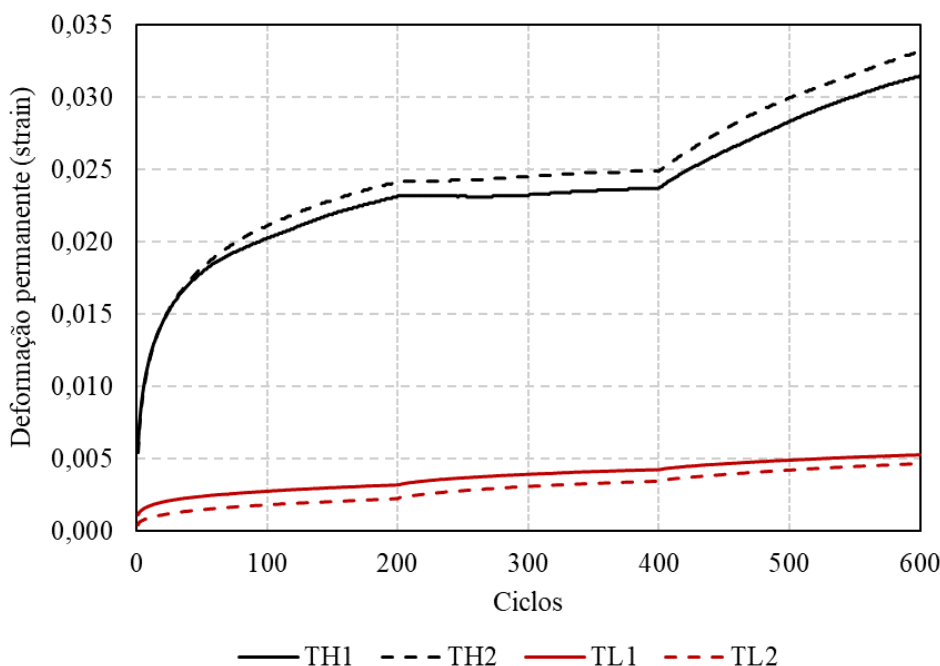


Figura 120: Resultado do ensaio SSR para a mistura da BR-290

O propósito da geração deste resultado é permitir a modelagem a apresentada no item 7.1.5. Porém comparando o resultado do RSI com as demais misturas apresentadas no capítulo 5.4.1 percebe-se um aumento no RSI em relação a mistura com o mesmo ligante asfáltico (TMN 12,5mm AMP 60/85), que possui RSI de 4,4% para este mesmo clima. Pode-se, portanto, atrelar a piora no comportamento a deformação permanente da mistura somente devido a alteração da faixa granulométrica e do tipo de agregado utilizado.

7.1.2. Análise de tráfego para a BR-290

Considerando que as cargas atuantes no pavimento formam um dos mais importantes dados de entrada para prever o desempenho do pavimento no seu ciclo de vida, é de suma importância que seja inicialmente discutido a forma de consideração do tráfego nas avaliações apresentadas a seguir. Uma vez que diversos trabalhos desenvolvidos pelo LAPAV discutem os dados de carga nos últimos anos (Mensch e Brito, 2015; Bock, 2016; Reis et al., 2017; Endres, 2019, Grimm, 2021) segue a discussão abaixo a discussão sobre o tráfego rodante na BR-290.

Para esta análise foram considerados os dados de pesagem de veículos do sistema de pesagem em movimento WIM (*Weigh-in-Motion*) instalado no km 60 sentido Porto Alegre – Litoral obtidos durante os estudos de Bock (2016). Foram registrados dados de março de 2013 a janeiro de 2015, sendo que há alguns intervalos onde não há registro de dados devido a falhas no sistema, como é possível observar na Figura 121. Ao todo, 297.783 veículos foram pesados em 286 dias de levantamento e as cargas totais registradas por mês estão apresentadas na Figura 122.

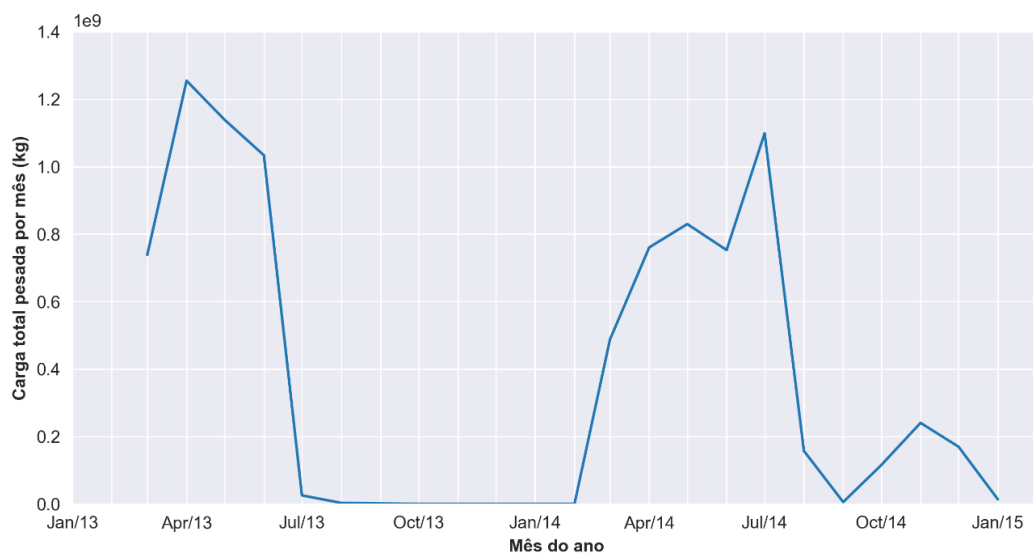


Figura 121: Carga total pesada por mês no sistema WIM da BR-290

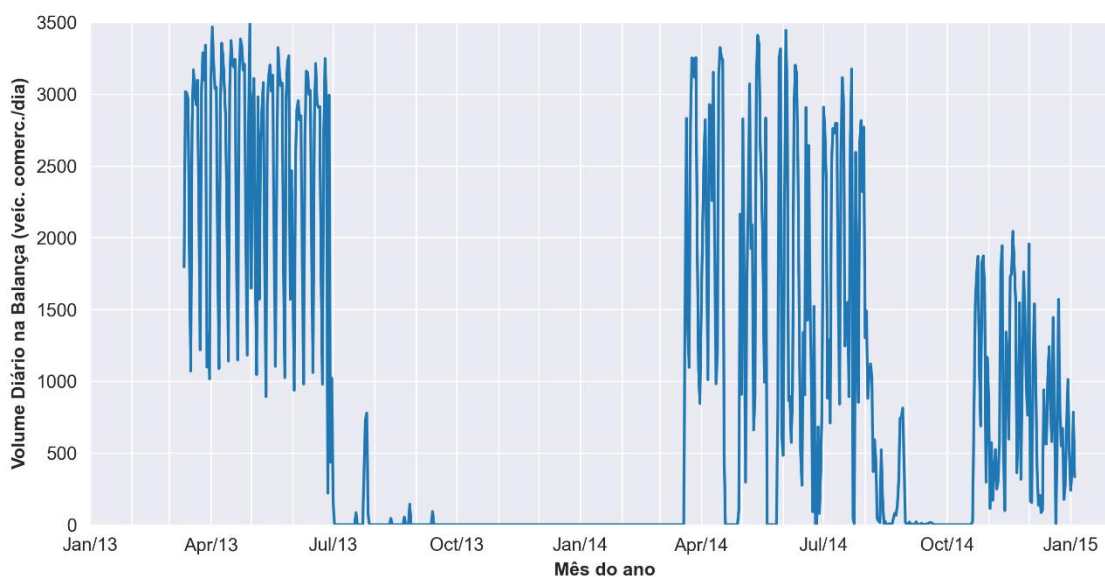


Figura 122: Volume diário de veículos comerciais pesados no sistema WIM da BR-290

Através da distribuição da frequência diária de veículos, observado na Figura 123, nota-se a uma maior frequência de veículos durante o período do dia, o que já o esperado. Também é necessário ressaltar, que o sistema WIM, diferentemente de um posto de pesagem de veículos, permite a coleta de dados de forma contínua, sem depender do horário de funcionamento da balança.

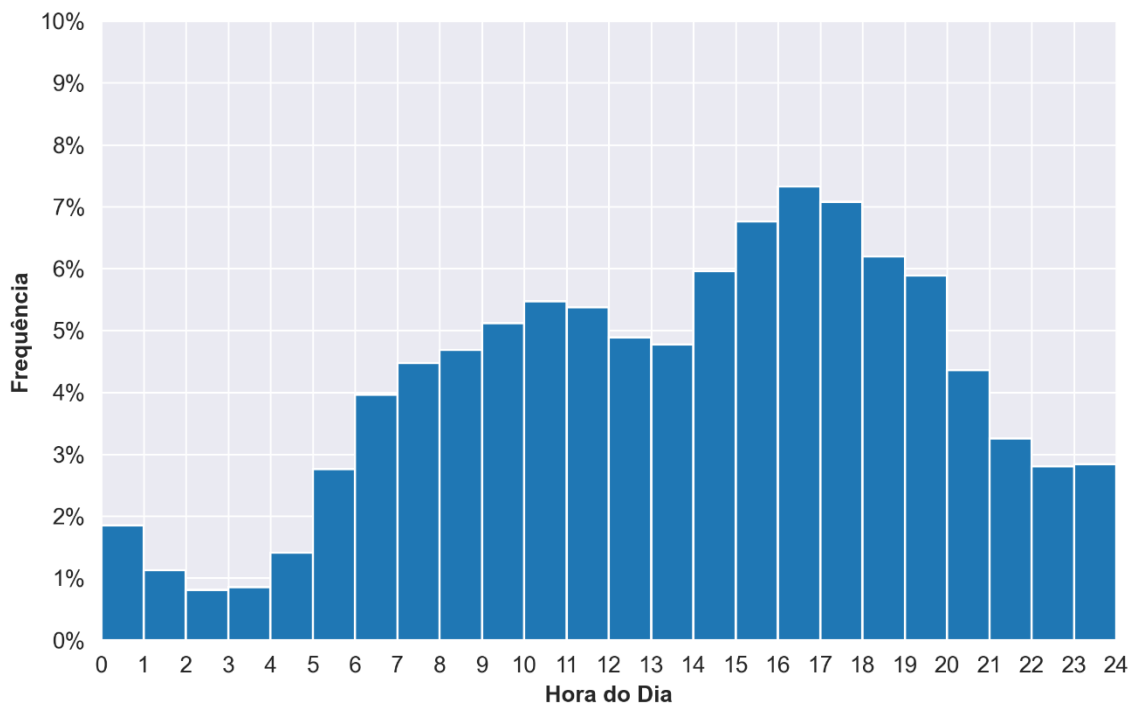


Figura 123: Distribuição das pesagens ao longo do dia para o sistema WIM da BR-290

Com relação a classificação dos veículos pelo DNIT (Figura 124) e do FHWA (Figura 125) é composta de veículos menores. No caso da classificação do DNIT aproximadamente 60% da frota é composta pelos veículos 2C e 3C.

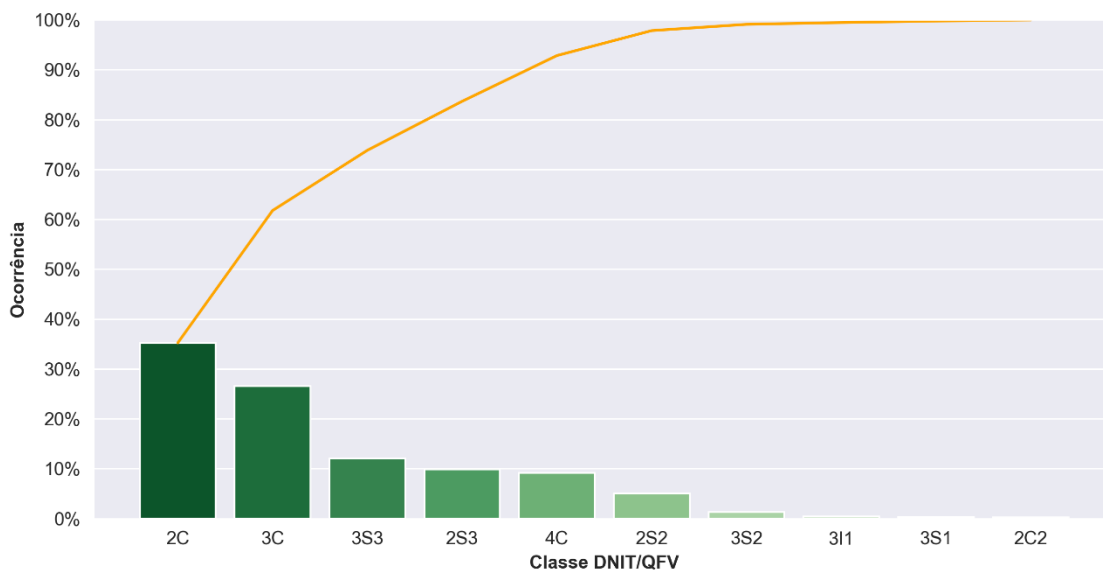


Figura 124: Classes de veículos mais comumente observadas na balança, conforme classificação DNIT para o sistema WIM da BR-290

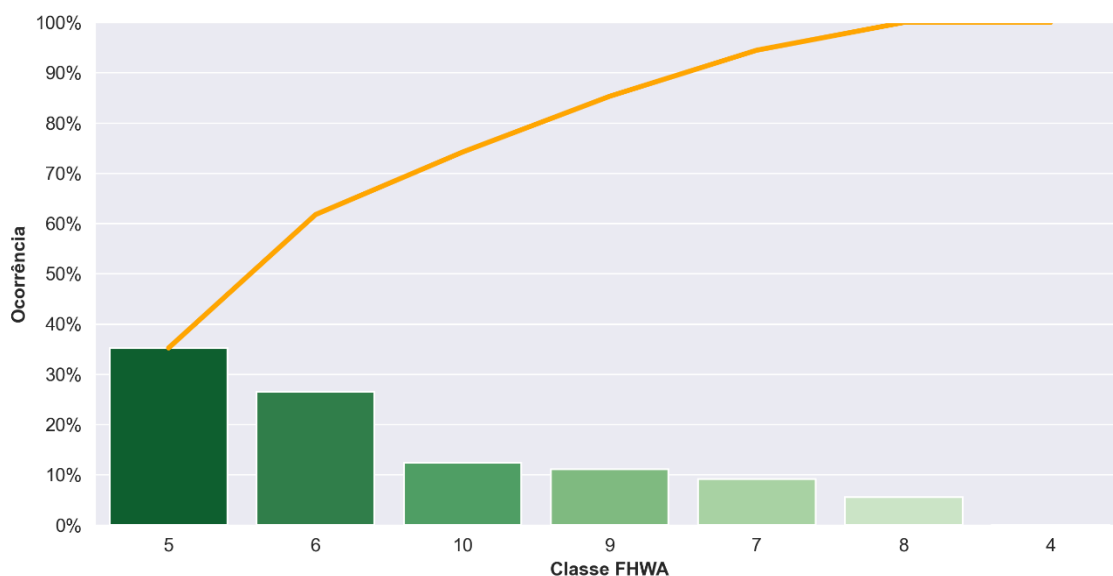


Figura 125: Classes de veículos mais comumente observadas na balança, conforme classificação FHWA para o sistema WIM da BR-290

A Figura 126 apresenta a distribuição dos eixos observados pelo sistema WIM, onde 66% dos eixos são eixos simples de rodas simples (ESRS) e eixos simples de rodas duplas (ESRD). Com isso os fatores veiculares obtidos para o cálculo do número N utilizando as cargas rodantes limitadas a 12,5% da carga máxima legal foram de 2,13 pelas formulações da USACE, 0,69 pela AASHTO e 1,31 pelas equações utilizadas no HDM-4. Caso os veículos fossem considerados todos carregados, como ocorre em uma contagem volumétrica, os fatores veiculares seriam alterados para 8,89 pelas equações da USACE e 2,82 pelas da AASHTO.

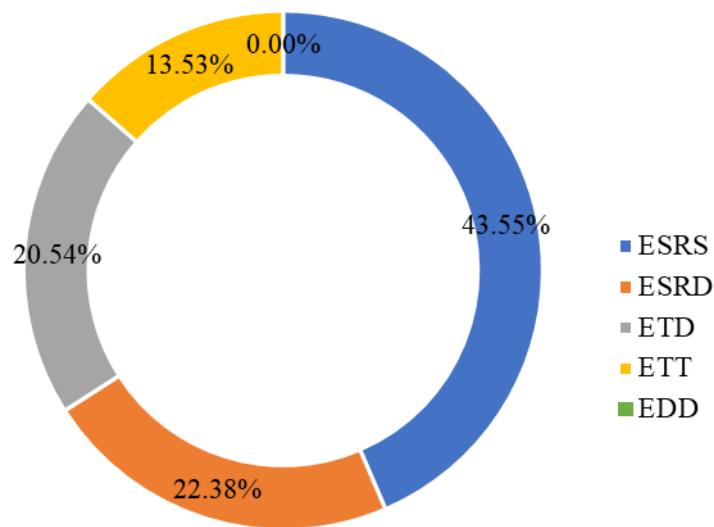


Figura 126: Distribuição e quantidade dos diferentes tipos de eixo observados na BR-290

O espectro de cargas do trecho foi determinado a partir da classificação dos veículos e suas configurações de eixos. Graficamente o eixo y representa a frequência de ocorrência e o eixo x o valor do peso bruto total pelo peso bruto limite, representando assim valores iguais a 1 veículo de trafegam de peso bruto limite, maiores que 1 veículos sobrecarregados e menores que 1 veículos com valores inferiores ao peso bruto limite e/ou descarregados. De uma forma geral, observa-se pela Figura 127 que as cargas registradas na rodovia se encontram boa parte dentro do limite legal.

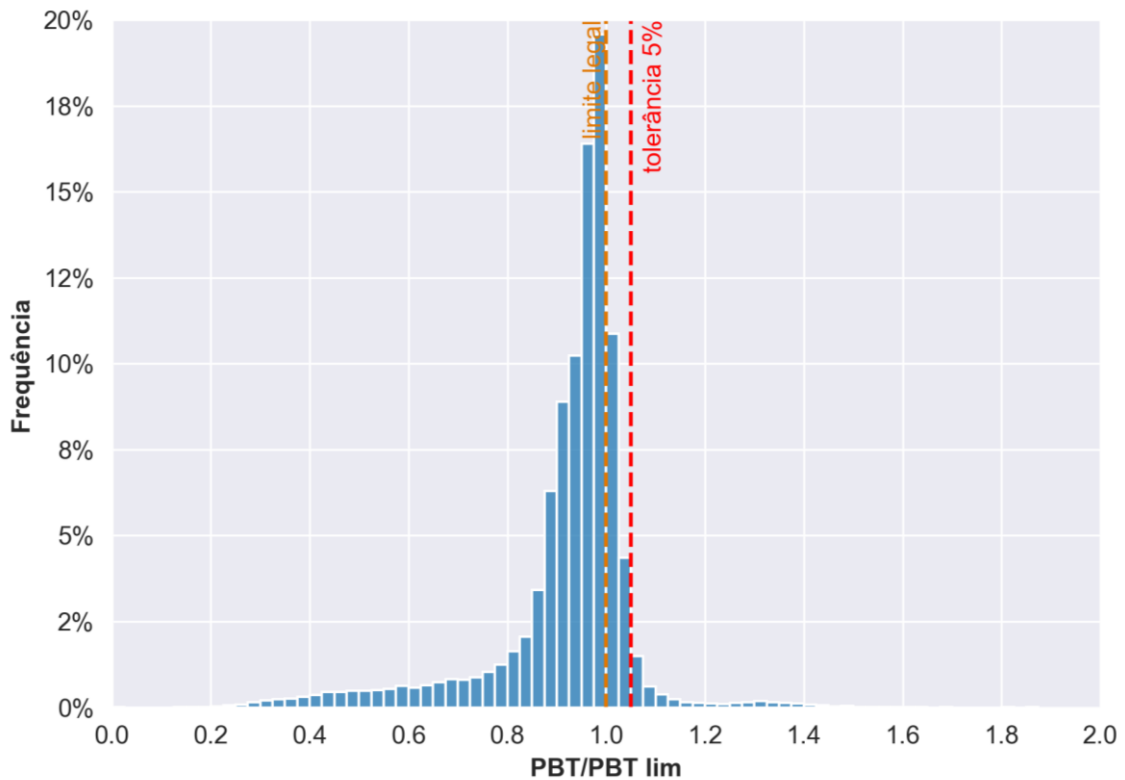


Figura 127: Espectro de cargas observado pelo sistema WIM da BR-290, em função do peso bruto total

Para a análise de volume de tráfego foram utilizados os dados da praça de pedágio presente no km 19 da BR-290, sendo para o ano de 2010 um VDMc bidirecional de 4694 veículos. Para os anos seguintes foi considerado uma taxa de crescimento de 2%. Assim obteve-se um número $N_{\text{acumulado}}$ para um período de 15 anos conforme fator veículo da AASHTO de $8,84 \times 10^6$ repetições de eixo-padrão e para USACE de $2,72 \times 10^7$ repetições de eixo-padrão considerando as cargas rodantes limitadas a 12,5% da carga máxima legal.

7.1.3. Simulação no HDM-4 do trecho da BR-290

A BR-290 encontra-se na região de clima temperado, dentro das classificações de zonas climáticas do HDM-4 pelo DNIT (Arango, 2017). Os parâmetros de média mensal de precipitação, média de temperatura e média da variação de temperatura foram analisados conforme dados do INMET (2022) para o período de 1991 a 2020. A configuração final de clima está apresentada na Figura 128.

Figura 128: Configurações adotadas no HDM-4 para o clima local da BR-290

As definições de calibrações foram realizadas conforme Arango (2017), também disponível no Apêndice 1 para a zona climática temperada e tráfego médio. Após as definições gerais de calibração, foram configuradas as informações referentes ao tráfego atuante. O ESALF (*Equivalent Standard Axle Load Factor*) foi calculado conforme os dados de pesagem discretizados anteriormente, conforme mostra a Figura 129.

Figura 129: Características dos veículos no HDM-4 para a BR-290

Passando para a configuração na etapa “Road Networks”, sete grupos de informações são solicitadas. O trecho experimental possui uma via de duas pistas com 3 faixas cada, sendo o trecho experimental instalado em apenas uma faixa (Figura 130).

Figura 130: Configuração das definições do trecho da BR-290 no software HDM-4

Para o grupo geometria não havia parâmetros disponíveis para serem inseridos na análise, então foram utilizados os valores padrões do HDM-4 (Figura 131).

Figura 131: Configuração da geometria do trecho da BR-290 no software HDM-4

Para as configurações do pavimento foram inseridas as informações das espessuras na execução do trecho experimental (Figura 132). O valor de SNP (em inglês *adjusted structural number of the pavement* ou número estrutural do pavimento) foi definido pelos valores de deflexão medidos no final da execução do trecho, de 34×10^{-2} mm, e que estão disponíveis em Mattos (2014)

The screenshot shows the 'Section: BR -290 padrão' window in the HDM-4 software. The interface is divided into several sections:

- Definition | Geometry | Pavement | Condition | Other | Motorised Traffic | Asset Valuation** (Navigation tabs)
- Surfacing**:
 - Pavement type:
 - Material type:
 - Most recent surfacing thickness: mm
 - Previous/old surfacing thickness: mm
- Previous works (HDM-4 Work Types)**:
 - Last reconstruction or new construction: year
 - Last rehabilitation (overlay): year
 - Last resurfacing (resealing): year
 - Last preventative treatment: year
- Strength**:
 - Calculated Dry season model parameters
 - SNP: DEF: mm
 - [1] Structural Number:
 - Subgrade CBR: %
 - Dry Season Wet Season
 - [2] Calculated SNP:
- Road base (for stabilised base only)**:
 - Base thickness: mm
 - Resilient modulus: GPa

At the bottom, there are 'OK' and 'Cancelar' buttons, and a footer that reads 'Details of pavement construction'.

Figura 132: Configuração do pavimento do trecho da BR-290 no software HDM-4

No grupo que contém as condições do trecho rodoviário são considerados diversos defeitos que demonstram a serventia funcional e estrutural do pavimento na faixa de análise (Figura 133). As informações para o ano de 2010 foram retiradas de Mattos (2014) e medidas logo após a construção do trecho experimental.

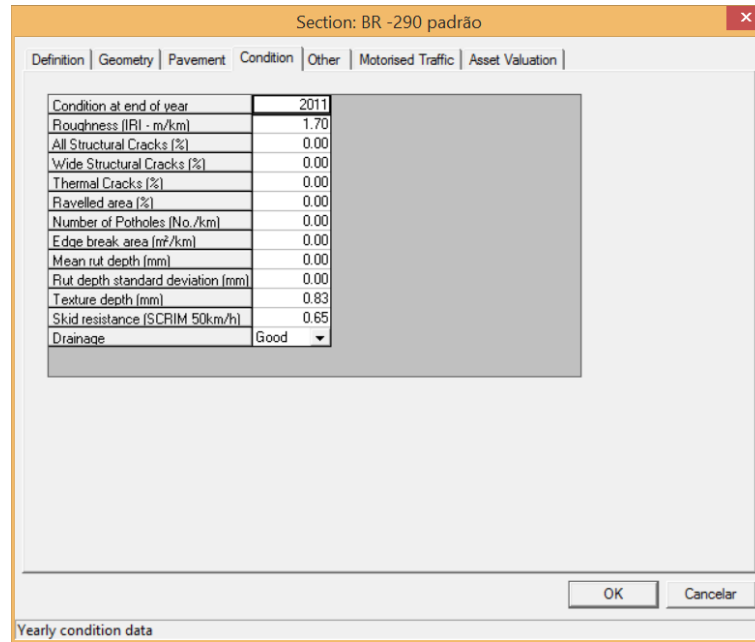


Figura 133: Configuração das condições do trecho da BR-290 no software HDM-4

Os parâmetros inseridos no grupo Outros, estão apresentados na Figura 134. O grau de compactação da camada de revestimento foi definido conforme Mattos (2014). Para o parâmetro ELANES, que designa o número de faixas, foi definido como 1 pois o trecho experimental refere-se a apenas uma faixa.

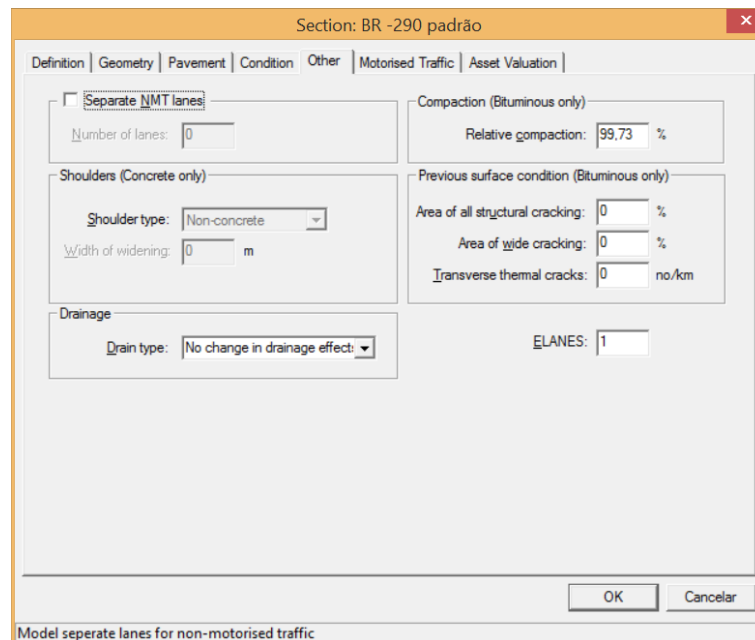


Figura 134: Parâmetros inseridos no HDM-4 referente ao grupo Outros

O AADT (em inglês *annual average daily traffic*, volume médio diário anual) foi calculado como 48% VDM anual bidirecional (Figura 135), percentual adotado conforme recomendação do Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (DNIT, 2006).

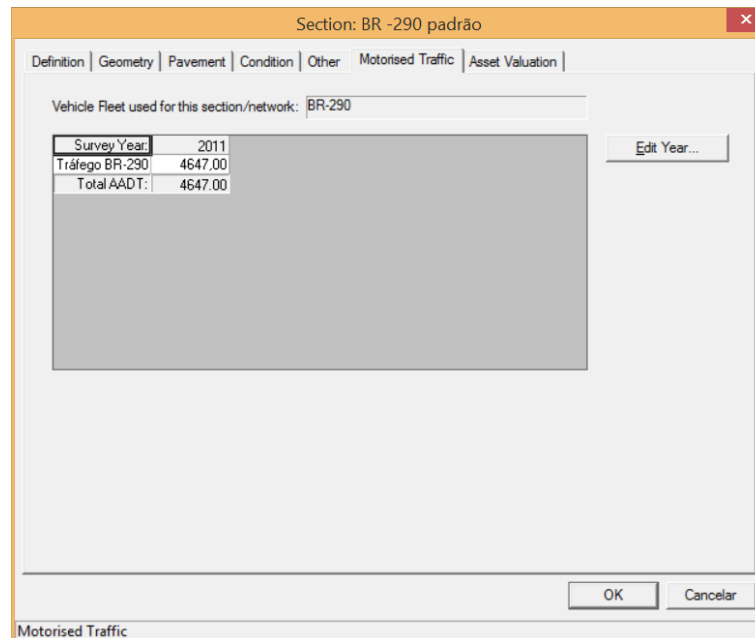


Figura 135: Configuração do tráfego motorizado do trecho da BR-290 no software HDM-4

As análises para o trecho experimental foram realizadas considerando a calibração padrão do HDM (Cenário 1) e a calibração prevista pelo DNIT para o clima temperado e tráfego médio (Cenário 2) disponível no Apêndice 1. Além disso, notou-se que a calibração padrão do HDM-4 considerava o k_{rpd} (fator de calibração para a deformação plástica) igual a 0, atinente ao equacionamento apresentado na Equação 6. Então, foi proposto um terceiro cenário com todos os fatores de calibração igual a um. A Figura 136 mostra o resultado para as três simulações.

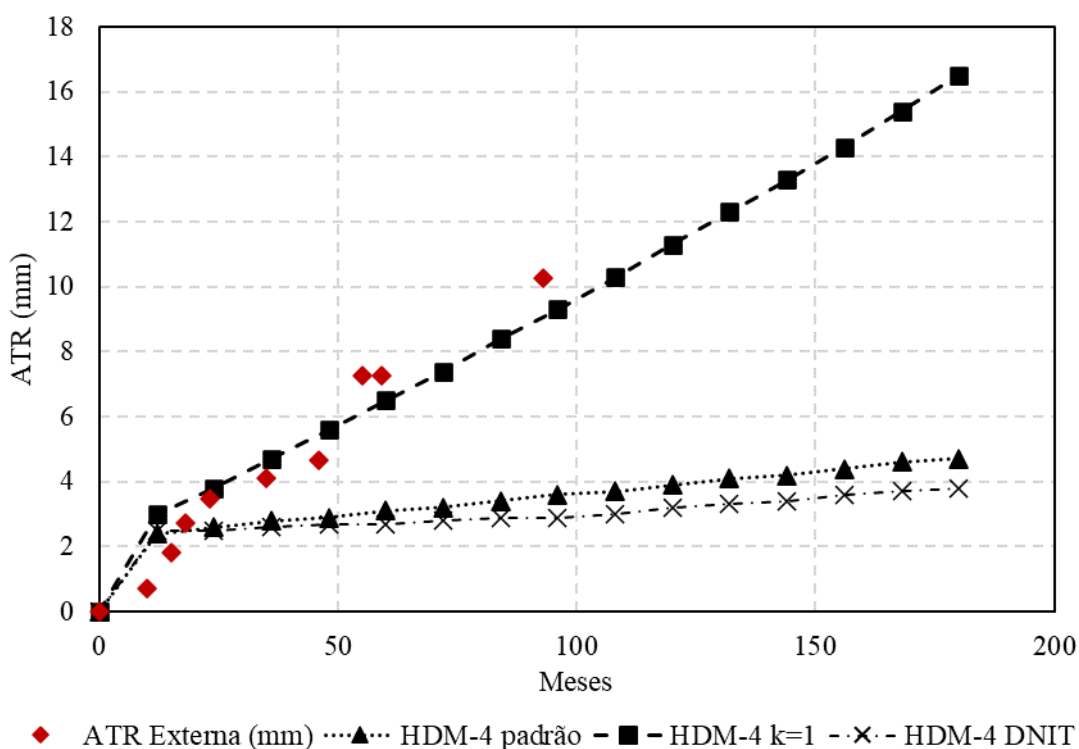


Figura 136: Resultado da simulação do ATR pelo software do HDM-4 para a BR-290

É possível notar que utilizando as constantes de calibração do DNIT e a padrão do HDM-4 os valores de afundamento na trilha de roda são bem inferiores dos que os medidos em campo. Já quando todos os fatores de calibração são iguais a um e se considera o afundamento plástico chega-se a um comportamento bem próximo do real.

Eventualmente o HDM-4 quando utilizado em climas frio a deformação plástica não é um aspecto de grande relevância. Até mesmo pela modelagem não considerar os aspectos das misturas asfálticas e suas propriedades intrínsecas faz sentido o crescimento da trilha de roda não dependa da mistura asfáltica. Mas para o caso do Brasil, percebe-se que o modelo funcionou de forma até destacada com 100% da parcela de crescimento adicionada ($k_{rpd}=1$), onde foram consideradas as parcelas de deformação permanente de todas as camadas.

7.1.4. Simulação no *PavementME* do trecho da BR-290

O clima no *PavementME* é obtido através do MERRA, projeto comandado pela Agência Espacial Norte Americana (NASA) para a obtenção de diversos dados para fins de pesquisa. No software, o clima é escolhido através de uma malha de pontos disponíveis. Através desses

pontos, foi escolhido o ponto mais próximo do trecho. A estação possui temperatura anual média de 19,16 °C, precipitação anual média de 1921,76 mm e nenhum dia de congelamento.

Os dados climáticos utilizados são temperatura do ar, precipitação, velocidade do vento, umidade relativa e incidência de luz solar (igual a 100% - [x% de cobertura de nuvens]), latitude, longitude e elevação também entram em consideração para avaliar a radiação solar. Os dados são fornecidos para o programa com os valores de cada hora do dia. Após as interpolações, o *PavementME* utiliza esses dados em médias mensais, com cinco faixas, para levar em consideração as variações do local e os máximos e mínimos de cada parâmetro para utilização nos cálculos de dano ao pavimento.

Um dos diferenciais do *AASHTOWare PavementME* é o modo como o tráfego é acrescentado ao programa. Ao invés da utilização de um número N, dados de pesagem são utilizados, permitindo um cálculo do dano acumulado representativo pelas diferentes faixas de cargas de cada eixo. Esse espectro de carga é chamado de ALF (*Axle Load Factor*, ou Fatores de carga de eixo) e inclui a distribuição das cargas dos três diferentes eixos (Eixos simples, eixos tandem duplo e eixos tandem triplo), considerados pelo programa. É importante ressaltar, que os eixos simples são tratados todos como rodagem dupla. Para estimar o ALF representativo do trecho de interesse, foram utilizados os dados de pesagem do levantamento fornecido pelo sistema WIM implantado no km 70 e detalhados no item 7.1.1.

A estrutura e os materiais adotados para o trecho foram escolhidos tentando se aproximar ao máximo dos materiais indicados nos estudos prévios de Mattos (2014) e no ensaio de módulo dinâmico apresentado neste estudo. A Tabela 50 resume o tipo de material, espessura e módulo adotado. Apesar de ser utilizado como base os materiais citados na Tabela 50 eles foram personalizados conforme granulometria, para base e sub-base, e com as propriedades do ligante asfáltico, módulo dinâmico e características volumétricas do revestimento. É importante destacar que a função de *creep compliance* foi determinada através da Equação 9, que considera o volume de vazios, os vazios preenchidos por asfalto e a penetração do ligante asfáltico.

Tabela 50: Resumo da estrutura adotada no *PavementME*

Camada	Espessura (cm)	Especificação	<i>PavementME</i>	MR (MPa)
Revestimento	8	CBUQ	CA personalizado para a BR-290...	Módulo Dinâmico
Base	15	BGS	Granular (A-1-a)	250
Sub-base	30	Macadame seco	Granular (A-1-b)	280
Reforço do subleito	60	Pedras sem especificação	Granular (Crushed stone)	300
Subleito	-	Solo local	Solo (A-4)	50

A Figura 137 apresenta os resultados da simulação do *PavementME* em relação aos dados de monitoramento.

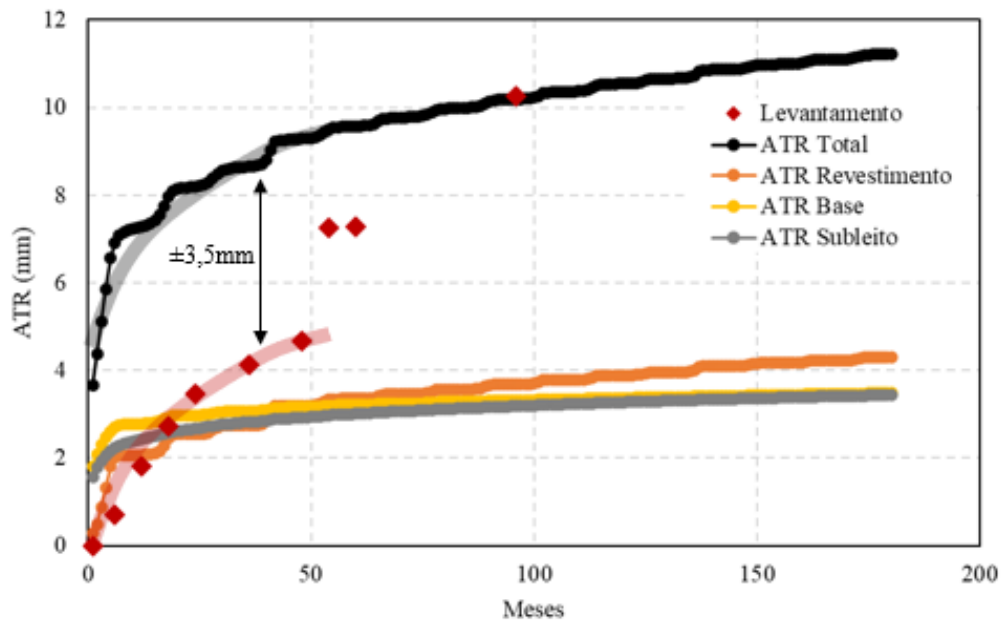


Figura 137: Simulação *PavementME* para a BR-290 com coeficientes de calibração global conforme versão 2.5.5+7117.27682 e coeficientes e calibração regional igual 1

É possível observar que sem a utilização de uma calibração local os valores de ATR acabam sendo superestimados principalmente para os primeiros 50 meses. De qualquer forma, nota-se que o formato da curva para este período é mesmo, porém com uma defasagem de mais ou menos 3,5mm. Já a partir do mês 50 os dados encontram-se bem mais próximos dos encontrados na simulação.

Na Equação 12 observa-se que existem três coeficientes de calibração locais (β) e globais (k), entretanto, os coeficientes K_2 e β_2 se multiplicam e podem ser descritos como um só. Isso

também vale para K_3 e β_3 . Desse modo, são quatro diferentes coeficientes possíveis para o ATR. Como três coeficientes são expoentes na equação e os valores não são completamente abertos, é necessário uma série de tentativa e erro para começar a adequar a curva de previsão com os pontos do monitoramento. Após aproximadamente 16 tentativas, a calibração da curva mais próxima é demonstrada na Figura 138 e os fatores de calibração utilizados estão indicados na Tabela 52.

Tabela 51 : Fatores de calibração utilizados para ATR

Fator	Original	Calibrado
β_1	0,4	0,25
k_1	-2,45	-4
$\beta_2 \times k_2$	1,5652	1
$\beta_3 \times k_3$	0,2992	0,8
β_{s1} (base)	0.965	0,1
β_{s1} (subleito)	0.965	0,1

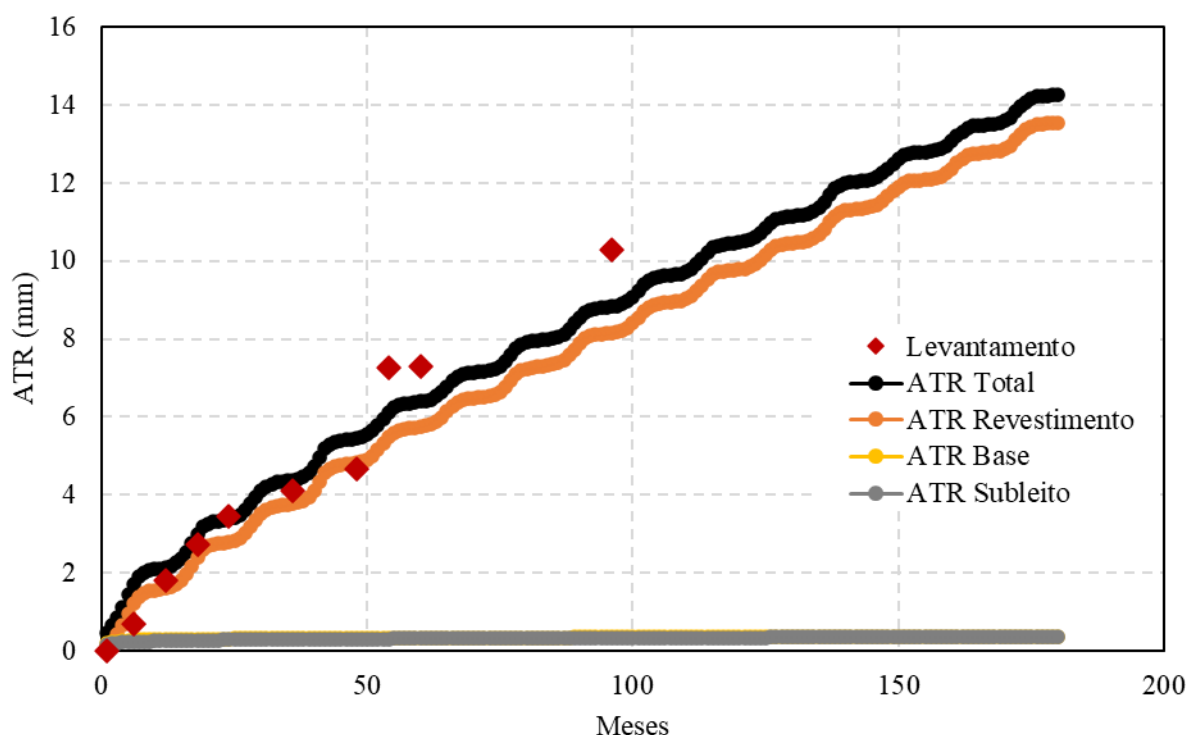


Figura 138: Simulação *PavementME* para a BR-290 utilizando fatores de calibração local calculados

É importante ressaltar, que a importância de cada coeficiente pode não estar corretamente representada por esse resultado, devido a calibração ser para apenas uma mistura de concreto

asfáltico e apenas uma estrutura de pavimento. Entretanto, os valores obtidos se mostraram bastante próximos em magnitude e comportamento aos levantamentos em campo.

7.1.5. Simulação FlexPAVE do trecho da BR-290

Foram utilizados como dados climático os presentes na estação 63567 do MERRA2 e aplicados no EICM para retirar os perfis de distribuição de temperatura no pavimento. As características do tráfego já foram discriminadas no item 7.1.2, sendo que neste caso o valor do ESAL diário é unidirecional e o fator veicular calculado pelas formulações da AASHTO, resultando em um valor de 1624. Para a distribuição de faixa foi informada como sendo 0,96, conforme recomendação do manual de tráfego do DNIT (DNIT, 2006) para um tráfego unidirecional. Como carregamento padrão foi utilizado o eixo padrão, dois pneus, espaçamento de 1,8m, espaçamento entre os pneus de 32,4cm, pressão nos pneus 800kPa e área de aplicação da carga retangular com relação largura/comprimento de 1,5714. A velocidade considerada no trecho foi de 100km/h.

Para as camadas inferiores foram consideradas as características do trecho experimental com os dados disponíveis conforme Tabela 52. Ressalta-se que os dados considerados nesta análise são os mesmos considerados na análise do *PavementME*, exceto o *Shift Model*.

Tabela 52: Resumo da estrutura adotada no FlexPAVE para a BR-290

Camada	Espessura (cm)	Material tipo	Módulo (MPa)	Coefficiente de Poisson
Revestimento	8	Concreto asfáltico	Módulo dinâmico e <i>Shift Model</i>	0,30
Base	15	Base granular	250	0,35
Sub-base	30	Base granular	280	0,35
Reforço do subleito	60	Base granular	300	0,40

Através da análise do FlexPAVE apresentada na Figura 139 observa-se que os resultados da simulação não se aproximaram aos encontrados em campo. Algumas hipóteses podem ser levantadas, uma delas é que devido à baixa deformações nos primeiros anos, boa parte do afundamento foi causado pelas camadas inferiores e não por afundamentos plásticos da mistura asfáltica. Como o FlexPAVE ainda não possui modelos próprios para simulação do ATR em camadas inferiores a aproximação com os resultados de campo possui menor acurácia. Uma segunda hipótese, também levantada por Barros (2022) para trechos com baixos afundamentos nos primeiros anos, é que o processo de verificação do ATR através de treliças metálicas nem

sempre ocorre no mesmo ponto, o que pode ocasionar a variabilidade. Além disso, a utilização deste método é muito dependente do operador, estando passível de erros humanos.

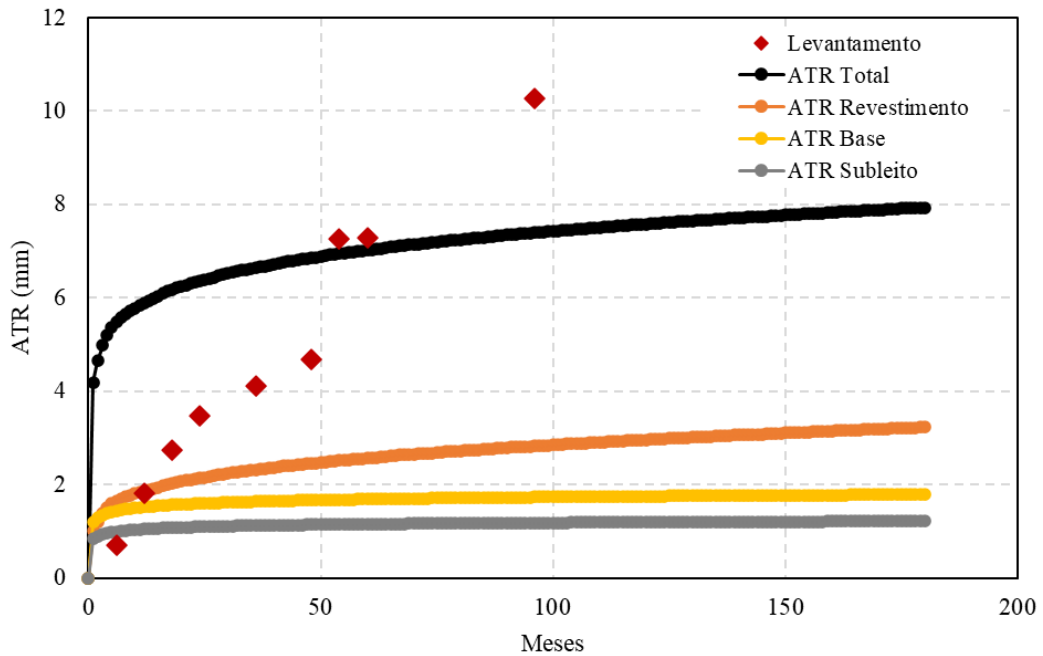


Figura 139: Simulação FlexPAVE para a BR-290

Nos afundamentos previstos foram aplicadas as funções de transferência apresentadas na revisão bibliográfica item 2.2.2.2 e o resultado encontra-se na Figura 140. Mesmo com a aplicação de ambas as funções de transferência não foi observar uma melhora significativa na previsão do ATR que ocorre em campo.

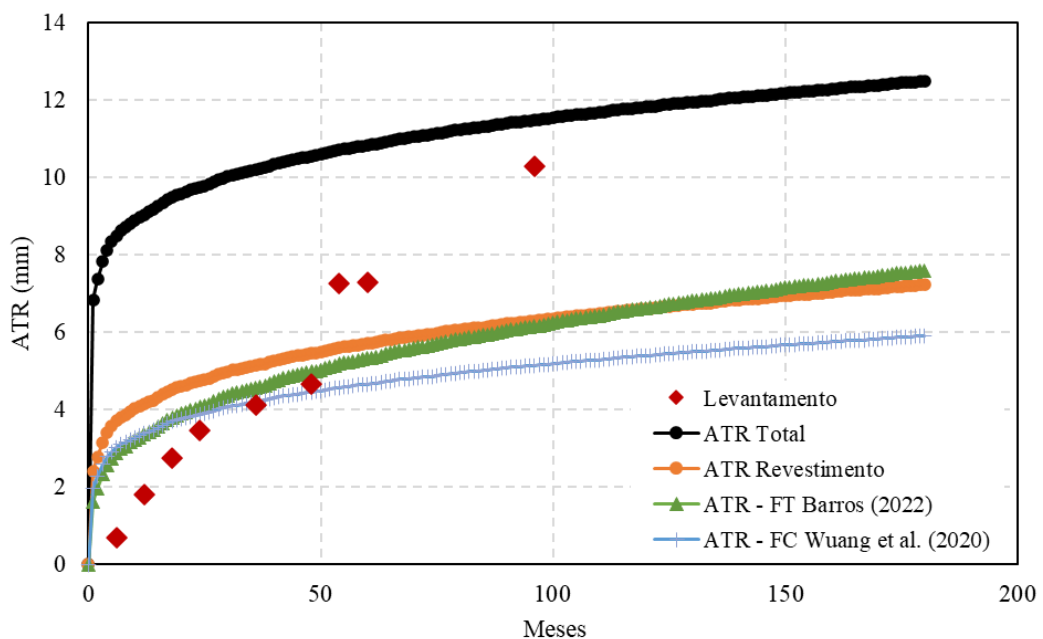


Figura 140: Simulação no FlexPAVE para a BR-290 aplicando as funções de transferência de Barros (2022) e Wuang et al (2020)

De forma a poder analisar a sensibilidade do *Shift Model* e a simulação do FlexPAVE ao tráfego, tanto do ponto de vista de fatores veiculares, quanto da forma em que as cargas veiculares são consideradas, foram propostos os cenários da Tabela 53. A Figura 141 a Figura 144 apresenta os gráficos de ATR *versus* meses para o trecho da BR-290.

Tabela 53: ESAL para a BR-290 para os fatores veiculares da AASHTO e USACE e a carga real e a todos os veículos carregados

Cenário	FV	Carga	Distribuição de faixa	Taxa de crescimento (%)	ESAL diário bidirecional
a	AASHTO	Real	0,48	3	3249
b	USACE	Real	0,48	3	9993
c	AASHTO	Todos carregados	0,48	3	13223
d	USACE	Todos carregados	0,48	3	41731

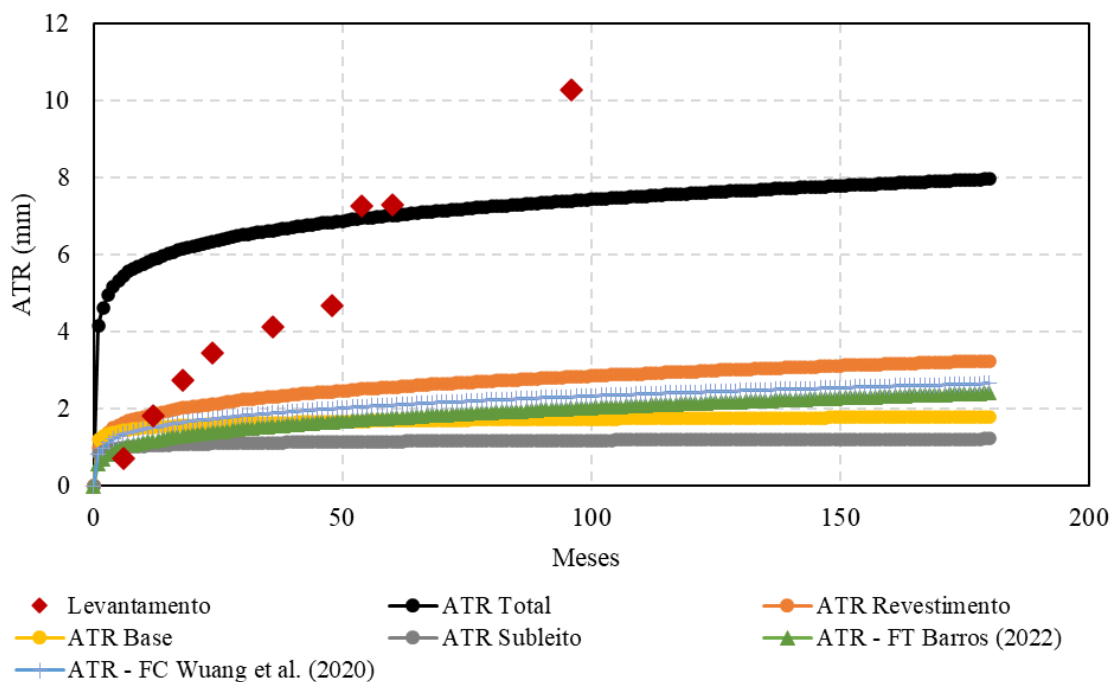


Figura 141: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da AASHTO e a carga real dos veículos (Cenário a)

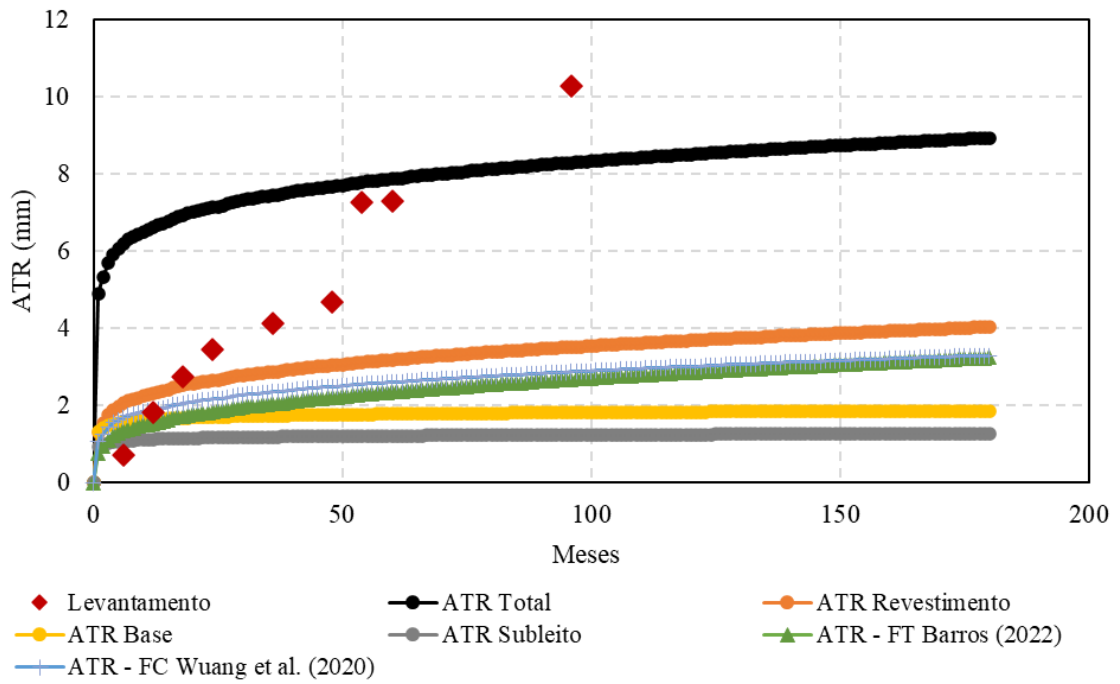


Figura 142: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e a carga real dos veículos (Cenário b)

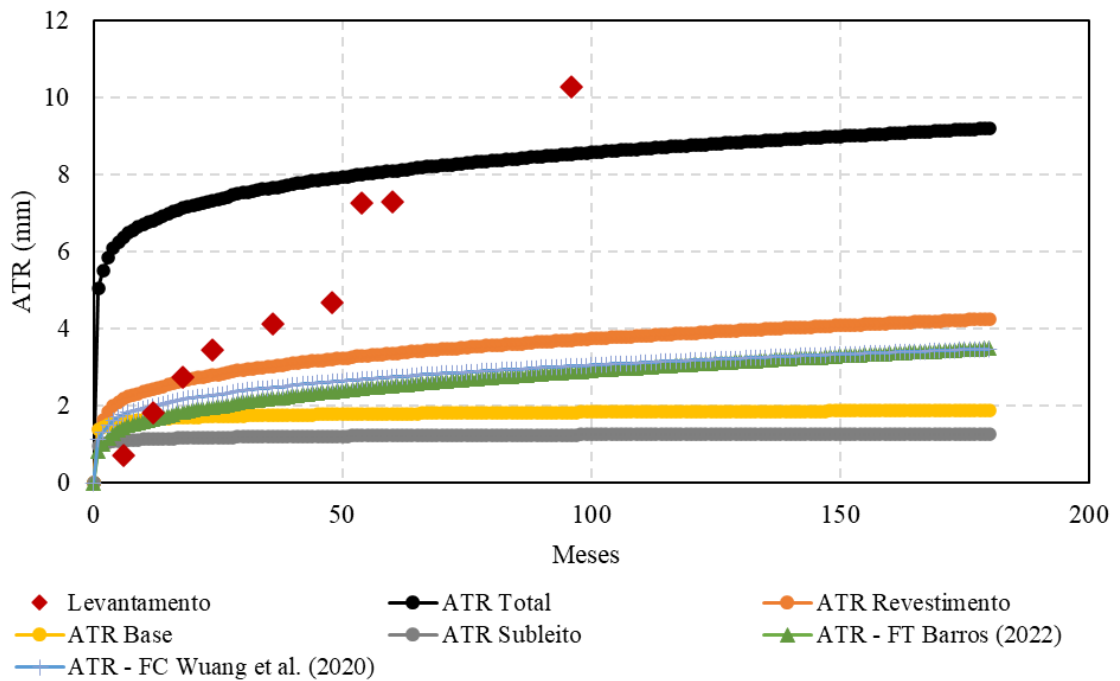


Figura 143: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da AASHTO e todos os veículos carregados (Cenário c)

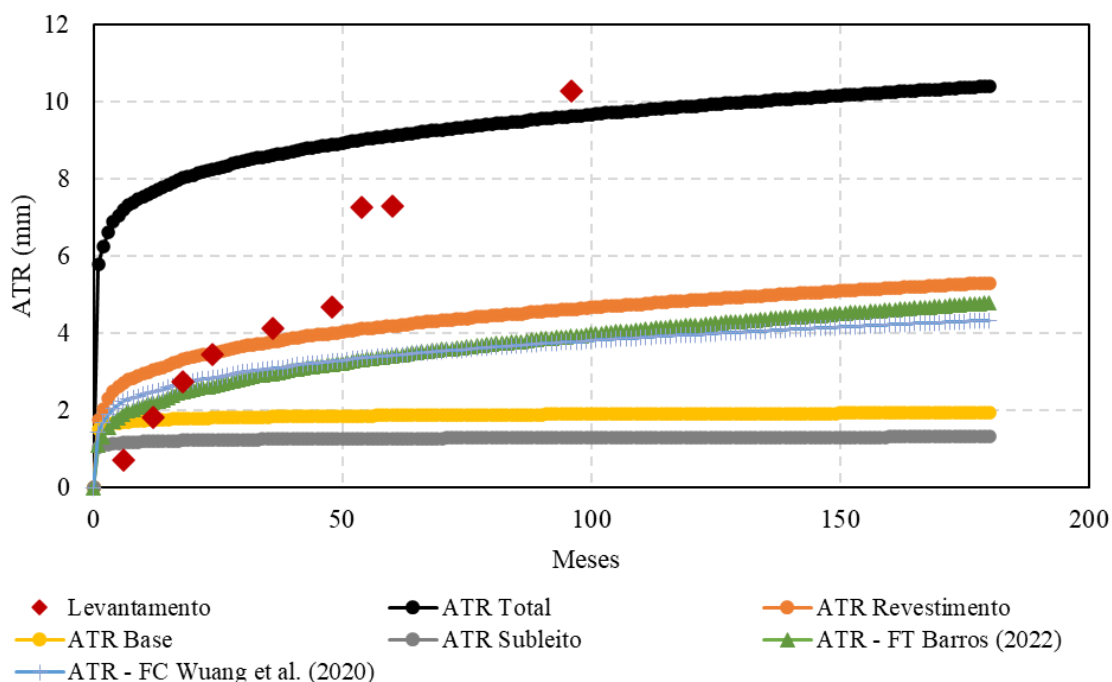


Figura 144: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e todos os veículos carregados (Cenário d)

Nota-se que quanto maior o ESAL maior os afundamentos previstos, tendo, portanto, os maiores afundamentos os previstos pelo Cenário d, utilizando as formulações da USACE e com todos os veículos carregados. Também se observa que utilizando as funções de transferência propostas por Barros (2022) e Wuang (2020) não foi possível se aproximar ao levantamento de campo para este trecho.

7.2. TRECHO EXPERIMENTAL DA BR-040

7.2.1. Resultados de ensaios da BR-040

O estudo da BR-040 foi iniciado em 2019, e por este motivo foi possível utilizar o mesmo material utilizado em campo, realizando a coleta do agregado e do ligante asfáltico para reprodução em laboratório. O agregado pétreo é do tipo Gnaisse utilizado no projeto da mistura faixa B do DNIT provêm da pedreira Martins Lanna localizada no município de Contagem/Minas Gerais. A Tabela 54 apresenta os resultados dos ensaios realizados com o material coletado no trecho experimental.

Tabela 54: Propriedades do agregado gnaiss

Propriedade	¾"	3/8"	Pó de pedra
Abrasão "Los Angeles" (%)	22		-
Equivalente de areia (%)	-	-	71,8
Índice de forma	0,80		
Durabilidade (perda de massa em %)	0,88		
Absorção (%)	0,45	0,37	-
Massa específica real (g/cm ³)	2,686	2,681	2,664
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,653	2,657	-

A resistência à tração por compressão diametral média obtida para a mistura asfáltica estudada é de 2,05MPa, sendo superior a 0,65 MPa, limite estabelecido pela norma DNIT-ES 031 (2006) para concretos asfálticos com ligante convencional (CAP 30/45). Já o módulo de resiliência por compressão diametral médio da mistura foi de 9464 MPa. Observa-se que a partir destes dados que a mistura possui um alto modulo e uma alta resistência a tração se comparado com o resultado das outras misturas apresentadas no item 5.3.

O ensaio de módulo dinâmico foi executado conforme DNIT 416 (2019) nas temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C, conforme os resultados apresentados na Figura 145 e Figura 146. Para formação da curva mestra foi utilizado como modelo de sobreposição tempo-temperatura polinomial na temperatura de referência 20°C, bem como, o modelo de ajuste da curva sigmoidal para o módulo dinâmico e uma polinomial de sexto grau para o ângulo de fase. A Tabela 55 apresenta os valores encontrados para a série de prony da mistura asfáltica.

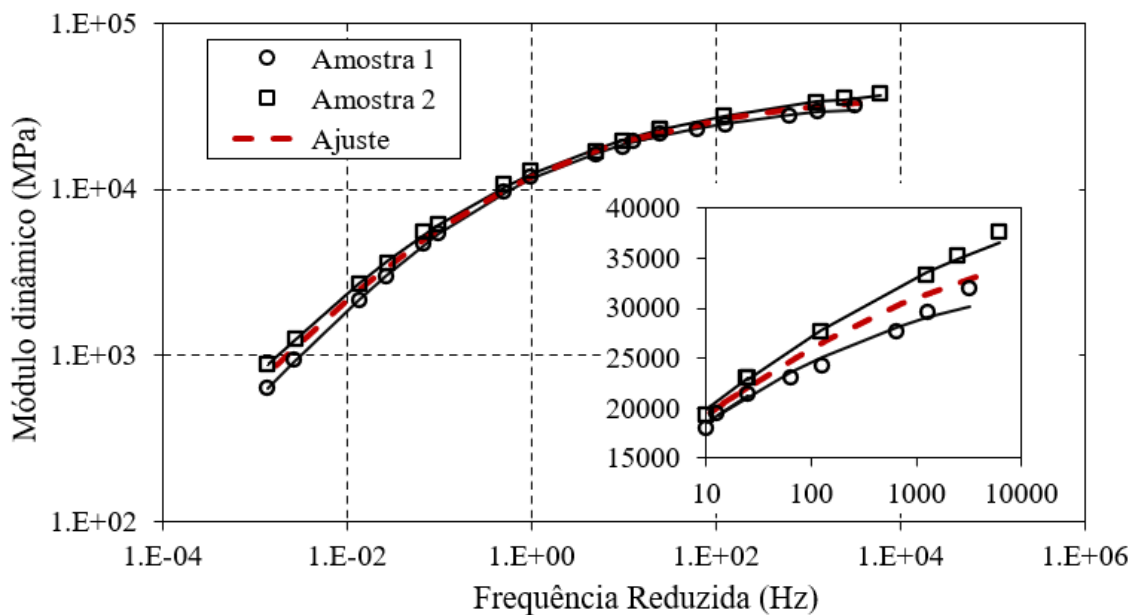


Figura 145: Curvas mestras de módulo dinâmico na temperatura de referência de 20°C

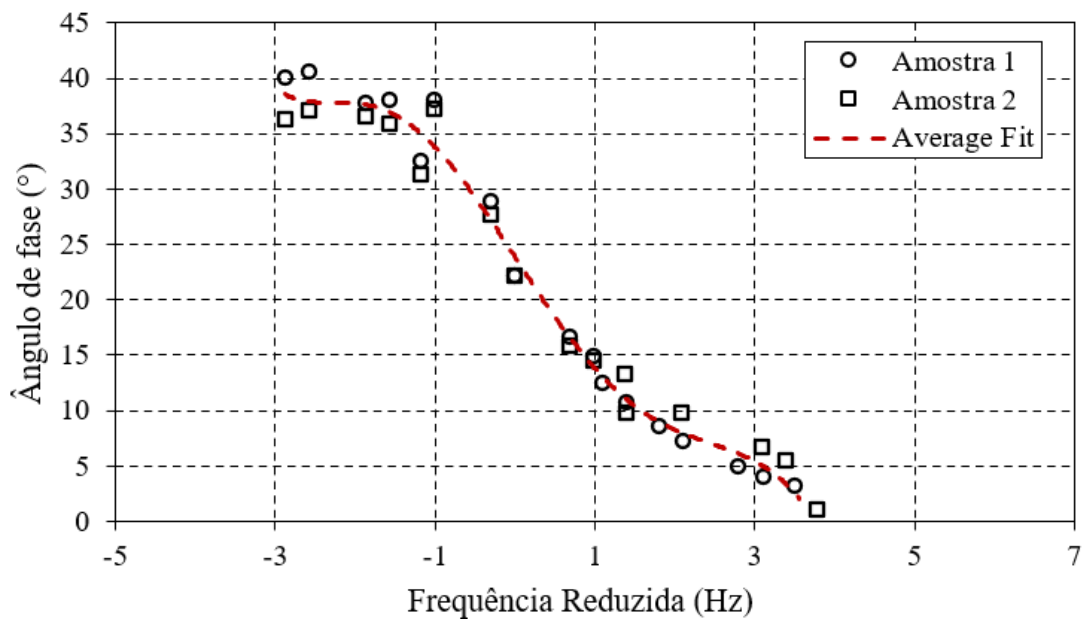


Figura 146: Curvas mestras do ângulo de fase na temperatura de referência de 20°C

Tabela 55: Valores da série de prony para a mistura da BR-040

$\rho_m(s)$	$E_m(kPa)$
2,00E+10	5,74E-03
2,00E+09	8,68E-02
2,00E+08	1,84E+00
2,00E+07	4,21E+01
2,00E+06	8,19E+02
2,00E+05	1,07E+04
2,00E+04	8,49E+04
2,00E+03	4,10E+05
2,00E+02	1,27E+06
2,00E+01	2,71E+06
2,00E+00	4,31E+06
2,00E-01	5,46E+06
2,00E-02	5,84E+06
2,00E-03	5,53E+06
2,00E-04	4,80E+06
2,00E-05	3,91E+06
2,00E-06	3,04E+06
2,00E-07	2,30E+06
2,00E-08	1,70E+06
2,00E-09	1,23E+06
2,00E-10	9,21E+05

O ensaio uniaxial de cargas repetidas executado pela ABNT 16505 obteve a curva característica apresentada na Figura 147 e um FN médio de 346 ciclos. De acordo com os critérios apresentados por Franco e Motta (2020), verifica-se que a mistura foi classificada para o critério de *flow number* ($FN > 300$ ciclos) em classe 3, podendo ser utilizada em condições de vias severas com número de passagens de carga equivalente de eixo simples entre 1×10^6 e 1×10^7 , tráfego considerado médio.

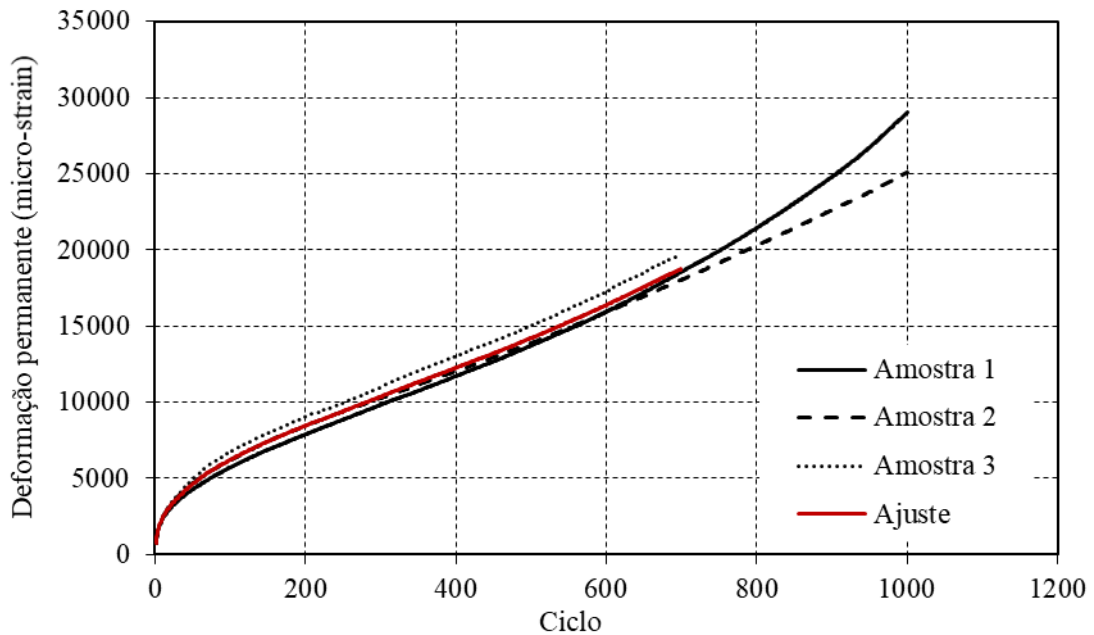


Figura 147: Resultado do ensaio de *flow number* para a mistura da BR-040

O gráfico da Figura 148 apresenta os resultados de curva de deformação permanente do ensaio SSR. Analisando o valor de RSI considerando o clima da estação mais próxima ao trecho obtemos um valor de 14,88%, sendo classificado uma mistura desclassificada e, portanto, não recomendada para ser utilizada como revestimento asfáltico.

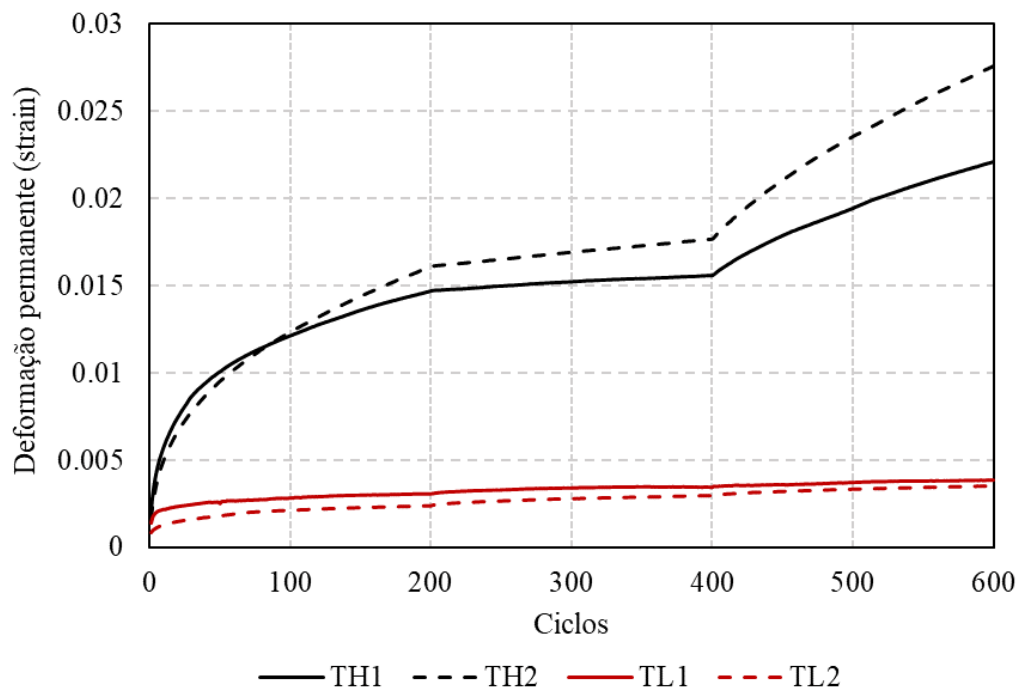


Figura 148: Resultado do ensaio SSR para a mistura da BR-040

Com o valor do RSI obtido com as outras misturas do item 5.5 observa-se que a mistura da BR-040 possui valores bem superiores aos encontrados nas misturas, até mesmo se correlacionada com a mistura com ligante convencional na TMN 19mm que obteve o maior RSI entre todas as misturas de 8,61%. Neste caso, é importante destacar que mistura utiliza CAP 30/45, que se trata de um ligante asfáltico mais rígido e que, portanto, teria menos propensão a deformação permanente, o que não se constata no exemplo da BR-040. Um fator que chamou atenção, e que pode ser o possível ponto para o aumento do RSI é a falta de adesividade entre o ligante asfáltico e o agregado, sendo necessária a utilização de DOPE como melhorador.

7.2.2. Simulação no HDM-4 do trecho da BR-040

Para os ajustes na configuração de zona climática no HDM-4, foram adotados os padrões do software para a condição de umidade sub-úmida e temperatura tropical por se tratar das classificações mais próximas da encontrada nos trechos analisados, atualizando os dados de média mensal de chuva e temperatura média conforme dados do INMET (Figura 149).

Climate Zone: Tropical

Climate

Name: Tropical

Moisture Classification: Humid

Moisture Index: 65

Duration of dry season: 3,6 months

Mean monthly precipitation: 131,67 mm

Temperature Classification: Tropical

Mean temperature: 21 °C

Avg. Temperature Range: 15 °C

Days T > 32°C: 90 days

Freeze Index: 0 C-days

Percentage Of Time Driven

on snow covered roads: 0 0<=PCTDS<=100

on water covered roads: 20 0<=PCTDW<=100

The name of this Climate Zone

Figura 149: Configurações adotadas no HDM-4 para o clima local da BR-040

Após as definições gerais de calibração, foram configuradas as informações referentes ao tráfego atuante. Assim, o ESALF foi calculado externamente para introdução no HDM-4 considerando os dados do posto de pesagem em Carandaí (Figura 150).

Vehicle Attributes: Tráfego BR-290

Definition Basic Characteristics Economic Unit Costs

Physical

Passenger Car Space Equiv: 1,4

No. of Wheels: 22

No. of Axles: 6

Tyres

Tyre type: Bias-ply

Base no. of recaps: 1,3

Retread cost: 15 %

Utilisation

Annual km: 40000 km

Working hours: 1200 hrs

Average life: 12 years

Private use: 0 %

Passengers: 0 persons

Work related passenger-trips: 0 %

Loading

ESALF: 6,17

Operating weight: 8,2 tonnes

Passenger Car Space Equivalents factor (PCSE)

Figura 150: Inserção do ESALF calculado no HDM-4

Passando para a configuração na etapa “Road Networks”, sete grupos de informações são solicitadas (Figura 151) referentes as configurações realizadas anteriormente de clima e tráfego.

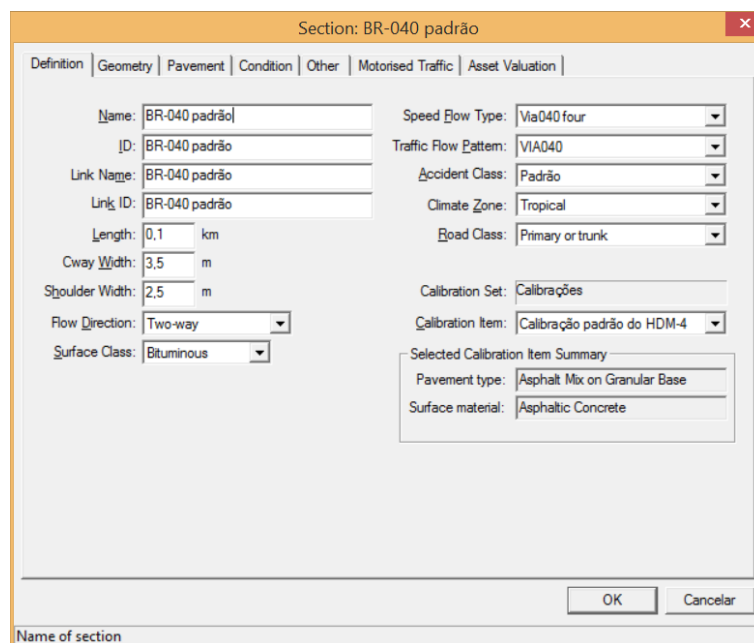


Figura 151: Configuração das Definições do trecho da rodovia no software HDM-4

A segunda aba é relativa à geometria da via. As informações foram extraídas de Beckert (2020) da unidade de amostragem 8B (UA8B), que se localiza 300m a frente deste trecho experimental

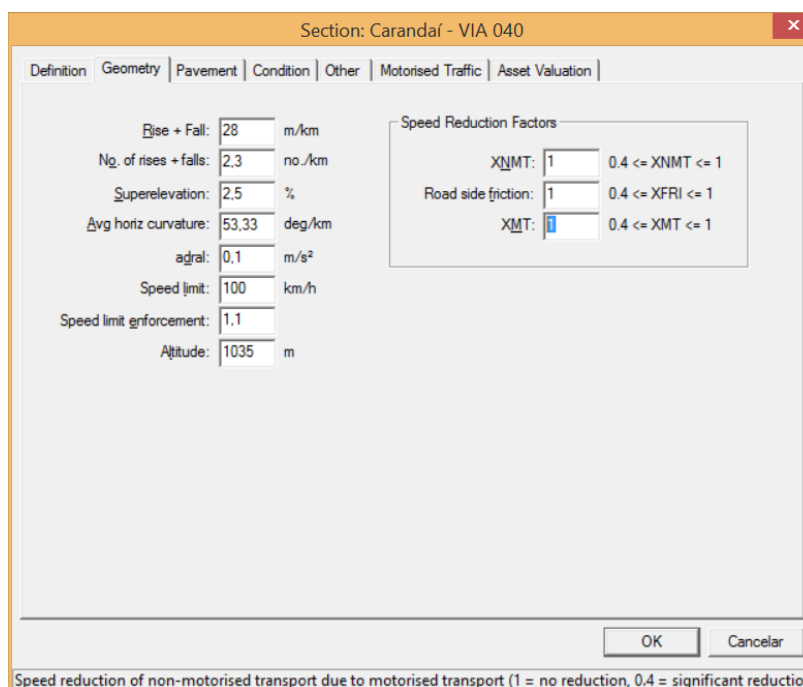


Figura 152: Configuração da Geometria do trecho da BR-040 no software HDM-4

Para as configurações do pavimento foram inseridas as informações das espessuras na execução do trecho experimental (Figura 153). O valor do número estrutural, de sigla SNP, determinado através das espessuras, coeficientes estruturais e CBR do subleito (Figura 154)

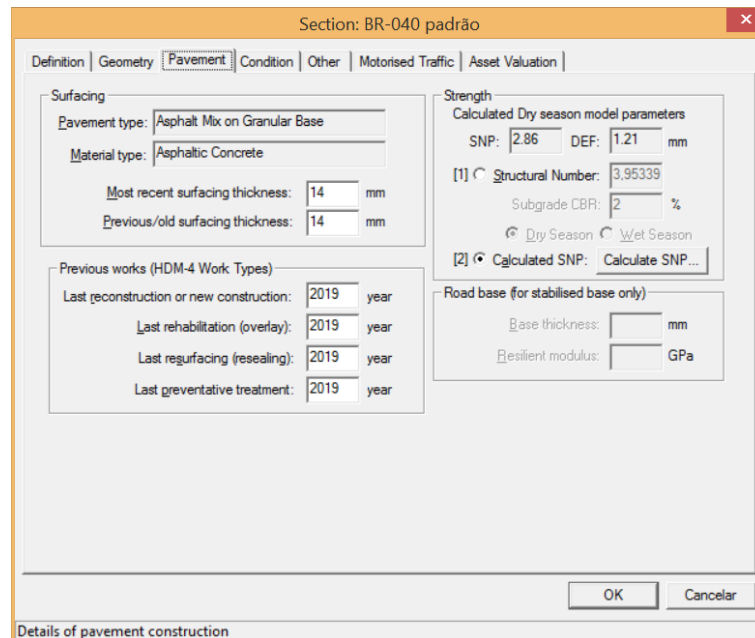


Figura 153: Configuração do Pavimento do trecho da BR-040 no software HDM-4

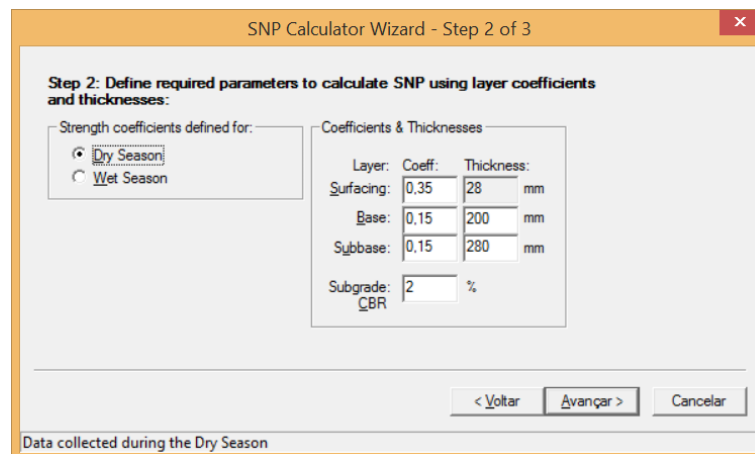


Figura 154: Determinação do SNP para o trecho da BR-040

Como não havia disponíveis informações sobre as condições do pavimento logo após a construção, foram mantidos para o ano de 2019 os valores mínimos aceitáveis pelo software, conforme demonstrado na Figura 155.

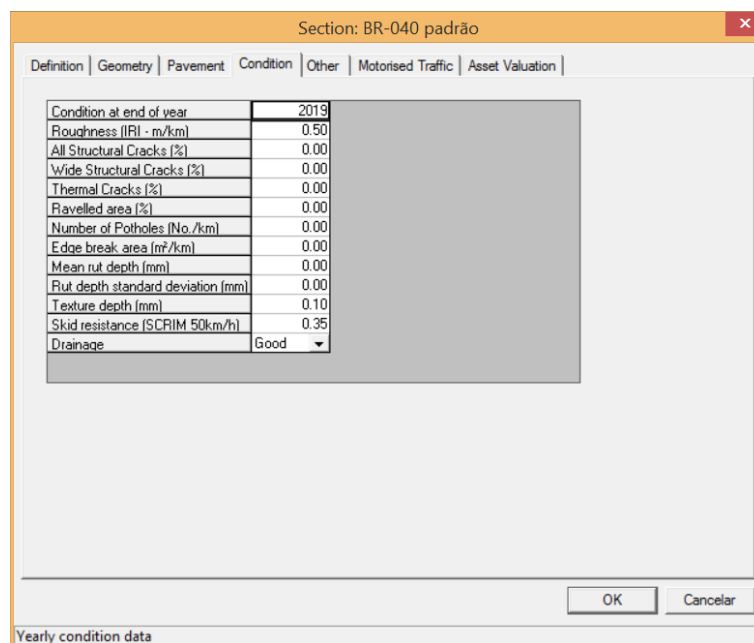


Figura 155: Configuração da condição do trecho da BR-040 no ano de 2019 software HDM-4

Para o parâmetro ELANES, que designa o número de faixas, foi definido como 1, pois o trecho experimental encontra-se em apenas uma faixa. O AADT (*Annual Average Daily Traffic* ou volume médio diário de veículos) refere-se VDM anual bidirecional e foi utilizado o valor disponibilizado pela concessionária para o ano de 2019 (Figura 156).

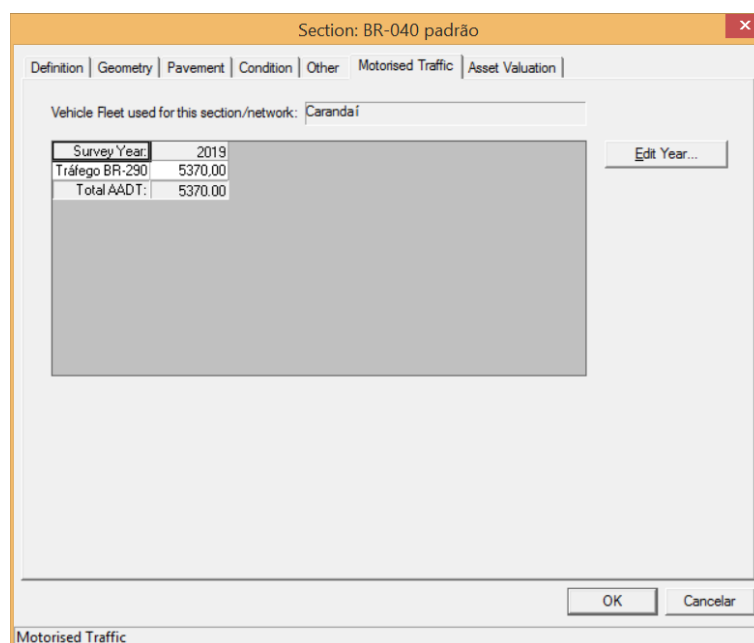


Figura 156: Configuração do Tráfego Motorizado do trecho da BR-040 no software HDM-4

Assim como para a BR-290, foram considerados 3 cenários diferentes: um com as constantes de calibração padrão do HDM-4, outro considerando os coeficientes de calibração do DNIT para o clima temperado e tráfego médio (conforme Apêndice 1) e o último com todas as constantes igual a um. Nota-se, através do resultado das simulações apresentadas na Figura 165, que a calibração com todos os valores de k igual possuem um resultado em afundamentos superiores as demais.

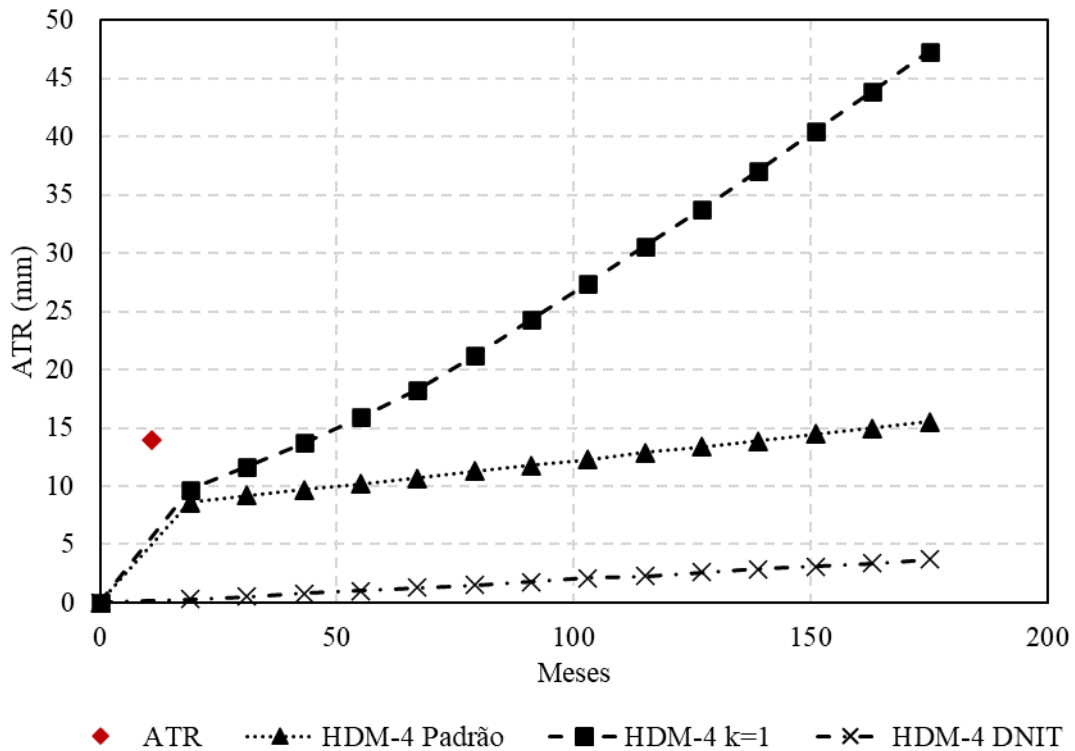


Figura 157: Resultado da simulação do ATR pelo software do HDM-4 para a BR-040

Ainda assim, não é possível verificar a assertividade da simulação pela falta de dados de monitoramento de campo. Porém o afundamento elevado durante o primeiro ano também pode ser avistado na simulação.

7.2.3. Análise de tráfego para a BR-040

Para estimar o tráfego do trecho de interesse, foram utilizados os dados de pesagem da balança de Carandaí, fornecidos pela Concessionária Via 040, entre o período de 11/11/2016 a 20/12/2019. Ao todo, 155.465 veículos foram pesados em 1.134 dias de levantamento. Na

Figura 158 constam as séries históricas da carga total pesada por mês e na Figura 159 o volume diário observado na balança no período de análise.

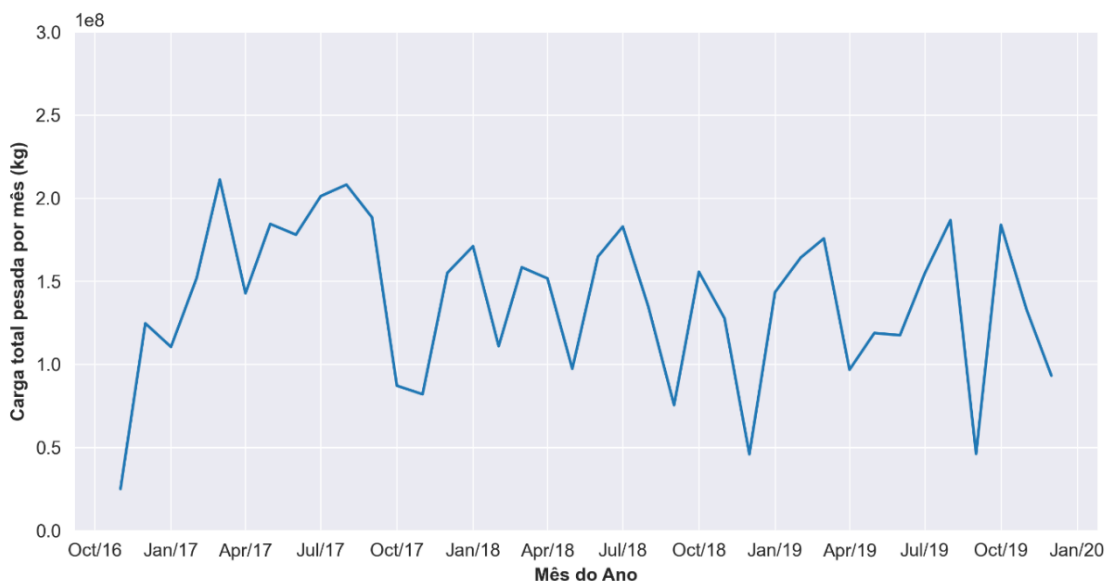


Figura 158: Carga total pesada por mês na balança de Carandaí

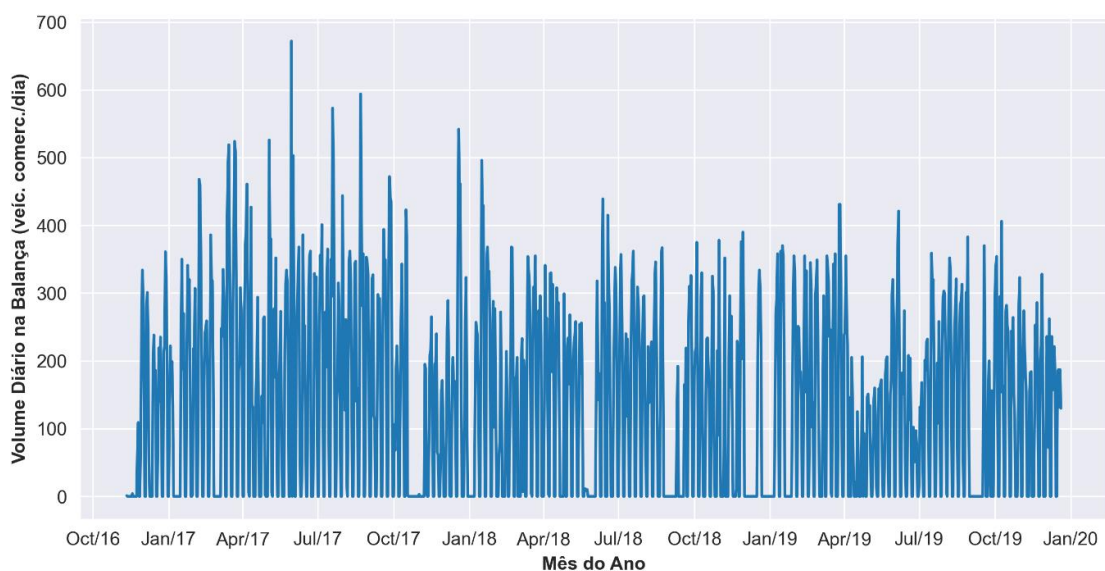


Figura 159: Volume diário de veículos comerciais pesados na balança de Carandaí

Considerando que os volumes diários observados na balança são inferiores aos esperados para a rodovia, entende-se que os dados utilizados representam uma amostra do total de veículos comerciais que trafegam na rodovia. Para melhor compreender os períodos de coleta de dados, a Figura 160 retrata a distribuição das pesagens ao longo do dia. Observa-se que a coleta de

dados se concentra próximo do horário comercial, entre 7h e 18h, com menos pesagens durante a noite e sem dados coletados na madrugada.

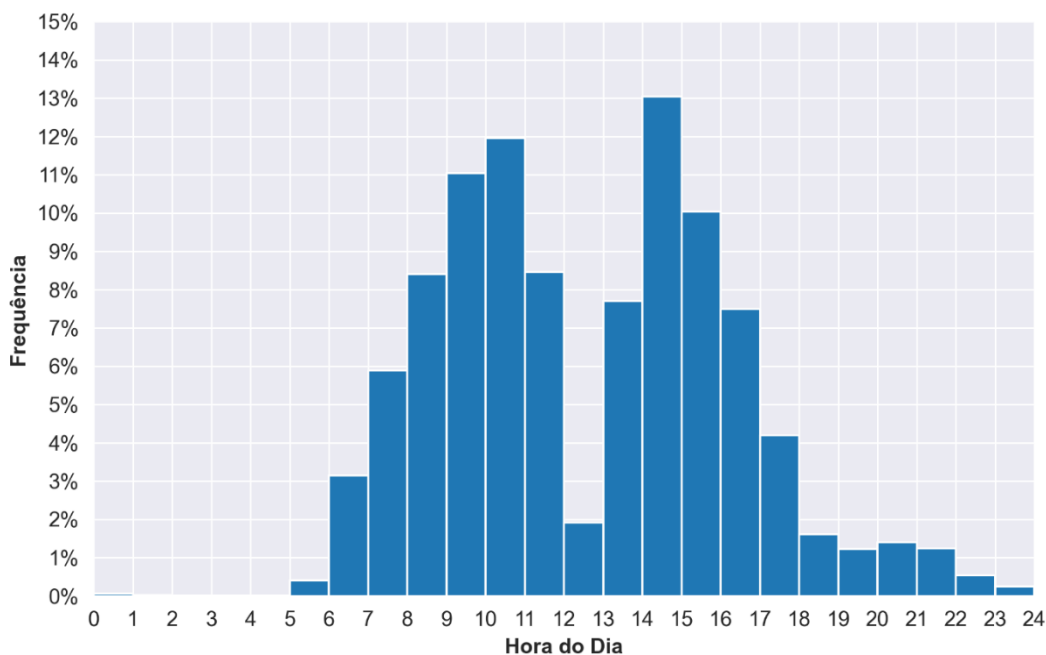


Figura 160: Distribuição das pesagens ao longo do dia na balança de Carandaí

Com base nos horários de operação da balança e nos intervalos observados entre pesagens consecutivas na balança, estima-se que os dados coletados representam uma amostra de cerca de 13% dos veículos comerciais que trafegaram na via durante esse período. Dos dados coletados, foram removidos do banco de dados todas as entradas sem classificação de veículo (9,82%), sem pesagem registrada no eixo 1 ou 2 (2,98%) e cuja classe registrada não estava contemplada pela rotina de análise ou foi considerada errônea (0,31%). Por fim, restaram 135.096 entradas (86,90% do total) que foram utilizadas.

As classes mais frequentemente observadas na balança são apresentadas em função da classificação DNIT (Figura 161) e das classes equivalentes de acordo com a FHWA (Figura 162). A correspondência com a classificação FHWA se faz necessária uma vez que esta é a classificação utilizada pelo *PavementME*.

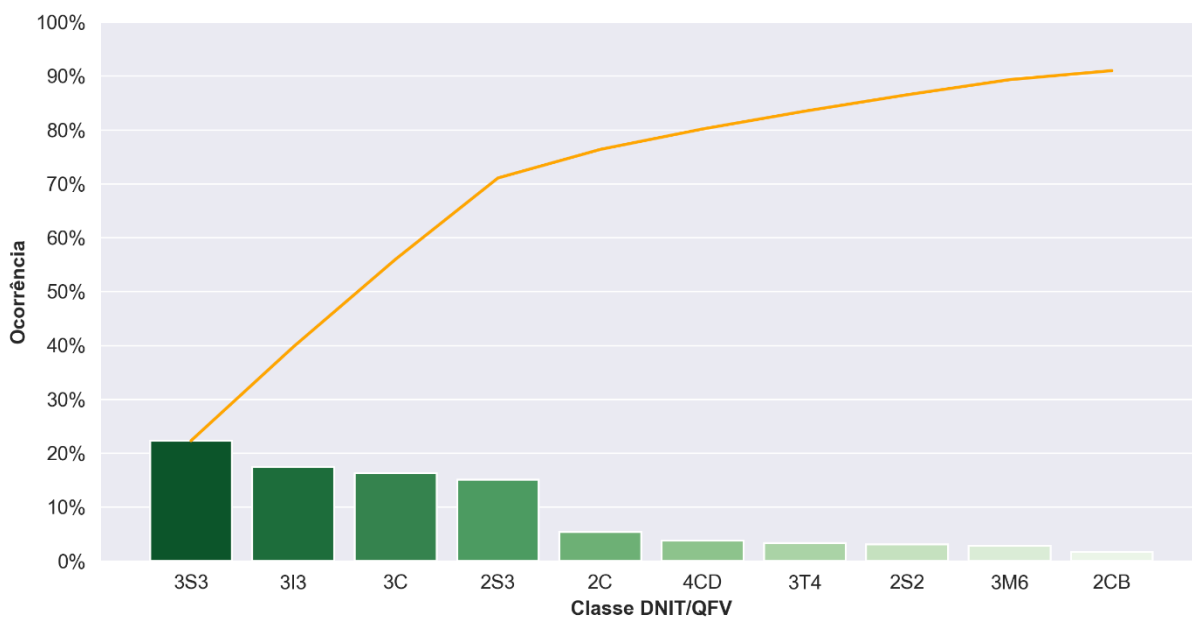


Figura 161: Classes de veículos mais comumente observadas na balança de Carandaí, conforme classificação DNIT

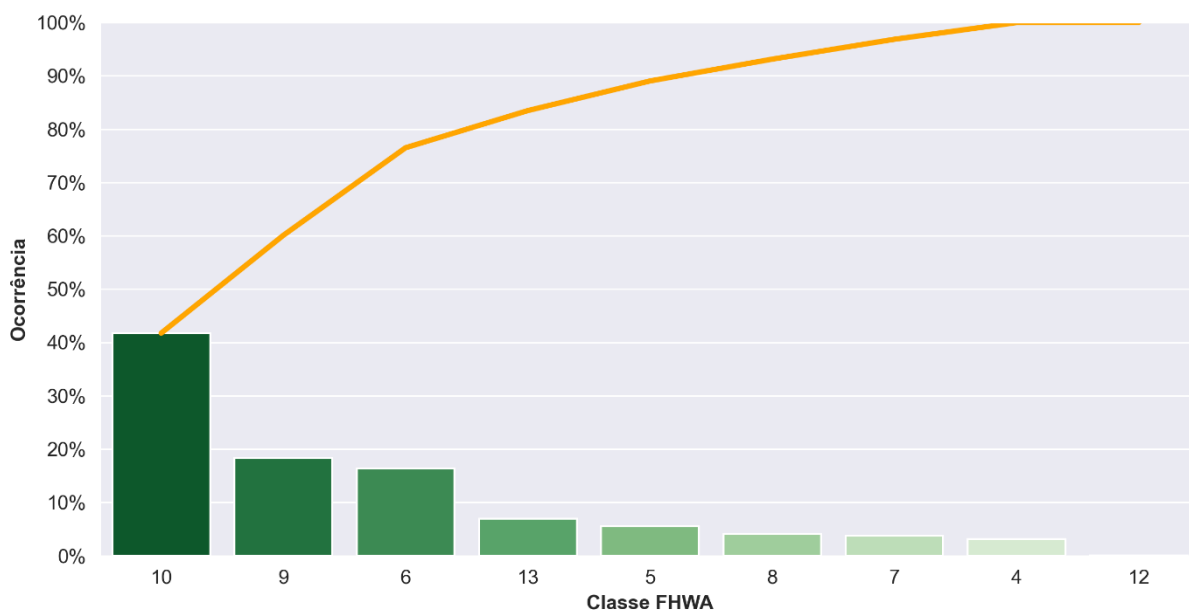


Figura 162: Classes de veículos mais comumente observadas na balança de Carandaí, conforme classificação FHWA

A partir da classificação de cada veículo pesado, é possível identificar a quantidade de cada tipo de eixo na frota, conforme apresentado na Figura 163. Nota-se que o eixo mais comum na frota é o eixo simples de rodas simples (ESRS), seguido pelos eixos tandem (ETD e ETT) que

representam 55% dos eixos observados. Por outro lado, os eixos menos observados foram o eixo duplo direcional (EDD) e o eixo simples de rodas duplas (ESRD). Com isso os fatores veiculares obtidos para o cálculo do número N utilizando as cargas rodantes limitadas a 12,5% da carga máxima legal de 11,46 pelas formulações da USACE, 3,77 pela AASHTO e 6,18 pelas equações utilizadas no HDM-4. Caso os veículos fossem considerados todos carregados, como ocorre em uma contagem volumétrica, os fatores veiculares seriam alterados para 14,68 pelas equações da USACE e 4,83 pelas da AASHTO.

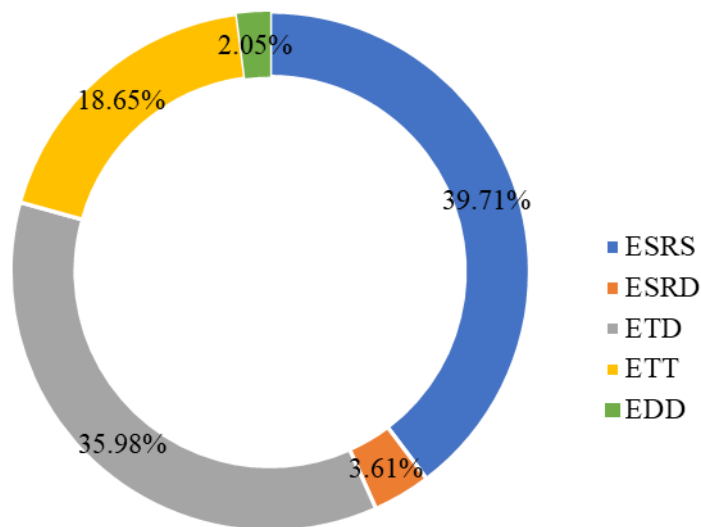


Figura 163: Distribuição e quantidade dos diferentes tipos de eixo observados para a balança de Carandaí

Com base na classificação de cada veículo e na sua respectiva configuração de eixos, foi possível determinar os espectros de carga observados na rodovia (Figura 164).

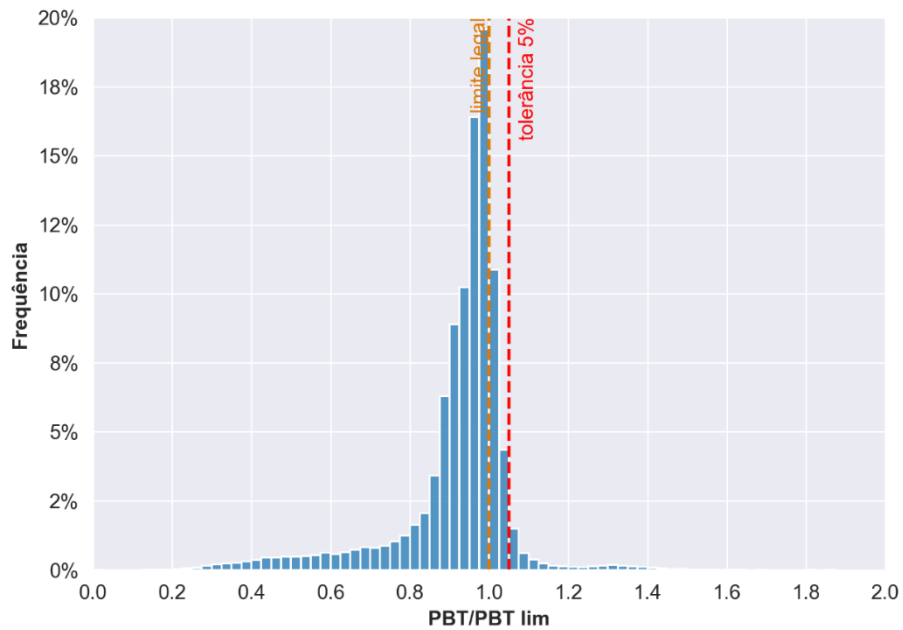


Figura 164: Espectro de cargas observado na balança de Carandaí, em função do peso bruto total

Com relação ao volume de tráfego, os relatórios concedidos pela concessionária apontam para o trecho um volume médio diário bidirecional de 5370 veículos comerciais para o ano de 2019 com uma taxa de crescimento de 2%. Assim obteve-se um número $N_{\text{acumulado}}$ para um período de 15 anos conforme fator veículo da AASHTO de $6,13 \times 10^7$ repetição de eixos-padrão e para USACE de $1,91 \times 10^8$ repetição de eixos-padrão. ESALF?

7.2.4. Simulação no *PavementME* do trecho da BR-040

O clima no *PavementME* foi obtido através do MERRA através da estação mais próxima de Carandaí. Já com relação ao tráfego o ALF representativo do trecho de interesse foi elaborado com os dados de pesagem da balança de Carandaí, fornecidos pela Concessionária Via 040, bem como o volume de veículos, ambos detalhados no item 7.2.1.

A estrutura e os materiais adotados para o trecho foram escolhidos tentando se aproximar ao máximo dos materiais indicados nos estudos prévios realizados pela VIA 040 e presentes no relatório da ANTT (ANTT, 2021). A Tabela 56 resume o tipo de material e espessura. Assim como na BR-290 foram utilizados os dados de granulometria da base e sub-base e as propriedades do ligante asfáltico, modulo dinâmico e características volumétricas do revestimento.

Tabela 56: Resumo da estrutura adotada no *PavementME*

Camada	Espessura (cm)	Especificação	<i>PavementME</i>
Revestimento	14	CBUQ	CA personalizado para a BR-040
Base	20	40% Pó de pedra + 30% Brita 1 + 30% Brita 0	Granular (<i>Crushed Stone</i>)
Sub-base	28	Casc. De Quartzo e Bica corrida	Granular (A-1-b)
Subleito	-	Solo local	Subleito (A-7-5)

Na camada de revestimento foram utilizados os resultados de módulo dinâmico apresentados no item 7.2.1. Para as camadas de base, sub-base e subleito não estavam disponíveis os valores de módulo ou de deflexão para que fosse possível a retroanálise. No entanto os módulos foram determinados considerando os valores de CBR das camadas, sendo para a base 225,6%, para a sub-base 271,9% e para o subleito 2% retirados do relatório da ANTT (ANTT, 2021). O resultado da simulação para este trecho encontra-se na Figura 165.

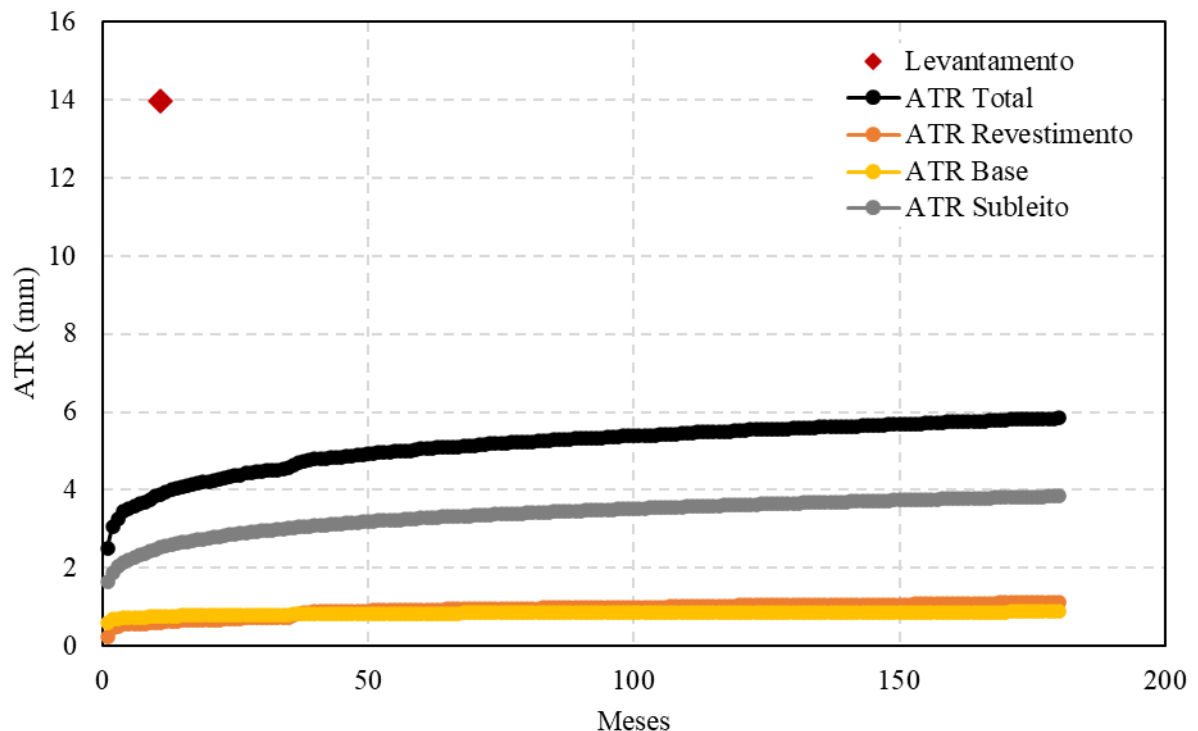


Figura 165: Simulação *PavementME* para a BR-040

Foi possível observar que a simulação não conseguiu representar de forma assertiva o comportamento frente ao afundamento da trilha da roda do trecho. Vale ressaltar que para tal simulação não foram realizados ensaios de *creep compliance* do revestimento asfáltico, sendo assim, sua função obtida através da correlação da Equação 9, que considera propriedades da mistura asfáltica e do ligante asfáltico utilizados, o que pode ter contribuído para a falta de assertividade da simulação. Não foi possível realizar a calibração local do trecho por haver apenas um ponto de levantamento de campo disponível.

7.2.5. Simulação no FlexPAVE do trecho da BR-040

Conforme o detalhamento do tráfego rodante apresentado no item 7.2.2 o valor do ESAL unidirecional e o fator veicular calculado pelas formulações da AASHTO, resultando em um valor de 10122. Para a distribuição de faixa foi informada como sendo 0,96, conforme recomendação do manual de tráfego do DNIT (DNIT, 2006). Como carregamento padrão foi utilizado o eixo padrão, dois pneus, espaçamento de 1,8m, espaçamento entre os pneus de 32,4cm, pressão nos pneus 800kPa e área de aplicação da carga retangular com relação largura/comprimento de 1,5714. A velocidade considerada no trecho foi de 100km/h.

Os dados de clima utilizados na simulação foram retirados do EICM considerando a estação climática do MERRA2 mais próxima ao trecho. A simulação utilizando o FlexPAVE foi realizada considerando as mesmas características de módulos das camadas previstas pelo *PavementME*, devido à falta de ensaios de módulo de resiliência. A Tabela 57 apresenta a configuração utilizada no software.

Tabela 57: Resumo da estrutura adotada no FlexPAVE para a BR-040

Camada	Espessura (cm)	Material tipo	Módulo (MPa)	Coefficiente de Poisson
Revestimento	14	Concreto asfáltico	Módulo dinâmico e <i>Shift Model</i>	0,30
Base	20	Base granular	564	0,35
Sub-base	28	Base granular	635	0,35
Subleito	-	Subleito	27	0,40

O resultado da simulação para este trecho encontra-se na Figura 166. Observa-se que a simulação conseguiu representar bem o comportamento do pavimento, já indicando uma alta

deformação permanente durante o seu primeiro ano, principalmente atrelado ao comportamento da mistura asfáltica representada pelo *Shift Model*.

Aplicando as funções de transferência apresentadas na bibliografia para o levantamento do mês 11, onde foram medidos 13,97 mm de afundamento na trilha de roda externa, obteve-se uma diferença em relação ao levantamento de campo de 43,3% (8,06 mm) para a função de transferência de Barros (2022) e 56,1% (6,13 mm) para a função de Wang et al (2020). Conclui-se que mesmo utilizando ambas as funções de transferência não foram possíveis aproximar o comportamento de campo com a simulação.

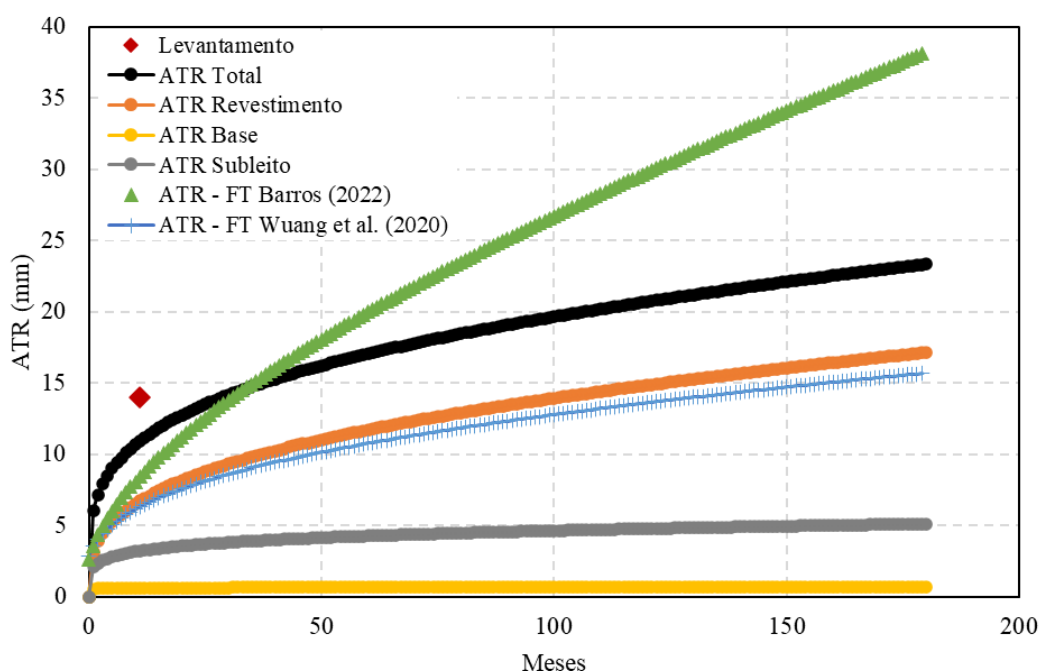


Figura 166: Simulação FlexPAVE para a BR-040

Para poder analisar a sensibilidade do *Shift Model* e a simulação do FlexPAVE ao tráfego foram propostos os mesmos cenários previstos para a BR-290 (Tabela 58). A Figura 167 a Figura 170 a apresenta os gráficos de ATR *versus* meses para o trecho da BR-040.

Tabela 58: ESAL para a BR-040 para os fatores veiculares da AASHTO e USACE e a carga real e a todos os veículos carregados

Cenário	FV	Carga	Distribuição de faixa	Taxa de crescimento (%)	ESAL diário bidirecional
a	AASHTO	Real	0,48	3	20245
b	USACE	Real	0,48	3	63151
c	AASHTO	Todos carregados	0,48	3	24343
d	USACE	Todos carregados	0,48	3	78834

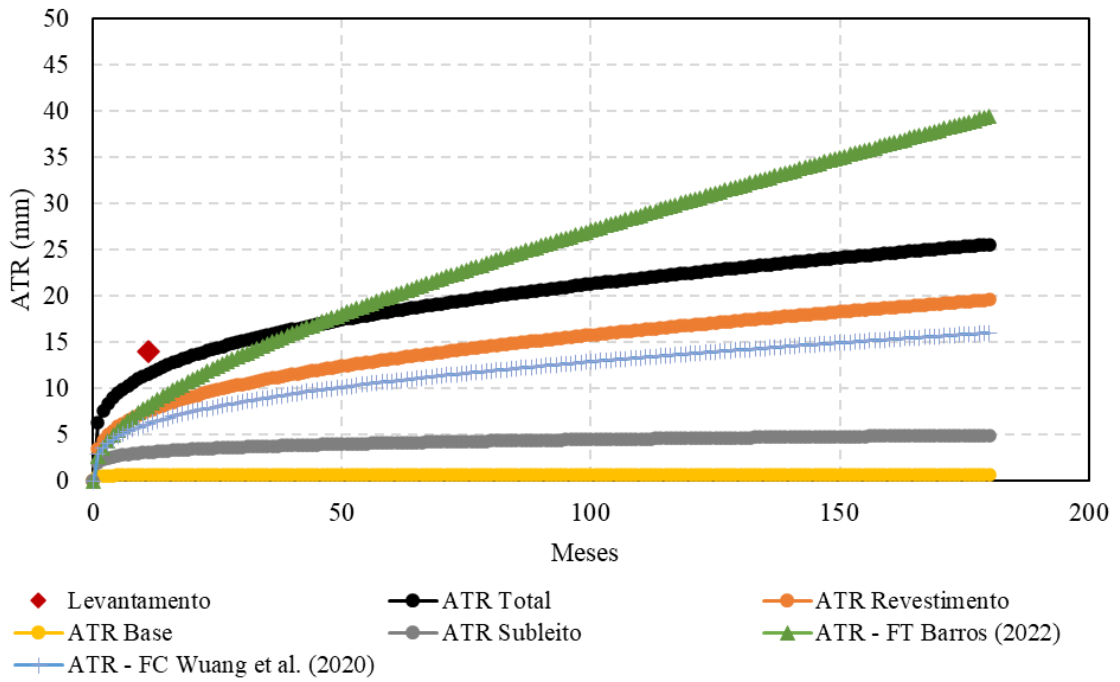


Figura 167: Simulação FlexPAVE para a BR-040 utilizando as formulações da AASHTO e a carga real dos veículos (Cenário a)

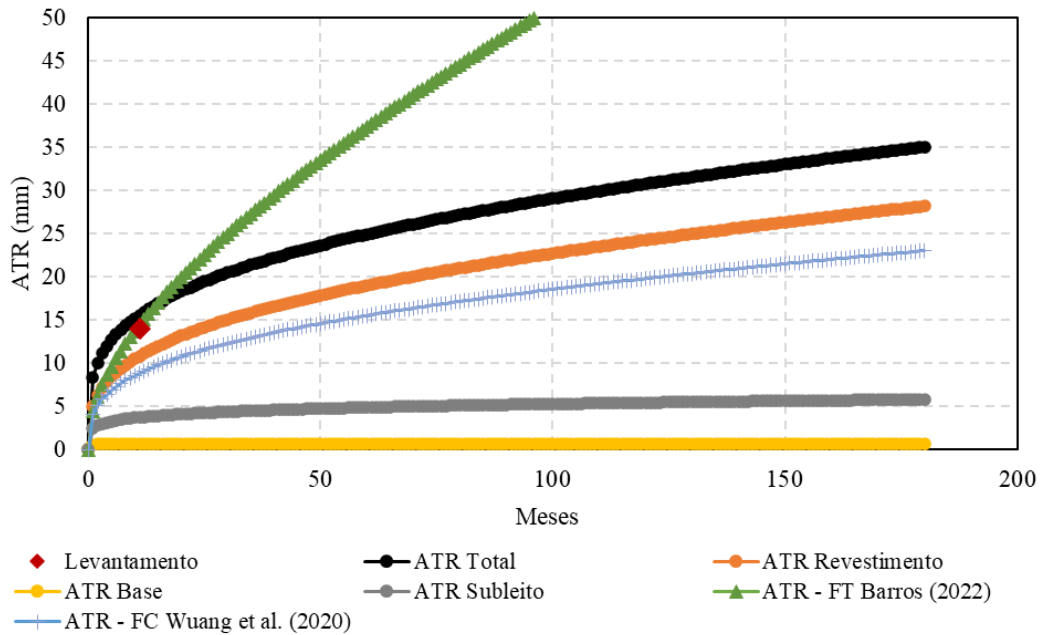


Figura 168: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e a carga real dos veículos (Cenário b)

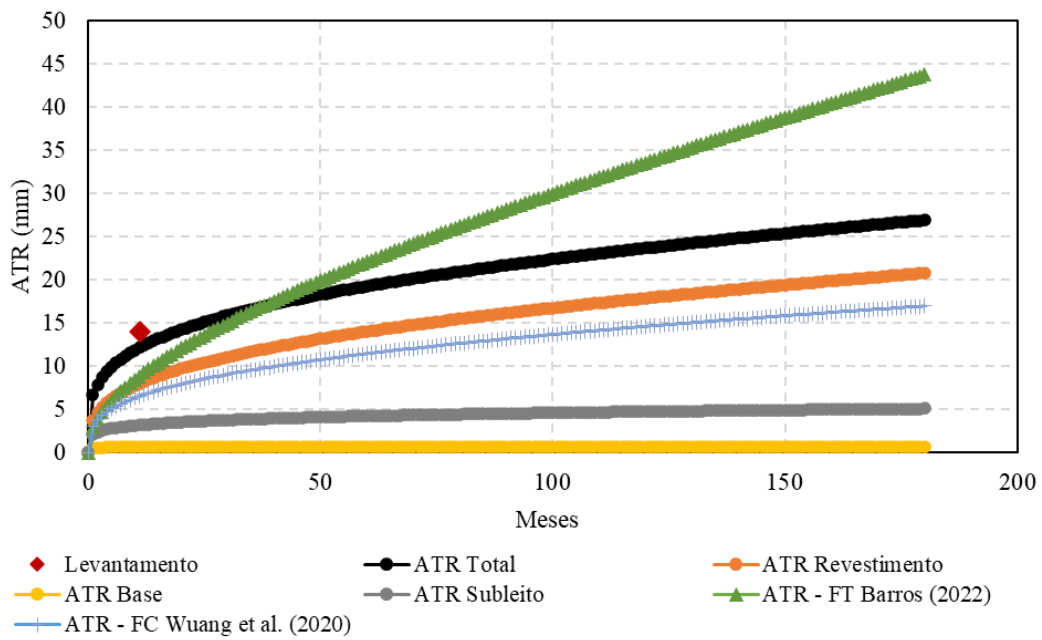


Figura 169: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da AASHTO e todos os veículos carregados (Cenário c)

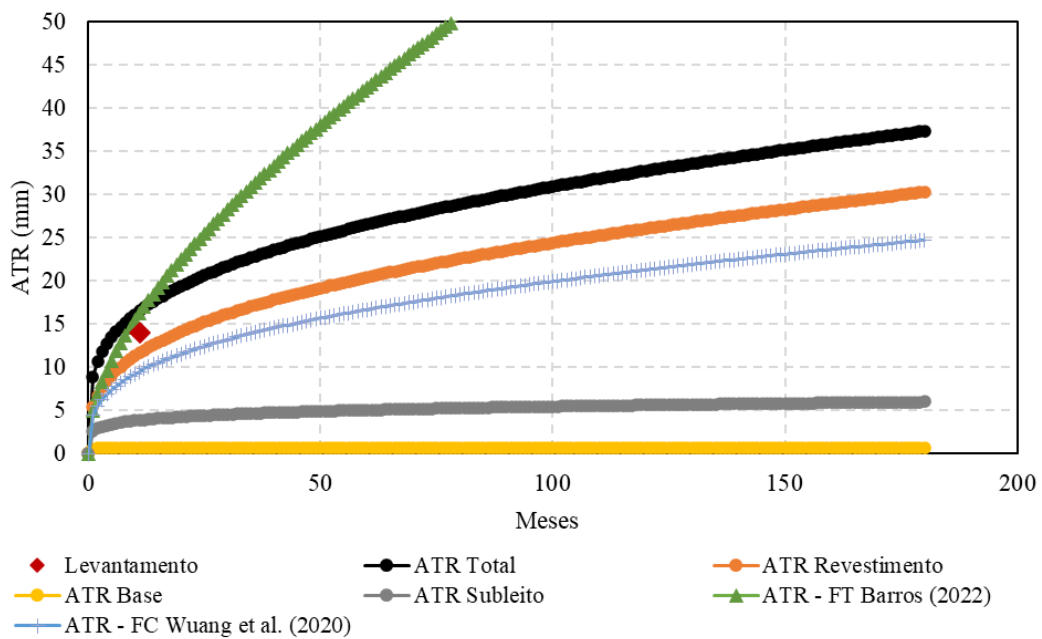


Figura 170: Simulação FlexPAVE para a BR-290 utilizando as formulações da USACE e todos os veículos carregados (Cenário d)

Constata-se novamente que quanto maior o ESAL maior os afundamentos previstos, tendo, portanto, os maiores afundamentos os previstos pelo Cenário d, associados as formulações da

USACE e com todos os veículos carregados. Utilizando a função de transferência de Barros (2022) foi possível se aproximar do comportamento de campo no caso dos cenários b e d, que utilizam as formulações da USACE. Ressalta-se que tal função de transferência foi concebida utilizando os FVs da USACE e provavelmente por este motivo os dados se alinham de uma melhor forma nos cenários b e d, demonstrando a importância das considerações corretas no momento da aplicação da função de transferência.

7.3. FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA PRELIMINAR BRASILEIRA

Barros (2022) desenvolveu uma função de transferência preliminar considerando as pistas Experimentais do Projeto Fundão e os trechos da GO-070 e ERS-509. A função foi prevista considerando as seguintes condições de contorno:

- A metodologia de ensaio aplicada foi o SSR proposto por Kim e Kim (2017) em conjunto com o *shift model* e o resultado do módulo dinâmico para a camada de revestimento;
- A versão do FlexPAVE utilizada foi a 1.1;
- O clima previsto é sempre da estação mais próxima ao trecho em conjunto com o EICM para criar o perfil de distribuição de temperatura no pavimento;
- A taxa de crescimento do tráfego foi considerada como sendo 3%;
- Nenhum fator de ajustes mensal não foi aplicado;
- A carga do eixo considerada foi de 80 kN e a pressão do pneu adotada é de 800 kPa com uma área retangular (relação comprimento / largura de 1,5714);
- O fator veicular utilizado para cálculo do ESAL é o do Corpo de engenheiros dos Estados Unidos (USACE) e todos os veículos foram considerados carregados, ou seja, o tráfego de projeto foi estimado com base em contagens volumétricas disponíveis nos referidos estudos, sem contabilização das cargas rodantes;
- Para formulação da função de transferência foi considerado somente o ATR do revestimento asfáltico em comparação com as medidas de campo em uma função polinomial de segundo grau; ou seja, entendeu-se que as deformações permanentes nas camadas inferiores já

havia cessado e que as deformações permanentes medidas na trilha de roda eram provenientes da camada asfáltica.

- Foi utilizado como procedimento de ensaio a proposta de norma pelo TED 680/2020 desenvolvida pela COPPE/UFRJ em conjunto com CENPES/PETROBRAS, UFC e a UFRGS, onde a principal diferença observada é a preparação da amostra que não possui nenhum tipo de corte ou extração e as temperaturas são fixas em 54°C para temperatura alta e 20°C para temperatura baixa.

Utilizando a mesma metodologia de Barros (2022) para a simulação no FlexPAVE e inserindo os dados juntamente com os obtidos pela autora nesta tese, obtemos os resultados da Figura 171. Pode-se observar que os dados das simulações da BR-290 e BR-040 estão próximos a função de transferência de Barros (2022) obtendo um R^2 de 0,763. Realizando a recalibração da função é possível observar um pequeno ajuste da função, mas apenas com uma melhora marginal do R^2 .

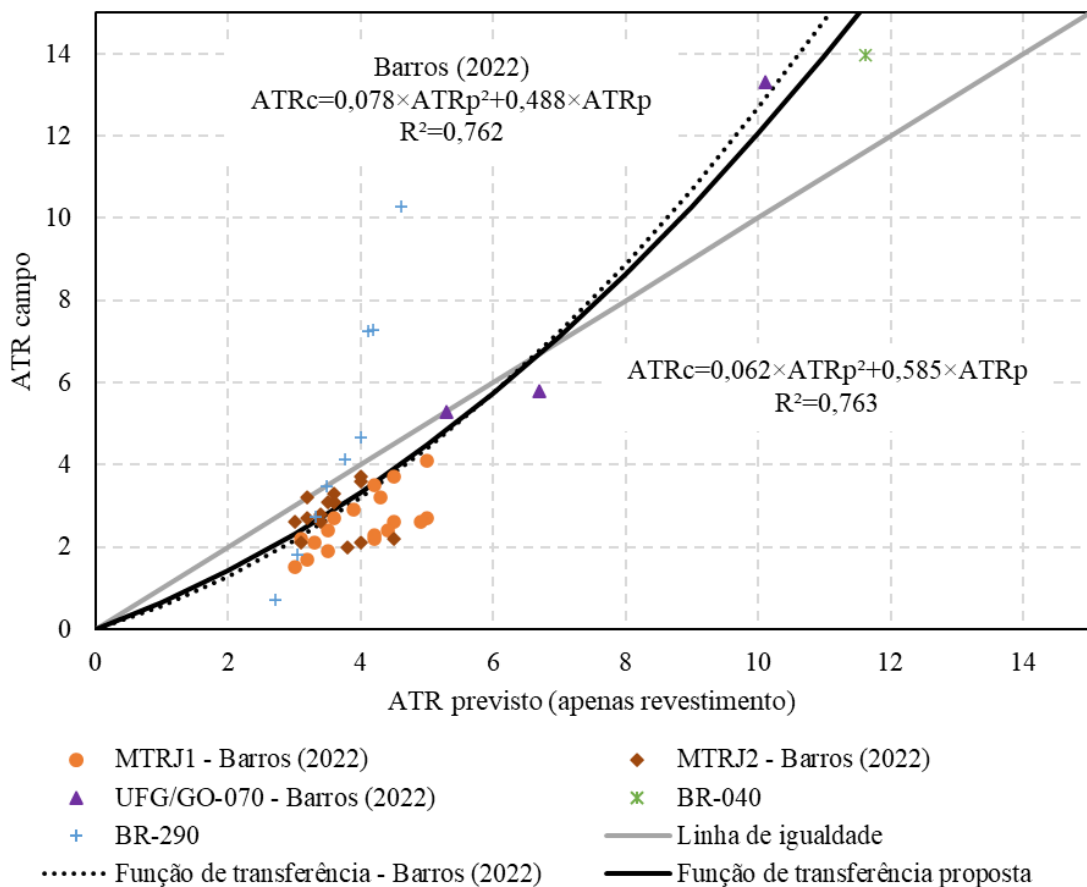


Figura 171: Função de transferência com os dados de Barros (2022) e desta tese exceto os trechos da UFSM em uma função polinomial

Ainda é possível observar uma proximidade entre os resultados experimentais e a linha de igualdade, supondo assim que uma função linear também se ajustaria bem aos dados. A Figura 172 apresenta os mesmos dados citados onde encontra-se a reta bem próxima a igualdade com um fator multiplicador de ATR previsto de 0,9788, ou seja, muito próximo a um, e um R^2 de 0,8816. Apesar deste fato, destaca-se que neste momento a função preliminar considerada apenas os afundamentos previstos pelo revestimento e que desconsiderar a utilização de uma função de transferência ainda seria muito precoce.

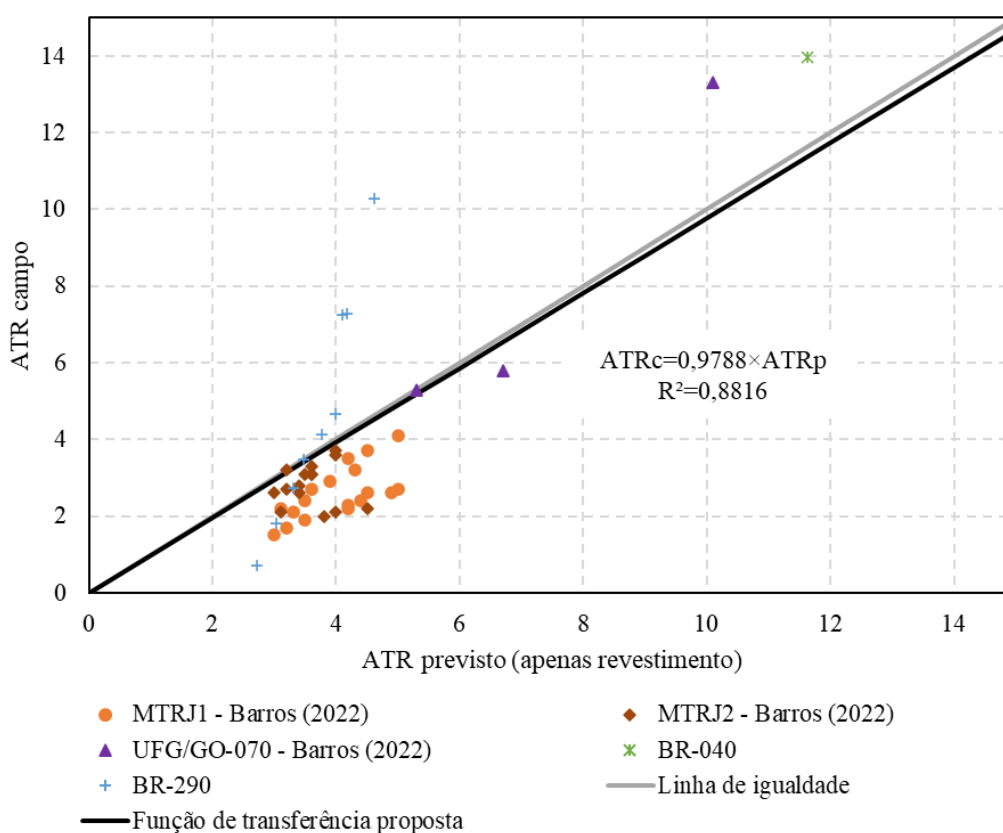


Figura 172: Função de transferência com os dados de Barros (2022) e desta tese exceto os trechos da UFSM em uma função linear

Adicionando os dados pertencentes ao trecho da UFSM apresentado por Barros (2022) encontramos a função de transferência conforme modelo anotado na Figura 173. O MEPDG prevê em seu guia de calibração a importância da utilização de segmentos heterogêneos (AASHTO, 2010). Apesar da redução do R^2 considera-se que a utilização de diferentes materiais permite que a função possa ser representativa de mais trechos.

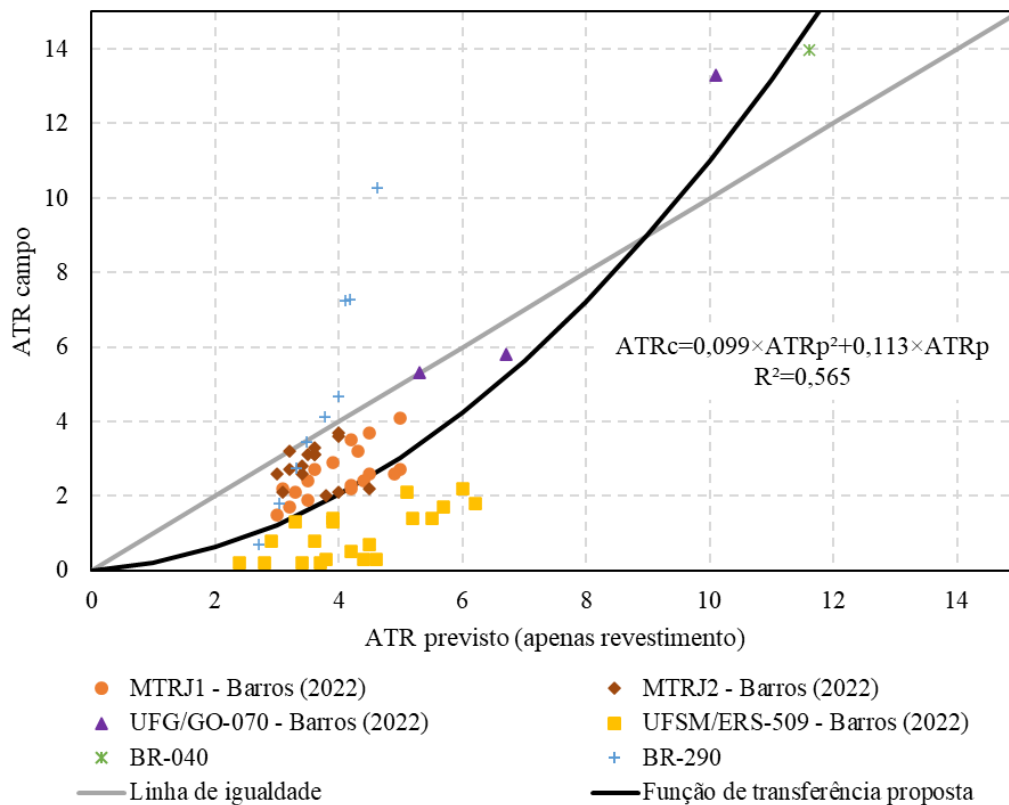


Figura 173: Função de transferência com os dados de Barros (2022) e desta tese

O guia do MEPDG também sugere a utilização de um número mínimo de 30 segmentos heterogêneos de pavimento deve ser incluído para realizar a calibração de uma função de transferência para que os resultados sejam estatisticamente significativos (AASHTO, 2010). Portanto, a função apresentada acima, ainda que apresente um coeficiente de correlação menor do que aquela apresentada na Figura 171, pode ser considerada mais adequada para uma função preliminar de transferência do SSR no Brasil. Há de se notar, no entanto, que a primeira função apresentada estima resultados de campo a maior do que a segunda; ou seja, isto pode ser considerado um efeito negativo da adoção da segunda função sobre a primeira.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo destina-se a apresentar as principais conclusões obtidas a partir dos objetivos elencados no início desta tese. Ainda serão deixadas algumas sugestões para o seguimento desta pesquisa, visto que o mesmo se limita aos materiais e trechos estudados. O principal objetivo desta tese foi contribuir na análise da deformação permanente, principalmente focado em misturas asfálticas brasileiras. Também foi possível realizar análises que contribuem para o cenário nacional do ponto de vista de calibração de novos modelos para previsão do ATR e na perspectiva de uma nova normativa para o ensaio de SSR.

8.1. CONCLUSÕES

O primeiro desafio desta tese foi realizar a concepção de uma câmara triaxial que permitiria a realização dos ensaios SSR junto ao equipamento hidráulico MTS 810 para implantação do ensaio de SSR no LAPAV-UFRGS haja visto que este é um ensaio de limitado uso no Brasil. Considerando limitações como utilização de extensômetros e o tamanho da câmara de temperatura foi possível projetar uma câmara eficiente. Ainda a programação necessária para uso do controlador da MTS 810 permitiu que se elabora-se um procedimento de ensaio com carregamento contínuo, ou seja, sem intervalo entre os blocos de tensão desvio.

Buscando avançar na análise e compreensão do comportamento a deformação permanente e como se relaciona com variações de ligantes asfálticos e faixas granulométricas, o capítulo 5 apresentou uma avaliação de 8 misturas asfálticas, em três faixas granulométricas (TMN 12,5mm, TMN 19mm e *gap graded*) e quatro ligantes asfálticos (CAP 50/70, AMP 60/85 e dois AB8). Primeiramente através dos ensaios mecânicos convencionais não foi possível constatar um padrão de comportamento entre RT e MR, tendo com destaque as misturas com ligantes modificados que apresentaram melhor comportamento. Já nesta análise inicial ficou evidente a diferença do comportamento de ambos os ligantes com asfalto borracha.

Com relação ao resultado de *flow number* das misturas asfálticas destacou-se o resultado da mistura com AMP 60/85, que corrobora com os dados da bibliografia apresentada. Já com relação as faixas a mistura com *gap graded* obteve um menor *flow number*, provavelmente ocasionado pelas condições severas de temperatura de ensaio e o maior teor de ligante asfáltico

presente na mistura. Nas análises de RT, MR e FN foi realizada a análise da ANOVA que demonstrou ser uma excelente ferramenta para compreensão do conjunto de amostras.

Reunindo os resultados de FN desta tese com o de outros autores (Almeida Júnior, 2016; Almeida Júnior et al, 2018; Barros, 2017; Centofante, 2016; Faccin, 2018; Nascimento, 2008; Possebon, 2018) é possível destacar o efeito do ligante como principal efeito de alteração do FN, principalmente quando se trata da modificação com asfalto polímero. Sobre os valores médios de FN das faixas granulométricas, no conjunto de dados analisados, apresentam um alto desvio padrão, quase igual o valor da média, demonstrando assim ser um fator bem variável.

Partindo para as análises do ensaio SSR para o banco de resultados, observou-se que nenhuma delas desenvolveu a zona terciária em nenhum dos 3 blocos durante a execução do ensaio pela AASHTO TP 134. Tal fato que corrobora com Barros (2022), em que não teve dificuldades em aplicar a metodologia americana.

Dentro das análises dos ligantes asfálticos a partir do RSI constatou-se que o ligante mais propenso ao desenvolvimento de deformações permanentes é o CAP 50/70. Ainda é possível destacar os baixos valores de RSI das misturas AB8.1 nas faixas densas que indicam um bom comportamento a deformação permanente. Referente as faixas granulométricas não há uma mudança significativa entre as faixas densas, porém a *gap graded* teve uma redução significativa no asfalto borracha.

Comparando os dados obtidos com o *flow number* constata-se a discrepância de resultados, principalmente quando se trata das misturas com AB8, onde a tensão confinante demonstrou-se fundamental para elevar o comportamento do material, o que já havia sido observado nos ensaios de simulação com o Teste de Hamburgo de Faccin (2018). Os baixos valores de RSI encontrados para as misturas AB8 também corroboram com o comportamento observado em campo por Camargo et al. (2019).

Na avaliação dos parâmetros divergentes entre a proposta de norma brasileira e a AASHTO TP 134 foram analisados 4 itens apresentados no capítulo 6. Com relação a tais análises conclui-se que:

- Quanto realizado intervalo de repouso entre blocos de tensão desvio nota-se uma maior recuperação da deformação plástica devido ao comportamento mais elástico do material na temperatura baixa. Já relação ao aumento do tempo de repouso não há uma tendência

observada. Como as recuperações se mantem abaixo de 5% considera-se que a utilização de intervalos de repouso não causou grandes alterações no resultado dos ensaios.

- O processo de extração da amostra aumentou significativamente a deformação, provocando um aumento no RSI de 84% da amostra extraída para que não possuía nenhum tipo de corte. Acredita-se que esta variação pode estar atrelada a dois fatores: a distribuição do volume de vazios, que é bem mais homogênea em amostras retiradas do centro de uma amostra maior, bem como, a micro trincas que podem surgir na amostra durante o processo de serragem.
- A alteração de protocolo de ensaio proposta por Bastos (2016) ensaiadas em uma mesma mistura acarretaram a redução de 55% RSI em relação ao protocolo da AASHTO TP 134. O shift model não leva em consideração alterações na tensão confinante, e por este motivo foram encontrados resultados distintos. Salienta-se que maiores investigações devem ser realizadas utilizando dados de campo para verificar quais tensões se adaptam melhor a realidade brasileira.
- Utilizar somente a drenagem inferior demonstrou-se tão efetivo quanto a drenagem dupla, pois realizando o cálculo do RSI em ambas as condições encontramos uma diferença igual a 1,43%, podendo ser considerado ruído experimental. Assim, verifica-se que ambos os processos de drenagem são efetivos para que não ocorra poro-pressão na amostra considerando as misturas estudadas; deve-se notar que materiais com diferentes volumes de vazios interconectados não foram testados

Por último, o capítulo 7 trouxe os resultados de ensaios e simulações no HDM-4, *PavementME* e FlexPAVE de dois trechos experimentais: um na BR-290 com dados coletados de campo de 2010 à 2019 e outro na BR-040 de 2019 à 2020. Neste caso conclui-se que:

- As simulações no HDM-4 demonstraram a importância da calibração dos fatores k na utilização do modelo de deformação permanente, principalmente quando se trata do k_{pd} (fator de calibração para a deformação plástica) que usualmente é utilizado igual 0, sendo isso constatado na simulação onde este fator foi utilizado igual a 1.
- No caso do *PavementME* pode-se destacar dois pontos que possivelmente melhorariam as previsões: fatores de calibração local e ensaios de *creep compliance* da mistura

asfáltica. No caso deste estudo como foram utilizados apenas as propriedades volumétricas e do ligante asfáltico para prever a função de *creep compliance* (Equação 9) da mistura asfáltica, observou-se uma baixa correlação entre o resultado da simulação e do campo principalmente no caso da BR-040. Isso se deve ao fato que possivelmente a mistura da BR-040 possua problemas de adesividade com o ligante asfáltico, o que não pode ser representado pelas propriedades utilizadas na Equação 9.

- As simulações no FlexPAVE foram as que apresentaram uma melhor correlação com o campo;
- Durante a análise de sensibilidade ao tráfego com as simulações do FlexPAVE constatou-se que utilização dos fatores veiculares da USACE aumenta consideravelmente os afundamentos na trilha roda. A utilização também de todos os veículos carregados, em vez da carga real limitada a 12,5% da carga milite legal mostrou demonstrou um aumento na previsão do ATR. Tendo em vista tais discrepância, deve-se atentar para a utilização das funções de transferência, que devem ser aplicadas nas mesmas condições as quais foram previstas.

Ainda a função de transferência pode ser recalibrada, combinando os dados da pesquisa com os de Barros (2022), onde obteve-se duas equações, uma utilizando excluindo os trechos pertencentes a UFSM, que utilizavam misturas com asfalto borracha e outro com todos os dados. A função com todos os dados (Figura 173) apresentou menor coeficiente de correlação, porém, pode ser considerada mais adequada para uma função preliminar de transferência do SSR no Brasil, por se ter uma matriz mais heterogênea e pela segunda função prever afundamentos menores que a primeira (Figura 171).

8.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para contribuir com estudos futuros deixa-se as seguintes sugestões para o aprimoramento da previsão dos afundamentos de trilha de roda:

- Aumentar o banco de resultados de ensaios SSR utilizando diferentes tipos de agregados;

- Investigar com maior profundidade o comportamento de misturas com asfalto borracha com a utilização de tensão confinante, dentro do ensaio FN e SSR, para melhorar as correlações campo-laboratório;
- Aumentar a base de dados utilizados na função de transferência do ensaio SSR de forma a melhorar as previsões de ATR em campo;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA JÚNIOR. P. O. B. Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO R 83. Standard Practice for Preparation of Cylindrical Performance Test Specimens Using the Superpave Gyratory Compactor (SGC). USA, 2017.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO T 322. Determining the Creep Compliance and Strength of Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Indirect Tensile Test Device. USA, 2007.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP 134. Provisional Standard Method of Test for Stress Sweep Rutting (SSR) Test Using Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). USA, 2022.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO T 342. Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. USA, 2011.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP 79. Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). USA, 2015.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP 116. Standard Method of Test for Rutting Resistance of Asphalt Mixtures Using Incremental Repeated Load Permanent Deformation (iRLPD). USA, 2015.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO T – 322-07. Determining the Creep Compliance and Strength of Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Indirect Tensile Test Device. USA, 2007.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP 134-19. Provisional Standard Method of Test for Stress Sweep Rutting (SSR) Test Using Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). USA, 2019.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO T 342-11. Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. USA, 2011.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP - 79-15. Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). USA, 2015.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP - 116-15. Standard Method of Test for Rutting Resistance of Asphalt Mixtures Using Incremental Repeated Load Permanent Deformation (iRLPD). USA, 2015.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP 134-19. Provisional Standard Method of Test for Stress Sweep Rutting (SSR) Test Using Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). USA, 2019.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO T 342-11. Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. USA, 2011.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP - 79-15. Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). USA, 2015.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: AASHTO TP - 116-15. Standard Method of Test for Rutting Resistance of Asphalt Mixtures Using Incremental Repeated Load Permanent Deformation (iRLPD). USA, 2015.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION: Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice. 2ª Edição. USA, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6114 – 97: Standard Specification for Asphalt-Rubber Binder. USA, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6114 – 97: Standard Specification for Asphalt-Rubber Binder. USA, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6114: Standard Specification for Asphalt-Rubber Binder. USA, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D8: Standard Terminology Relating to Materials for Roads and Pavements. USA, 2019.

ANTT, AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. Contribuição das monitorações das UAs - VIA-040 na avaliação de modelos de previsão de desempenho da AASHTO, MEDINA HDM-4. Relatório final. Nova Lima/MG, 2021.

ANTT, AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. Recurso de desenvolvimento tecnológico RDT: Análises de desempenho de pavimentos asfálticos e de fator campo laboratório e contribuição ao método MeDiNa através de ensaios, instrumentação e monitoração realizados em trechos experimentais. Relatório final. Nova Lima/MG, 2019.

ARANGO, L. F.; NUNEZ, A. Calibración y Adaptacion del Modelo HDM-4 a las condiciones viales de Brasil. Disponível em: <http://www.hdmglobal.com/services/hdm-4-articles-and-papers/hdm-4-international-conference-santiago-chile-sept-2017/>. Acesso em: 25 de maio de 2020.

ARANGO, L. F.; NUNEZ, A. Resultados do projeto de calibração e aferição do modelo HDM-4 para as condições da rede de rodovias do Brasil. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/campanhas-e-eventos/semana-do-planejamento/2a-semana-do-planejamento/1-calibracao-hdm-4-dnit-luisa-fernanda-arango.pdf/view>. Acesso em: 11 jun 2022. 2017.

ASPHALT INSTITUTE. Manual series No. 02 (MS-2): Asphalt Mix Design Methods. 7ª Edição. USA, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15086: Materiais Betuminosos - Determinação da Recuperação Elástica pelo Ductilômetro. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15087: Misturas asfálticas — Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15184: Materiais Betuminosos - Determinação da Viscosidade em Temperaturas Elevadas Usando um Viscosímetro Rotacional. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15573: Misturas asfálticas — Determinação da densidade aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15617: Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15619: Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15619: Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16018: Misturas asfálticas — Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida, Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16018: Misturas asfálticas — Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida, Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16505: Misturas asfálticas — Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6293: Ligantes asfálticos - Determinação da ductilidade. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6296: Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6560: Materiais Betuminosos - Determinação do Ponto de Amolecimento - Método do Anel e Bola. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6576: Materiais Asfálticos - Determinação da Penetração. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 30: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

BARROS, L. M. Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho conforme critério de flow number de misturas quentes e morna. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2017.

BARROS, L. M. Implementação do Ensaio Stress Sweep Rutting e do *Shift Model* para a Previsão da Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Brasileiras. Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2022.

BARROS, L. M.; BRITO, L. A. T. e CERATTI, J. A. P. Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes. Anais do XVIII Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto (CILA). Bariloche, Argentina. 2015.

BARROS, L. M.; LIMA, C. D. A. L.; NASCIMENTO, L. A. H. N.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. Anais do XXXIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET. Balneário Camboriú, SC. 2019.

BARROS, L. M.; LIMA, C. D. A. L.; NASCIMENTO, L. A. H. N.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. Anais do XXXIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET. Balneário Camboriú, SC. 2019.

BARROS, L. M.; LIMA, C. D. A. L.; NASCIMENTO, L. A. H. N.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. Anais do XXXIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET. Balneário Camboriú, SC. 2019.

BARROS, L. M.; Nascimento L. A. H.; ARAGÃO, F. T. S.; UNDERWOOD, S. B.; PIVETTA, F. C. Characterization of the permanent deformation of asphalt mixtures based on indexes and on pavement structural performance. *Journal Construction and Building Materials*, Volume 326, 4, 126555. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126555. 2022.

BARROS, L. M.; NASCIMENTO L. A. H.; ARAGÃO. Effects of binder and aggregate properties on the permanent deformation of asphalt mixtures by means of uniaxial and triaxial tests. *Construction and Building Materials*. Doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127346.

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

BASTOS, J. B. S.; SILVA, S. A. T.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H.; KIM, R. Triaxial stress sweep test protocol considerations for permanent deformation characterisation of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*. DOI:10.1080/14680629.2016.1261729. 20192016.

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. 29-40. 2017.

BASTOS, J. B. S.1, BORGES, R. L., SOARES, J. B., KLINSKY, L. M. G. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo. TRANSPORTES v. 23, n. 3, 2015. ISSN: 2237-1346 (online). DOI:10.14295/transportes.v23i3.914.

BECKERT, K. E. K. Comparação entre o novo método de dimensionamento e a avaliação dos pavimentos flexíveis das estradas brasileiras. Trabalho de Conclusão de Curso, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

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

BOCK, A. L. Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2012.

BOCK, A. L. Pesagem em movimento de cargas atuantes em rodovias e seu impacto no desempenho de pavimentos da Rede temática de asfalto. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2016.

BOEIRA, F. D. Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

BORDIN, D. T. Implantação, acompanhamento e análise de desempenho de trechos monitorados em Santa Maria-RS. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2020.

BORGES, R. L. Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do *Shift Model* viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Fortaleza, 2014.

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

BSI Standards publication. EN 12697-25. Bituminous mixtures. Test methods. Cyclic compression test. 2016.

BUTTLAR, W.; WANG, H.; MOGAWER, W. Performance space diagram for the evaluation of high- and low-temperature asphalt mixture performance. Road Materials and Pavement Design. DOI:10.1080/14680629.2016.1267446. 2016.

CALTRANS: State of California Department of Transportation. Asphalt rubber usage guide. USA, 2006.

CAMARGO, F. F.; BERNUCCI, L. Case history study: field monitoring and performance prediction of a field-blended rubber asphalt mixture in Brazil. *International Journal of Pavement Engineering*, 20:2, 172-182, DOI: 10.1080/10298436.2017.1279484. 2019.

CAMARGO, F. F.; VASCONCELOS, K.; BERNUCCI, L. Laboratory comparison of permanent deformation and fatigue behavior of neat, polymer, and rubber-asphalt binders. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. TRB 2019 Annual Meeting. 2019.

CASA DO IMÃ. Fixador magnético com furo rebaixado, disponível em: <https://www.casadoima.com.br/fixadores/fixador-magn%C3%A9tico-16-x-5-mm-com-furo-rebaixado?mfp=2f-fixadores-magnetico%5Bfuro-rebaixado%5D>. Acesso em: 10 de março de 2020.

CAVALCANTI, L. S. Efeito de Alguns Modificadores de Ligantes na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas. Dissertação de Mestrado COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.

CENTOFANTE, R. Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

CHOI, Y. T. Development of a Mechanistic Prediction Model and Test Protocol for the Permanent Deformation of Asphalt Concrete. Tese – North Carolina State University, 2013.

CHOI, Y. T. e KIM, Y. R. Implementation and verification of a mechanistic permanent deformation model (shift model) to predict rut depths of asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 15, Nº S1, pp. 195-218, 2014. DOI: 10.1080/14680629.2014.927085.

CHOI, Y.; KIM, Y. R. Development of a calibration testing protocol for the permanent deformation model of asphalt concrete. *Road Materials and Pavement Design*. 2013b.

CHOI, Y.; KIM, Y. R. Development of Characterization Models for Incremental Permanent Deformation Model for Asphalt Concrete in Confined Compression. TRB 2013 Annual Meeting. 2013a.

CHRISTENSEN, D. W.; BONAQUIST, R. F. NCHRP REPORT 530: Evaluation of Indirect Tensile Test (IDT) Procedures for Low-Temperature Performance of Hot Mix Asphalt. Advanced Asphalt Technologies, LLC Sterling, VA. 2004.

CLYNE, T. R.; Li, X.; Marasteanu, M. O.; Skok, E. L. Dynamic and resilient modulus of Mn/DOT asphalt mixtures. Minnesota Department of Transportation. Final Report. St. Paul, Minnesota, 2003.

COLERI, E.; HARVEY, J. T.; YANG, K.; BOONE, J. M. Investigation of asphalt concrete rutting mechanisms by X-ray computed tomography imaging and micromechanical finite element modeling. *Materials and Structures*. 2013. DOI 10.1617/s11527-012-9951-x.

COOLEY JR., L. A.; KANDHAL, P. S.; BUCHANAN, M. A.; FEE, F.; EPPS, A. Transportation Research E-Circular Number E-C016: Loaded Wheel Testers in the United States: State of the Practice. Washington, DC. 2000.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 035: Agregados - Determinação da Abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 054: Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 084: Agregados Miúdos- Determinação da Densidade Real. Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 086: Agregados - Determinação do Índice de Forma. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 089: Avaliação da durabilidade pelo emprego de solução de sulfato. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2006: Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 111/2009: Pavimentação flexível - Cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de material. 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 112/2009: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfaltoborracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de serviço. 2009.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 136/2010 - ME: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 180/2018: Pavimentação - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida – Método de ensaio. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 184/2018 - ME: Pavimentação - Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 412/2019 - ME: Pavimentação - Misturas asfálticas – Análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 416/2018 - ME: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo dinâmico – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

DOUGAN, C. E* - Dynamic Modulus - Test Protocol – Problems and Solutions. Connecticut Department of Transportation in Cooperation with the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. University of Connecticut, USA, 2003.

ENDRES, L. P. O efeito da sobrecarga nas manutenções de pavimentos flexíveis utilizando o HDM-4. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2019.

FACCIN, C. Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

Federal Highway Administration (2002) Superpave Binder Specification. FHWA, 115p. Washington, D.C. www.tfhrc.gov/.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA-HIF-14-015). The Use of Recycled Tire Rubber to Modify Asphalt Binder and Mixtures. Office of Asset Management, Pavements, and Construction. 2014.

FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B.; BASTOS, J. B. S. Métodos de seleção granulométrica com foco na resistência à deformação permanente. Revista Transportes v. 24, n. 2, p. 46-52. 2016.

FRANCKEN, L. Permanente Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression. Proceedings of the Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 483-496. The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, 1977.

FRANCO, F. A. C. P., e MOTTA, L. M. G. Execução de Estudos e Pesquisa para Elaboração de Método Mecânico – Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Projeto DNIT TED n° 682/2014. Processo n° 50607.002043/2013-00. Convênio UFRJ-DNIT, Rio de Janeiro/RJ. 2020.

Fwa et al. (1996),

GHANBARI, A. UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R: Development of a rutting index parameter based on the stress sweep rutting test and permanent deformation shift model. International Journal of Pavement Engineering. 2020. DOI:10.1080/10298436.2020.1748190

GIBSON, N. H.; KUTAY, M. E.; KERAMAT, D. e YOUTCHEFF, J. Multiaxial strain response of asphalt concrete measured during flow number simple performance test. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 78, pp. 25-66, 2009.

GOUVEIA, B. C. S.; BASTOS, J. B. S. e SOARES, J. B. Contribuições quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. 45° Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, 2016.

GRIMM, H. G. Espectro de cargas em rodovias brasileiras: uma avaliação com dados em massa. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2021.

HAIJ, E. Y.; HAND, A. J. T.; CHKAIBAN, R.; ASCHENBRENER, T. B. Index-Based Tests for Performance Engineered Mixture Designs for Asphalt Pavements. FHWA-HIF-19-103, Final Report. 2019.

HARVEY, J.; ERIKSEN, K.; SOUSA, J.; MONISMITH, C.L. Effects of Laboratory Specimen Preparation on Aggregate-Asphalt Structure, Air Void Content Measurement, and Repetitive Simple Shear Test Results; Journal of Transport Research Record. 1454. 113-122. 1994.

HUANG, B.; MOHAMMAD, L. N.; GRAVES, P. S.; ABADIE, C. Louisiana Experience with Crumb Rubber-Modified Hot-Mix Asphalt Pavement. Transportation Research Record 1789; Paper No. 02-2620. 2002

INMET (2022) Disponível em: <https://portal.inmet.gov.br/normais>. Acessado no dia 11 de maio de 2022.

JONES, D.; LIANG, Y.; HARVEY, J. Performance Based Specifications: Literature Review on Increasing Crumb Rubber Usage by Adding Small Amounts of Crumb Rubber Modifier in Hot Mix Asphalt. REPORT NUMBER: UCPRC-TM-2017-05. 2017.

KALOUSH, K. E.; BILIGIRI, K. P.; NORDGREN, T.; ZEIADA, W. A.; RODEZNO, M. C.; SOULIMAN, M. I.; REED, J. X.; STEMPIHAR, J. Laboratory Evaluation of Asphalt-Rubber Gap Graded Mixtures Constructed on Stockholm Highway in Sweden. Asphalt Rubber 2012. 2012.

KERN, C. Análise de desempenho de pavimentos da Rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul – a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2017.

KERN, C.; BOCK, A. L.; NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A. P. Monitoring and performance analysis of two pavement sections of highway 1 BR-448/RS included in the Asphalt Thematic Network Project. ISAP Conference. 2018.

KIM, D.; KIM, Y. R. Characterization of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures with Minimum Strain Rate, LVECD Program, and Triaxial Stress Sweep Test. TRB 2017 Annual Meeting. 2017a.

KIM, D.; KIM, Y. R. Development of Stress Sweep Rutting (SSR) test for permanente deformation characterization of asphalt mixture. Construction and Building Materials. 2017b.

KIM, Y. R., JADOUN, F. M., HOU, T., AND MUTHADI, N. Local calibration of the MEPDG for flexible pavement design. No. FHWA\ NC\ 2007-07, NC Department of Transportation Research and Analysis Group, North Carolina Department of Transportation, Raleigh, North Carolina. 2011.

KIM, Y. R., JADOUN, F. M., HOU, T., AND MUTHADI, N. Local calibration of the MEPDG for flexible pavement design, No. FHWA\ NC\ 2007-07, NC Department of Transportation

Research and Analysis Group, North Carolina Department of Transportation, Raleigh, North Carolina. 2011.

KIM, Y.R. Modeling of Asphalt Concrete. North Carolina: McGraw-Hill Professional, 2009. 460p. ISBN: 007146462X.

KLINSKY, L. M. G., FARIA, V. C.. Asfalto Borracha: Revisão bibliográfica, avaliação reológica do ligante asfáltico e determinação dos parâmetros mecânicos das misturas asfálticas. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). 2017.

KLINSKY, L. M. G., FARIA, V. C.. Determinação do módulo de resiliência, módulo dinâmico e flow number de misturas asfálticas com diversos ligantes asfálticos e faixas granulométricas. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). 2018.

LACROIX, A.; KIM, Y. R. Performance Predictions of Rutting for the NCAT Test Track. TRB 2014 Annual Meeting, Paper No. 14-0659. 2014. DOI:10.3141/2457-05

LEANDRO, R. P.; SAVASINI, K. V.; BERNUCCI, L. L. B.; BRANCO, V. T. F. C. Influência das propriedades de forma da fração graúda do agregado no controle da deformação permanente de misturas asfálticas densas. Revista Transportes v. 24, n. 2, p. 46-52. 2016.

LIU, Y.; HAN, S.; ZHANG, Z.; XU, O. Design and evaluation of gap graded asphalt rubber mixtures. Materials and Design 35, p. 873–877. 2012.

LO PRESTI, D. Recycled tyre rubber modified bitumens for road asphalt mixture: A literature review. Construction and Building Materials 49, p. 863 – 881. 2013.

LUSHER, S. M. Cold Temperature Creep Compliance and Strength of Missouri Hot Mix Asphalt (HMA) Mixtures Using Indirect Tensile Test. Missouri Department of Transportation with the Federal Highway Administration. Missouri University of Science and Technology, USA, 2017.

MALLELA, J.; GLOVER, L. T.; DARTER, M. I.; VON QUINTUS, H.; GOTLIF, A.; STANLEY, M.; SADASIVAM, S. Guidelines for Implementing NCHRP 1-37A M-E Design Procedures in Ohio: Volume 1— Summary of Findings, Implementation Plan, and Next Steps. Final report FHWA/OH-2009/9A. 2009.

MATTOS, J. R. G. Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – A implantação do projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. Tese (Doutor em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2014.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos pavimentos. 3ª ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos pavimentos. 3ª ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.

MELLO, L. G. R. O Estudo do Dano em Meio Contínuo no Estudo da Fadiga em Misturas Asfálticas. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Brasília, DF, 2008.

MENSCH, N. G.; BRITO, L. A. Efeito da sobrecarga em pavimentos flexíveis – uma análise simplificada das cargas rodantes na BR-290/RS. VII Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS. RS, São Leopoldo. 2015.

MENSCH, N. M. Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2017.

MOROSIUK, G.; RILEY, M. J.; ODOKI, J. B. Modelling road deterioration and works effects Version 2. Volume 6. 2014. ISBN: 2-84060-102-8.

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

NASCIMENTO, L. A. H DO. Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil. Dissertação (Doutorado em filosofia) - Faculty of North Carolina State University. Transportation Materials. Raleigh, North Carolina – USA, 2015.

NASCIMENTO, L. A. H. do. Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso compactador giratório e foco na deformação permanente. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NEGRÃO, D. Contribuição para calibração de curva de evolução de afundamentos em trilha de roda de revestimentos asfálticos com utilização de resultados obtidos de simulador de tráfego em escala real. Tese (Doutor em engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

ONOFRE, F. C. Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE. 2012.

PACHECO, L. M. Análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2014. ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B. Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

PASQUINI, E.; CANESTRARI, F.; CARDONE, F.; SANTAGATA, F. A. Performance evaluation of gap graded Asphalt Rubber mixtures. Construction and Building Materials 25, p. 2014–2022. 2011.

PEREIRA, M. A. T., PEREIRA, P. J. Notas de Aula de Estatística Aplicada à Engenharia. Disponível em <https://pemd.univasf.edu.br/arquivos/estatistica.pdf>. Acesso em 26/09/2022. 2018.

PEREIRA, M. A. T., PEREIRA, P. J. Notas de Aula de Estatística Aplicada à Engenharia. Disponível em <https://pemd.univasf.edu.br/arquivos/estatistica.pdf>. Acesso em 26/09/2022. 2018.

Planilha FlexMAT Rutting v2.1.1.xlsm. Disponível <https://highways.dot.gov/research/infrastructure/pavements/flexmat>. Acesso em 03/09/22

POSSEBON, E. P. Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no Brasil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

REIS, F. P.; MENSCH, N. G.; BRITO, L. A. T.; MEIRELLES, E. B.; LUZZI, F. C.; QUEBAUD, M. R.; TIEFENSEE, M. G. Avaliação da influência da sobrecarga dos veículos pesados na rodovia BR-290/RS. XXXI Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET. Recife/PE. 2017.

RUEDA, E. J.; SILVIA CARO, S.; CAICEDO, B: Mechanical response of asphalt mixtures under partial saturation conditions. Road Materials and Pavement Design. 2018. DOI: 10.1080/14680629.2018.1441065

SABOO, N.; REDDY, M. A.; PANDEY, B. B. Five year performance of gap graded mixes with crumb rubber modified asphalt binder. TRB 2018 Annual Meeting. 2018

SILVA, L. S. V.; J. B. S. BASTOS E J. B. SOARES (2020) Avaliação mecânica de misturas asfálticas utilizando corpos de prova extraídos e moldados. Anais do XXXIV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, v. 1. 100% Digital.

SPECHT, L. P. Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2004.

SUFIAN, A. A. Local Calibration of the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide for Kansas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Kansas State University. 2016.

TNM (TNM TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD). Calibração e aferição do modelo HDM-4 para as condições da rede de rodovias do Brasil. São Paulo, 2017.

VALE, A. C. Analisis of the evolution of permanent deformation of asphalt mixtures using the stress sweep rutting (SSR) test methodology. Dissertação (Mestrado em Engenharia de transportes) – Universidade Federal Ceará. 2020.

VAVRIK, W. R.; G. HUBER; G. LOPE E W. Pine Bailey method for gradation selection in HMA mixture design. Transportation Research Board: Transportation Research Circular N° E-C044. 2002.

VEIGA, J.; MICAEL, R.; FERREIRA, A. Rutting Models for the Use in Pavement Maintenance Management. Proceedings Ninth International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Vol 1. 2013.

VENUDHARAN, V.; BILIGIRI, P. K.; SOUSA, J. B.; WAY, G. B. Asphalt-rubber gap graded mixture design practices: a state-of-the-art research review and future perspective. Road Materials and Pavement Design. 2016. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2016.1182060>

VON QUINTUS, H. L., J. MALLELA, R. BANAQUIST, C. W. SCHWARTZ, AND R. L. CARVALHO. Calibration of Rutting Models for Structural and Mix Design. NCHRP Report 719, Washington, D.C. 2012.

VON QUINTUS, H. L.; MALLELA, J.; BANAQUIST, R.; SCHWARTZ , C. W.; CARVALHO, R. L.. Calibration of Rutting Models for Structural and Mix Design: NCHRP Report 719. Washington, D.C. 2012.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH , K.; PELLINEN, T., H.; QUINTUS,V., Simple performance test for Superpave mix design, NCHRP Report 465. Washington, 2002.

YINFEI, D.; JIAQI, C.; ZHENG, H.; WEIZHENG, L. A review on solutions for improving rutting resistance of asphalt pavement and test methods. Construction and Building Materials 168, p. 893–905. 2018.

YUSOFF, N. I. M.; CHAILLEUX, E.; AIREY, G. A Comparative Study of the Influence of Shift Factor Equations on Master Curve Construction. International Journal of Pavement Research and Technology. Vol.4 No.6. 2011

APÊNDICES

1. APÊNDICE 1 - QUADRO RESUMO COEFICIENTES DE CALIBRAÇÃO
LOCAL DO DNIT

#	Clima	Pavimento	Tráfego	Kcia	Kcpa	Kciw	Kcpw	Kvi	Kvp	Kpic	Kpir	Kpp	Ktd	Ksfc	Krid	Krst	Krpd	Kspnk	Krds	Kgm	Kgs	Kgc	Kgr	Kgp
1	Tropical Brasil Central	Concreto Asfáltico (Base Granular)	TB	0,98	0,79	0,90	1,00	0,30	0,18	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	0,80	0,00	1,00	0,39	1,00	1,20	1,20	1,20	1,00
2	Tropical Brasil Central	Concreto Asfáltico (Base Granular)	TM	0,88	0,60	1,00	0,60	0,30	0,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	0,49	0,00	1,00	0,25	1,80	1,00	1,00	1,00	2,00
3	Tropical Brasil Central	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TB	1,00	0,80	1,38	0,80	0,25	0,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,64	0,00	1,00	0,49	1,29	1,50	1,50	1,50	1,00
4	Tropical Brasil Central	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TM	1,00	0,70	1,00	0,85	1,60	0,20	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,56	0,00	1,00	0,42	0,90	1,50	1,50	1,50	1,00
5	Tropical Brasil Central	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TA	1,22	0,80	2,00	1,00	0,25	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,38	0,00	1,00	0,40	1,00	1,30	1,30	1,30	1,00
6	Tropical Brasil Central	Tratamento Duplo (Base Granular)	TB	0,95	0,65	1,19	0,90	0,25	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	0,49	0,00	1,00	0,38	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
7	Tropical Brasil Central	Tratamento Duplo (Base Granular)	TM	1,00	0,60	1,00	1,00	0,25	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	0,49	0,00	1,00	0,38	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
8	Tropical Brasil Central	Tratamento Duplo (Pavimento Asfáltico)	TB	0,99	0,50	1,03	1,00	0,25	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	0,34	0,00	1,00	0,40	0,90	0,92	0,92	0,92	2,00
9	Tropical Brasil Central	Tratamento Duplo (Pavimento Asfáltico)	TM	1,10	0,60	1,00	1,00	0,25	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	0,49	0,00	1,00	0,38	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00
10	Tropical Nordeste Oriental	Concreto Asfáltico (Base Granular)	TB	0,97	0,91	1,15	0,80	1,38	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,67	0,00	1,00	0,40	0,89	0,28	0,28	0,28	1,00
11	Tropical Nordeste Oriental	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TB	0,97	0,91	1,15	0,80	1,38	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,67	0,00	1,00	0,40	0,89	0,28	0,28	0,28	1,00
12	Tropical Nordeste Oriental	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TM	1,00	1,00	1,00	1,00	0,85	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	1,15	0,00	1,00	0,57	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00
13	Tropical Zona Equatorial	Concreto Asfáltico (Base Granular)	TB	0,80	1,00	0,90	0,65	0,30	0,40	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	1,00	0,00	1,00	0,32	1,75	1,00	1,00	1,00	1,00
14	Tropical Zona Equatorial	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TB	0,84	1,18	1,27	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,63	0,00	1,00	0,47	1,75	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15	Tropical Zona Equatorial	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TM	1,00	1,40	1,00	1,00	0,85	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	1,10	0,00	1,00	0,35	0,95	2,00	2,00	2,00	1,00
16	Tropical Zona Equatorial	Tratamento Duplo (Base Granular)	TB	0,82	1,00	1,17	0,83	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,63	0,00	1,00	0,52	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
17	Equatorial	Concreto Asfáltico (Base Granular)	TB	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	2,10	0,00	1,00	0,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00
18	Equatorial	Tratamento Duplo (Pavimento Asfáltico)	TB	1,40	1,20	0,90	1,00	0,80	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,10	1,00	1,00	1,00	0,38	1,25	1,25	1,25	2,00	1,00
19	Temperado	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TB	0,38	0,79	1,00	0,69	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	0,37	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00
20	Temperado	Concreto Asfáltico (Pavimento Asfáltico)	TM	0,90	1,50	1,00	1,40	1,00	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,00	1,00	0,42	1,00	1,00	1,00	1,40	1,00

FONTE: Arango (2017)

2. APÊNDICE 2 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO *STRESS SWEEP RUTTING* (SSR)

O ensaio SSR é normatizado pela AASHTO TP 134 e pelo projeto de norma proposta pela COPPE/UFRJ através do TED 680/2020 . Esse procedimento de ensaio descreve a preparação da amostra e a sua execução utilizando a MTS 810 e o sistema pneumático disponível no Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

2.1. Preparação de amostras

As amostras deveram ter com altura de 150,0 mm \pm 2,5 mm e diâmetro de 100,0 mm \pm 2,0 mm com volume de vazios de \pm 7%, sendo elas produzidas em compactador giratório SuperPAVE (CGS). As moldagens realizadas no CSG requerem a determinação de um fator de correção, que é a razão entre a densidade aparente obtida conforme DNIT 428/2020 e a última densidade obtida pelo equipamento.

Para determinar o fator de correção deve-se inicialmente compactar duas amostras com um fator de correção inicial de 1,03. Os corpos de prova de ensaio devem ser moldados com este novo fator de correção de forma a obter o volume de vazios alvo. São necessárias 4 amostras para cumprir todo o protocolo de ensaio.

2.2. Preparação das membranas redutoras de atrito

Para produzir as membranas anti-atrito pode-se utilizar membranas de ensaio já rasgadas e graxa de silicone. Abaixo segue um passo da produção.

Realizar a limpeza da membrana utilizando querosene.



Demarcar 3 círculos de 10cm de diâmetro e recortar.



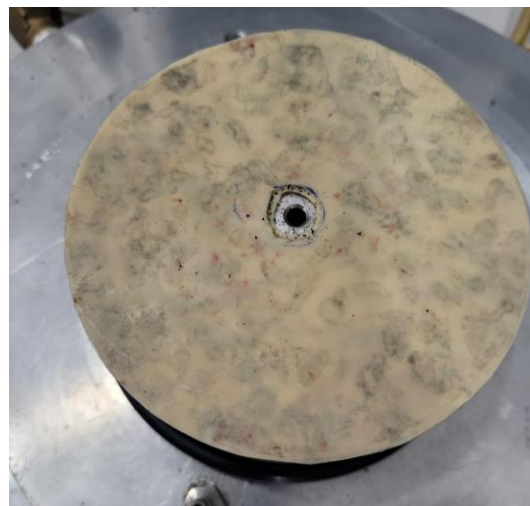
Colocar um dos círculos sobre a balança. Utilizar uma balança com uma resolução de 0,00g.

Pesar 0,12g de graxa de silicone em cada membrana.

Colocar outra membrana por cima, fazendo um “sanduíche”



Realizar um furo central.



2.3. Condicionamento das amostras

O ensaio de SSR é realizado em duas temperaturas. A norma projeto de norma brasileira recomenda para a temperatura alta 54°C e para a temperatura baixa 20°C. Já a norma da AASHTO TP 134 correlaciona com a região de aplicação da mistura asfáltica.

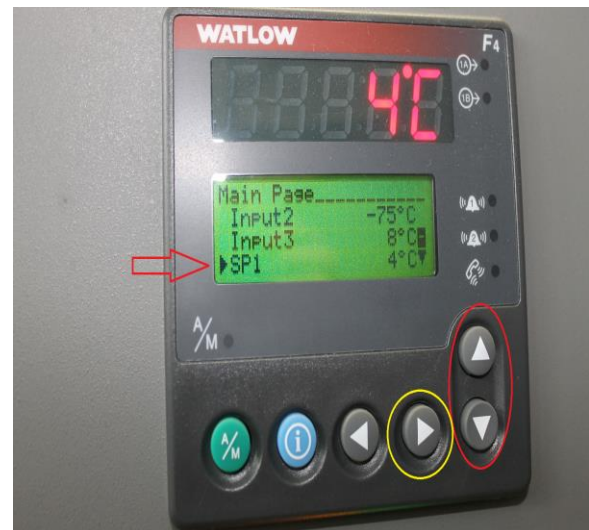
Colocar dentro da câmara de temperatura da MTS as amostras a serem ensaiadas juntamente com a base e cabeçote



Ligar a câmara de temperatura, acionando os dois botões indicados.

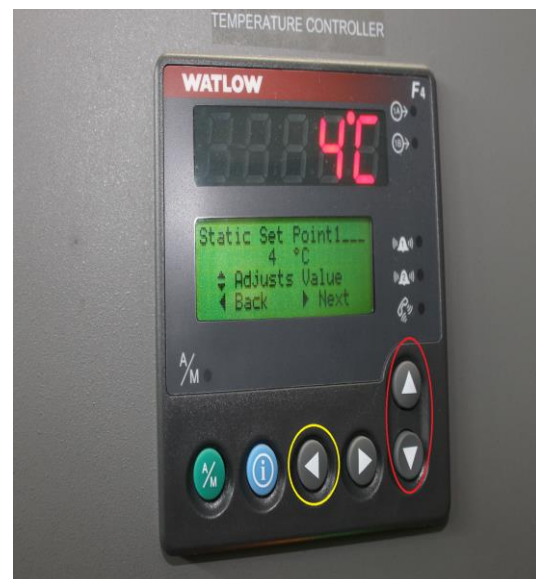


Selecionar SP1 utilizando os botões em destaque vermelho. Posteriormente apertar o botão em destaque amarelo.



Ajustar para a temperatura do ensaio utilizando os botões com destaque vermelho. Após apertar o botão em destaque amarelo.

De modo geral é necessário selecionar uma temperatura 2°C abaixo da temperatura alvo.



Monitorar a temperatura da amostra *dummy* para determinar quando o ensaio pode ser iniciado. Deve-se observar o equilíbrio entre a leitura da temperatura externa e interna da amostra, devendo ter uma diferença inferior a 1°C.



2.4. Inicializando o Equipamento

Nesta etapa é imprescindível que o procedimento seja realizado na ordem correta. Atentar para selecionar o *Res Mod* correto, bem como a célula de carga a qual vai ser utilizada.

Desligar os 4 botões de segurança que estão em destaque. Eles devem estar para frente para estarem desligados.



Ligar o computador



Ligar a *Flex Text GT* Controler



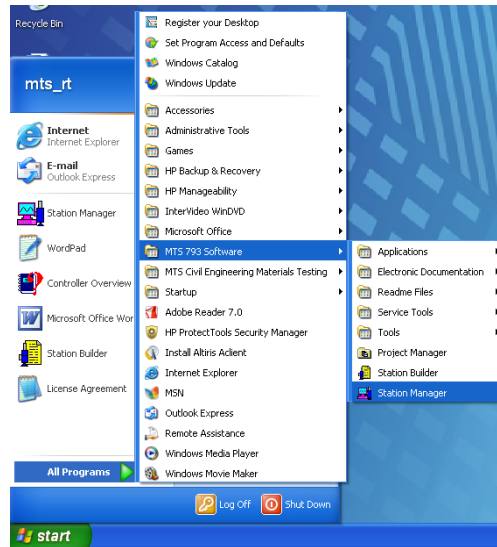
Acionar a bomba e o ventilador



Acionar HPU



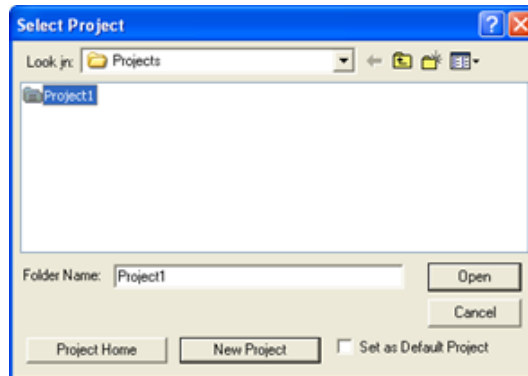
Abrir *Stations Manager* no computador.



Reset HPU

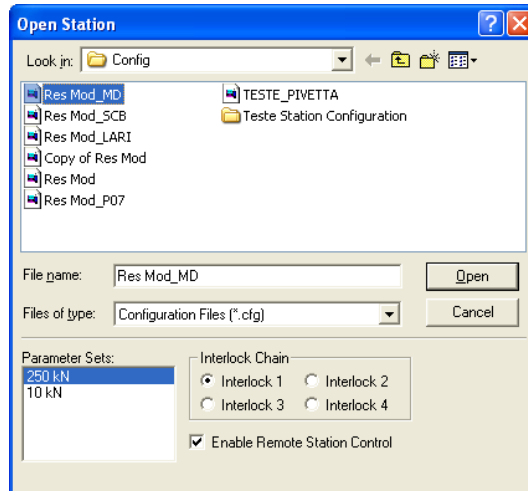


Clicar em *Project 1*



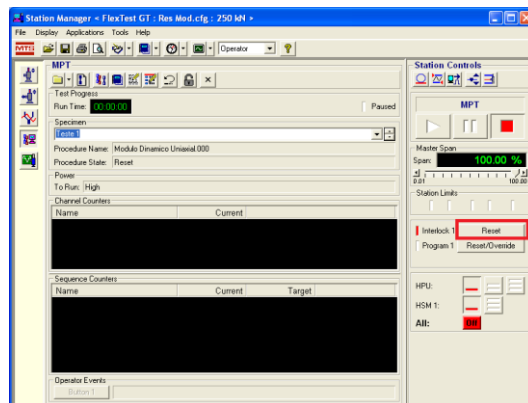
Para verificar se as configurações da célula de carga selecionada conferem com a célula de carga instalada clicar em “Res Mod_FN”.

A célula de carga a ser utilizado é a de 250kN.



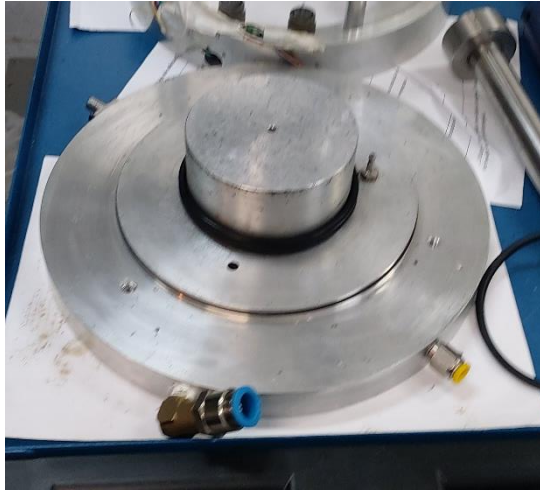
No *Station Manager*, clicar no botão “Reset” do *Interlock 1* para limpar os avisos de *Interlock*

Subir o atuador utilizando a *remote station* até zerar o offset de deslocamento. Atentar para ir zerando conforme *detectors* pré programados para 20mm.



2.5. Realização do ensaio

Checar se a toda a base está limpa. Frequentemente a face da base pode se encontrar suja com ligante devido aos ensaios em baixa temperatura. A sujeira pode interferir a estanqueidade da câmara.



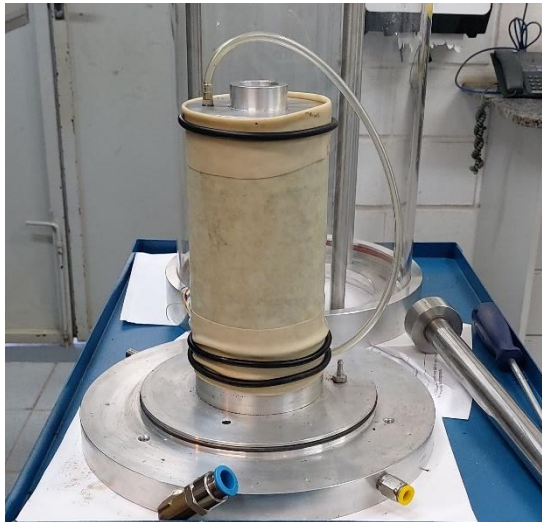
Colocar sobre a base a membrana redutora de atrito. Atentar para que o furo central não esteja bloqueando a drenagem.



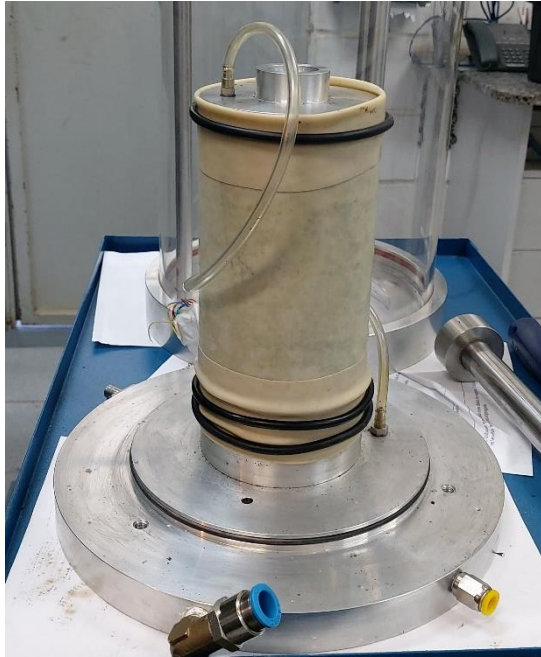
Colocar sobre o conjunto a amostra, seguida que uma nova membrana redutora de atrito e o cabeçote. Novamente é importante que o furo central da membrana esteja alinhado com a drenagem



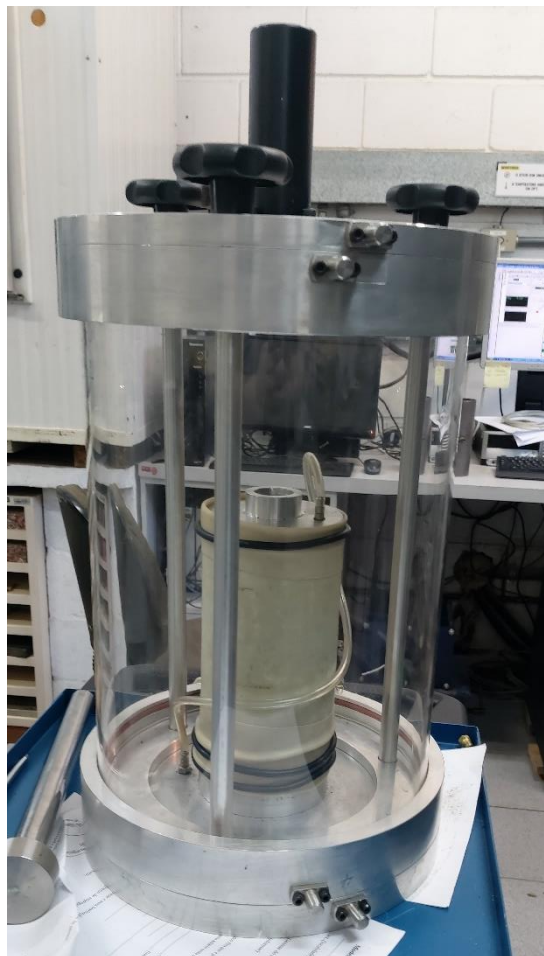
Instalar a membrana e os orings. Recomenda-se utilizar dois na base para garantir a estanqueidade.



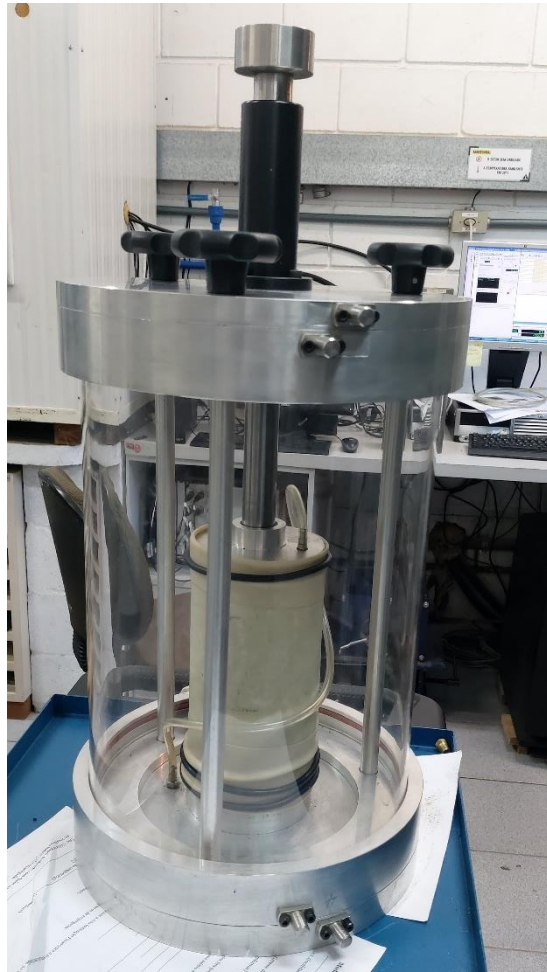
Conectar mangueira da drenagem superior a base.



Colocar a parte superior da câmara triaxial. Cuidar para que os pinos da parte de trás estejam próximos. Eles serão necessários para posteriormente realizar a abertura da câmara.



Colocar o eixo dentro do rolamento e apoiando o mesmo sobre o cabeçote.



Levar o conjunto para a MTS. Conectar a mangueira do ar comprimido e a da drenagem inferior.



Colocar a mangueira da drenagem inferior dentro de um recipiente com água



Abrir válvula que está localizada próximo ao computador.

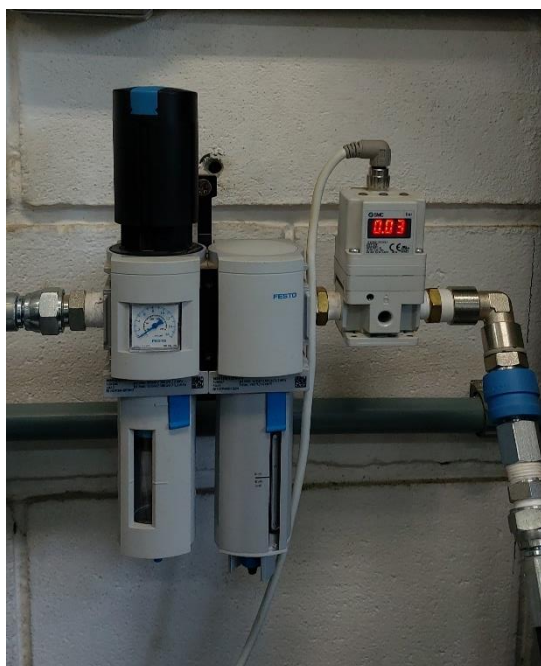


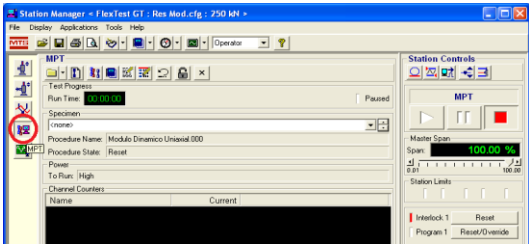
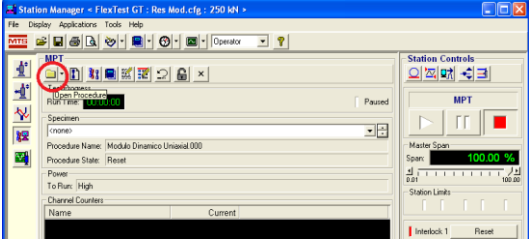
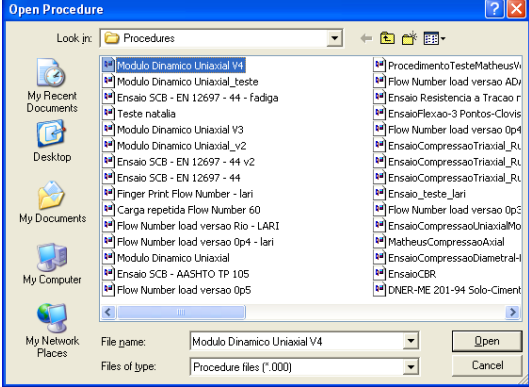
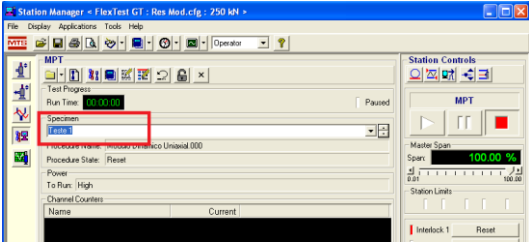
Ligar a válvula proporcional na tomada. Neste momento é possível observar um ruído sonoro e uma pequena leitura no display no equipamento.

Abrir o regulador de pressão até 2 bar observando o número de bolhas que está se formando no recipiente de água. Um número apropriado seria de 1 a 10 bolhas por segundo. Nenhuma bolha pode indicar um bloqueio, e um grande número de bolhas pode indicar que a membrana está rasgada, Orings soltos ou a base onde o Oring se encontra esteja muito suja não permitindo o perfeito contato da membrana com a base.

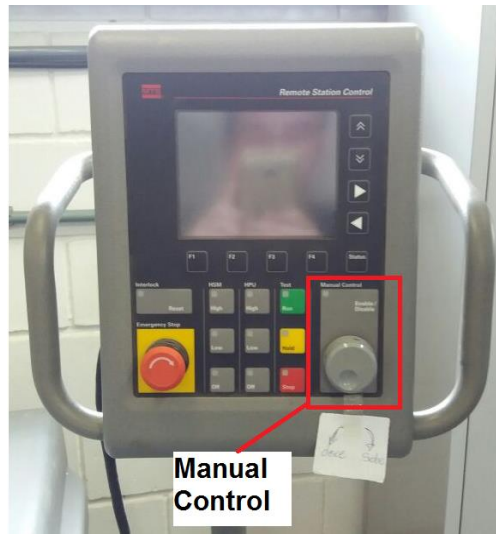
Após essa verificação pode-se desconectar o tubo de drenagem.

Manter a câmara pressurizada por uma hora antes de iniciar o ensaio

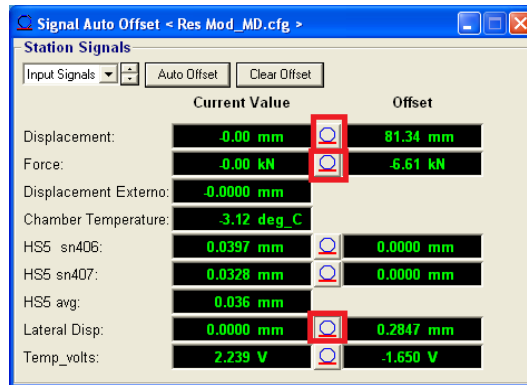


<p>Clicar em MPT no menu lateral</p>	
<p>Clicar em <i>open produce</i></p>	
<p>Abrir procedimento SSR TH ou TL</p>	
<p>Selecionar a <i>Speciment</i> criada no campo em destaque</p>	

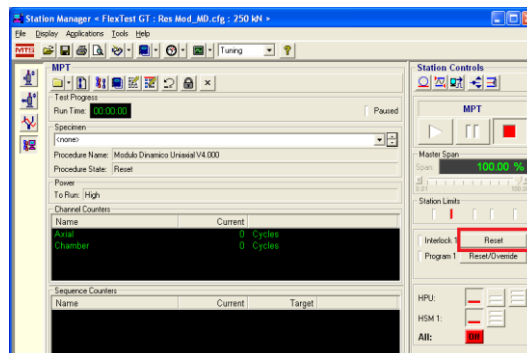
Baixar o êmbolo utilizando o botão *Manual Control* no *Remote Station Control* no manual até uma força de contato igual a 0,2 kN.



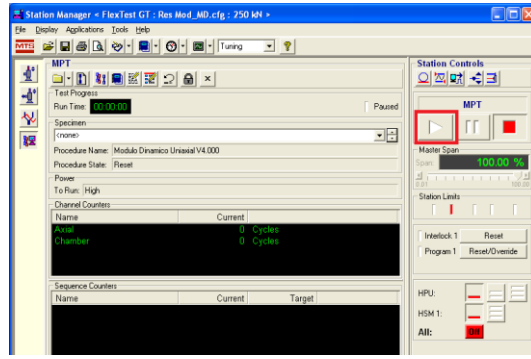
Zerar sensores: *Force e Displacement* no *Signal Auto Offset*



Reset *Interlock e Program*



MPT PLAY



3. APÊNDICE 3 – QUADRO RESUMO DE VALORES DE *FLOW NUMBER* UTILIZADOS NA FIGURA 27 E FIGURA 91

Autor	Tipo de ligante	Faixa granulométrica	FN
Barros (2017)	AB8	<i>Gap graded</i>	275
Barros (2017)	AB8	<i>Gap graded</i>	437
Faccin (2018)	AB8	DNIT C	158
-	AB8	<i>Gap graded</i>	126
-	AB8	<i>Gap graded</i>	75
-	AB8	DNIT C	297
-	AB8	DNIT C	816
-	AB8	DNIT B	348
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT B	5165
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT B	5528
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT C	5367
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT C	6300
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT B	2244
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT B	2976
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT C	1742
Almeida Júnior (2016)	AMP 60/85	DNIT C	2945
Barros (2017)	AMP 60/85	DNIT C	350
Faccin (2018)	AMP 60/85	DNIT C	10000
Faccin (2018)	AMP 60/85	DNIT C	10000
Faccin (2018)	AMP 60/85	DNIT C	647
Faccin (2018)	AMP 60/85	DAER B	925
Faccin (2018)	AMP 60/85	DAER C	986
Faccin (2018)	AMP 60/85	DNIT C	10000
-	AMP 60/85	DNIT C	2292
Faccin (2018)	AMP 65/90	DNIT C	1033
Nascimento (2008)	CAP 20	DNIT A	443
Nascimento (2008)	CAP 20	DNIT B	114
Nascimento (2008)	CAP 20	DNIT C	304
Nascimento (2008)	CAP 20	DNITC	133
Barros (2017)	CAP 30/45	DNIT C	207
Possebon (2018)	CAP 30/45	DNIT C	214
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT B	662
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT B	597
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT C	444
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT C	492
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT B	314
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT B	370
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT C	329
Almeida Júnior (2016)	CAP 50/70	DNIT C	449
Faccin (2018)	CAP 50/70	DAER A	132
Faccin (2018)	CAP 50/70	DAER B	262
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT C	284
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT B	564

Autor	Tipo de ligante	Faixa granulométrica	FN
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT B	779
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT C	359
+Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT C	485
Faccin (2018)	CAP 50/70	DAER A	226
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT B	336
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT C	822
Faccin (2018)	CAP 50/70	DNIT B	549
Possebon (2018)	CAP 50/70	DNIT C	128
Possebon (2018)	CAP 50/70	DNIT C	176
Possebon (2018)	CAP 50/70	DNIT C	132
Possebon (2018)	CAP 50/70	DNIT C	70
Possebon (2018)	CAP 50/70	DNIT C	165
-	CAP 50/70	DNIT C	193
-	CAP 50/70	DNIT B	117
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT B	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT B	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT C	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT C	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT B	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT B	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT C	10000
Almeida Júnior et al.(2018)	HIMA	DNIT C	10000
Barros (2017)	TLA 30/45	DNIT C	269
Faccin (2018)	TLAFLEX	DNIT C	2001